



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERIA

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

“EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE VIVIENDAS CONFORMADAS POR SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LA VICTORIA, LIMA.”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniera (o) Civil

Autores:

Mayra Lizbeth Garay Galindo

Luis Noe Llaure Enriquez

Asesor:

Mg. Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reyna

Trujillo – Perú

2020

DEDICATORIA

A Dios

Por brindarme la vida y haberme regalado una hermosa familia; así mismo por permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional y haberme dado salud para lograr mis metas, también por haber puesto en mi camino a grandes personas.

A mi mamá Juanita

Todo este esfuerzo está dedicado a mi mamá, lo más preciado que me regaló Dios, porque ella me ayudó en las buenas y en las malas y lo sigue haciendo, por apoyarme siempre en cada paso que doy y fortalecer mi corazón cada día, además de haberme dado la vida, siempre confió en mí y nunca me abandonó. Te amo muchísimo mamita. ¡Lo logramos!

A mi tía Elke y mi prima Lina

Por todos estos años que vivimos juntas, compartiendo alegrías y tristezas, pero siempre saliendo adelante como la familia que somos. Tía, con mucho cariño te dedico esta tesis porque eres como mi segunda mamá, siempre dándome consejos y apoyándome para salir adelante. Lina, mi hermanita de corazón, te dedico esta tesis por tu inmenso cariño y tu apoyo incondicional desde niñas; te quiero bola.

A Luis

Te dedico este gran esfuerzo por siempre estar conmigo cada vez que te necesitaba, por tu apoyo incondicional desde diciembre del 2012. Como siempre lo decimos: “Somos un equipo”, y juntos logramos nuestra titulación y lograremos muchas cosas más. Gracias por entenderme, tenerme paciencia y enseñarme muchas cosas en todos estos años. Mi compañero de tesis, mi confidente, mi compañero de vida gracias por todo el amor que me sigues brindando.

Mayra Lizbeth Garay Galindo

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada:

A mis padres Damián y Santos quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir hoy un sueño más, gracias por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y valentía, de no temer las adversidades porque Dios está conmigo siempre.

A mis hermanos Ronal, Lucy, Richard, Jhuvitza y Antony por su cariño y apoyo incondicional, durante todo este proceso, por estar conmigo en todo momento gracias. A toda mi familia porque con sus oraciones, consejos y palabras de aliento hicieron de mí una mejor persona y de una u otra forma me acompañan en todos mis sueños y metas.

A mi Mayrita por siempre estar conmigo en las buenas y en las malas, por apoyarme constantemente. Por recordarme siempre que juntos podemos lograr muchas cosas, así como ahora, nuestra titulación. Gracias por tenerme paciencia, por llenar mi corazón de amor y enseñarme muchas cosas a lo largo de estos años. Mi compañera de tesis, mi compañera de vida, mi gran amor gracias por todo el amor que me brindas cada día.

A todas las personas que nos han apoyado y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

El presente trabajo investigativo lo dedico a Dios, por ser el inspirador y darme fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

Luis Noe Llaure Enriquez

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por bendecirnos la vida, por guiarnos a lo largo de nuestra existencia, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

De igual forma, agradecemos a nuestro asesor de Tesis, Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reyna que gracias a sus consejos y correcciones hoy podemos culminar este trabajo.

Al Ing. José Martín Velásquez Vargas, por incentivarnos y demostrarnos la importancia en el desarrollo del presente trabajo de investigación.

A los ingenieros de la universidad, por brindarnos los conocimientos necesarios para nuestro desarrollo profesional.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO.....	4
ÍNDICE DE CONTENIDOS	v
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE ECUACIONES	xii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	14
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	25
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA	99
CAPÍTULO 4. RESULTADOS	107
CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....	179
RECOMENDACIONES	189
REFERENCIAS	190
ANEXOS	193

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01 : Estados de daño y niveles de desempeño.....	34
Tabla 02 : Niveles de desempeño para las estructuras	39
Tabla 03 : Objetivos de Desempeño Sísmico recomendados para edificios	41
Tabla 04 : Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales	42
Tabla 05 : Niveles de amenaza sísmica	43
Tabla 06 : Niveles recomendados de desempeños esperados.....	44
Tabla 07 : Factores de zona “Z”	46
Tabla 08 : Factores de suelo	47
Tabla 09 : Periodos cortos (TP) y largos (TL).....	47
Tabla 10 : Coeficiente R_o para sistemas estructurales de concreto armado y albañilería...	48
Tabla 11 : Parámetros numéricos y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para vigas de concreto armado	66
Tabla 12 : Parámetros numéricos y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para columnas de concreto armado	67
Tabla 13 : Límites de deriva según el ATC-40	81
Tabla 14 : Límites de deriva según el Comité Visión 2000	81
Tabla 15 : Características de las varillas corrugadas.....	86
Tabla 16 : Calidades del acero de refuerzo.....	87
Tabla 17 : Resistencias características de la albañilería	90
Tabla 18 : Operacionalización de variables.....	99
Tabla 19 : Matriz de consistencia.....	100
Tabla 20 : Antigüedad de las viviendas analizadas	107
Tabla 21 : Uso y sistema estructural de las edificaciones	108
Tabla 22 : Propiedades mecánicas de los materiales.....	116
Tabla 23 : Parámetros sísmicos	119
Tabla 24 : Irregularidad de rigidez para la dirección X-X	120
Tabla 25 : Irregularidad de rigidez para la dirección Y-Y	120
Tabla 26 : Irregularidad de resistencia para la dirección X e Y	120
Tabla 27 : Irregularidad de peso para la dirección X e Y.....	121
Tabla 28 : Irregularidad torsional para la dirección X-X	122
Tabla 29 : Irregularidad torsional para la dirección Y-Y	122
Tabla 30 : Resumen de irregularidades estructurales en altura “Ia”.....	124
Tabla 31 : Resumen de irregularidades estructurales en planta “Ip”.....	124
Tabla 32 : Valores para el espectro de diseño NTE E030-2018 X e Y	133
Tabla 33 : Modos de vibración.....	134
Tabla 34 : Derivas de entrepiso	135
Tabla 35 : Geometría de los muros y fuerzas internas ante sismo moderado	137
Tabla 36 : Esfuerzo axial máximo de los muros de albañilería.....	137
Tabla 37 : Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y1.....	138
Tabla 38 : Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y2.....	138
Tabla 39 : Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y3.....	138
Tabla 40 : Resistencia al corte de los muros de albañilería confinada	139
Tabla 41 : Verificación de la resistencia al corte del edificio para sismo severo.....	139
Tabla 42 : Combinaciones de carga de columna C-02 (0.30x0.45) primer piso.....	147
Tabla 43 : Parámetros de modelación y criterios de aceptación de la columna C-02	150

Tabla 44 : Puntos de interés en la dirección X-X.....	155
Tabla 45 : Puntos del espectro de capacidad para la dirección X-X	156
Tabla 46 : Factores de conversión para cada nivel de sismo.....	158
Tabla 47 : Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo.....	159
Tabla 48 : Desplazamientos espectrales para cada nivel de sismo.....	161
Tabla 49 : Evaluación del desempeño sísmico.....	165
Tabla 50 : Verificación del sistema estructural para la dirección X.....	166
Tabla 51 : Derivas de entrepiso de la estructura reforzada.....	167
Tabla 52 : Combinaciones de carga placa de reforzamiento PX1 en primer piso.....	169
Tabla 53 : Combinaciones de carga placa de reforzamiento PX2 en primer piso.....	171
Tabla 54 : Combinaciones de carga placa de reforzamiento PY2 en primer piso.....	174
Tabla 55 : Evaluación del desempeño sísmico de estructura reforzada	176
Tabla 56 : Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y1 para sismo moderado	177
Tabla 57 : Resistencia al corte del muro de concreto armado pier Y2.....	177
Tabla 58 : Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y3 para sismo moderado	177
Tabla 59 : Resistencia al corte de muros de albañilería con reforzamiento	178
Tabla 60 : Verificación de la resistencia al corte del edificio para sismo severo de la estructura reforzada	178

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01 : Metodología para el diseño sísmico basado en el desempeño PBSB	32
Figura 02 : Zonas sísmicas	46
Figura 03 : Conversión del Espectro de Respuesta a formato ADRS	51
Figura 04 : Respuesta elástica de estructuras	51
Figura 05 : Respuesta inelástica de estructuras	52
Figura 06 : Curva esfuerzo - deformación del concreto no confinado	54
Figura 07 : Curva esfuerzo - deformación del concreto no confinado	55
Figura 08 : Curva esfuerzo - deformación del concreto no confinado	56
Figura 09 : Curva esfuerzo - deformación del concreto no confinado	58
Figura 10 : Modelo elastoplástico perfecto	59
Figura 11 : Modelo trilineal con endurecimiento por deformación.....	60
Figura 12 : Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación	61
Figura 13 : Diagrama momento-curvatura típica	63
Figura 14 : Relaciones generalizadas fuerza-deformación para componentes.....	64
Figura 15 : Formación de rótula plástica en los extremos de viga	68
Figura 16 : Mecanismo ideal de formación de rotulas plásticas en un pórtico	69
Figura 17 : Secuencia del análisis Pushover.....	70
Figura 18 : Curva de capacidad idealizada.....	72
Figura 19 : Tipos de ductilidad.....	72
Figura 20 : Espectro de respuesta modificado MADRS para uso con T_{sec}	77
Figura 21 : Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la Iteración Directa (Procedimiento A)	80
Figura 22 : Sectorización de la curva de capacidad.....	82
Figura 23 : Curva esfuerzo - deformación del concreto	82
Figura 24 : Módulo de elasticidad del concreto	83
Figura 25 : Tipos de corrugaciones en las barras de refuerzo	85
Figura 26 : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	87
Figura 27 : Curvas esfuerzo - deformación del acero de refuerzo.....	87
Figura 28 : Modulo de elasticidad del acero de refuerzo	88
Figura 29 : Edificaciones de albañilería confinada	89
Figura 30 : Muro de albañilería confinada	92
Figura 31 : Diseño de investigación	101
Figura 32 : Plano del Distrito de la Victoria.....	101
Figura 33 : Plano de ubicación de las 16 viviendas seleccionadas.....	102
Figura 34 : Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos.....	103
Figura 35 : Método para el análisis de datos	104
Figura 36 : Procedimiento de la investigación	106
Figura 37: Vista lateral y frontal de la edificación N° 13.....	108
Figura 38 : Distribución arquitectónica del 1er piso	110
Figura 39 : Distribución arquitectónica del 2do al 5to piso	111
Figura 40 : Planta de Azotea	112
Figura 41 : Elevación de la edificación	113
Figura 42 : Esquema estructural del 1er nivel	114
Figura 43 : Esquema estructural del 2do al 5to nivel	115

Figura 44 : Secciones de columnas.....	116
Figura 45 : Secciones de vigas	117
Figura 46 : Modelo en planta del 1er. nivel y del 2do. al 5to. nivel.....	125
Figura 47 : Propiedades del concreto	126
Figura 48 : Esfuerzo de compresión del concreto	126
Figura 49 : Propiedades del acero de refuerzo	127
Figura 50 : Esfuerzo de fluencia del acero	127
Figura 51 : Propiedades de la albañilería	128
Figura 52 : Esfuerzo a la compresión de la albañilería.....	128
Figura 53 : Sección de columna de concreto armado.....	129
Figura 54 : Sección de viga de concreto armado.....	129
Figura 55 : Espesor del muro de albañilería confinada aparejo de soga	130
Figura 56 : Definición de la losa aligerada unidireccional.....	130
Figura 57 : Modelo estructural de la edificación N° 13	131
Figura 58 : Definición de patrones de carga muerta y viva.....	131
Figura 59 : Casos de cargas con excentricidad accidental para la dirección X e Y	132
Figura 60 : Espectro de diseño NTE E030-2018 X e Y	133
Figura 61 : Modos de vibración predominantes en la dirección X e Y.....	135
Figura 62 : Derivas de entrepiso.....	136
Figura 63 : Disposición de muros de albañilería confinada	136
Figura 64 : Diagrama esfuerzo deformación del concreto modelo de Mander, Priestley y Park (1998).....	140
Figura 65 : Diagrama esfuerzo deformación del acero Ø5/8” Modelo de Park y Paulay .	140
Figura 66 : Diagrama momento-curvatura C-01(30x30).....	141
Figura 67 : Diagrama momento-curvatura C-02 (30x45).....	141
Figura 68 : Diagrama momento-curvatura VCH-01 (15x20).....	142
Figura 69 : Diagrama momento-curvatura VCH-02 (25x20).....	142
Figura 70 : Diagrama momento-curvatura VP-01(30x60)	143
Figura 71 : Diagrama de momento flector Mu (Tonf-m) de la viga VP-01 Eje 3 del Piso 1	143
Figura 72 : Definición de rótula plástica por flexión en vigas	146
Figura 73 : Asignación del diagrama momento – rotación de la viga VP-01	146
Figura 74 : Diagrama de interacción columna C-02 - con solicitaciones de sismo en X..	148
Figura 75 : Definición de rótula plástica por flexocompresión en columnas.....	150
Figura 76 : Diagrama momento rotación de la columnas C-02.....	151
Figura 77 : Condición inicial de carga gravitacional no lineal (CGNL)	152
Figura 78 : Caso de carga para el análisis pushover X-X.....	152
Figura 79 : Punto de control para la dirección X.....	153
Figura 80 : Formación de las primeras rótulas plásticas	154
Figura 81 : Formación de rótulas plásticas que originan el colapso.....	154
Figura 82 : Curva de capacidad para la dirección X-X	155
Figura 83 : Espectro de capacidad para la dirección X-X	156
Figura 84 : Espectros de respuesta elásticos (R=1.00) para cada nivel de sismo.....	160
Figura 85 : Espectros de respuesta elásticos - ADRS (R=1.00) para cada nivel de sismo	162
Figura 86 : Punto de desempeño para sismo frecuente	162
Figura 87 : Punto de desempeño para sismo de servicio.....	163
Figura 88 : Punto de desempeño para sismo de diseño	163

Figura 89 : Punto de desempeño para sismo máximo	164
Figura 90 : Desempeño sísmico en X-X.....	164
Figura 91 : Vista en planta de elementos de reforzamiento	166
Figura 92 : Derivas de entrepiso de la estructura reforzada	167
Figura 93 : Diseño final placa PX1	168
Figura 94 : Diagrama de Interacción PX1 (P-M3) – con solicitaciones de sismo en X....	169
Figura 95 : Diagrama de Interacción PX1 (P-M2) - con solicitaciones de sismo en X.....	170
Figura 96 : Diseño final placa PX2	171
Figura 97 : Diagrama de Interacción PX2 (P-M3) - con solicitaciones de sismo en X.....	172
Figura 98 : Diagrama de Interacción PX2 (P-M2) - con solicitaciones de sismo en X.....	172
Figura 99 : Diseño final placa PY2	173
Figura 100 : Diagrama de Interacción PY2 (P-M3) - con solicitaciones de sismo en Y... 174	
Figura 101 : Diagrama de Interacción PY2 (P-M2) - con solicitaciones de sismo en Y... 175	
Figura 102 : Desempeño sísmico de la estructura reforzada	176
Figura 103 : Derivas de entrepiso de edificios de 03 pisos en la dirección X-X.....	179
Figura 104 : Derivas de entrepiso de edificios de 04 pisos en la dirección X-X.....	180
Figura 105 : Derivas de entrepiso de edificios de 05 pisos en la dirección X-X.....	180
Figura 106 : Derivas de entrepiso de edificios de 03 pisos en la dirección Y-Y.....	181
Figura 107 : Derivas de entrepiso de edificios de 04 pisos en la dirección Y-Y.....	181
Figura 108 : Derivas de entrepiso de edificios de 05 pisos en la dirección Y-Y.....	182
Figura 109 : Desempeño de las edificaciones frente a sismo frecuente	182
Figura 110 : Desempeño de las edificaciones frente a sismo de servicio.....	183
Figura 111 : Desempeño de las edificaciones frente a sismo de diseño (Raro)	184
Figura 112 : Desempeño de las edificaciones frente a sismo máximo (Muy Raro).....	185
Figura 113 : Verificación del esfuerzo axial máximo	185
Figura 114 : Control de fisuración ante sismo moderado.....	186
Figura 115 : Verificación de resistencia al corte de las edificaciones.....	186

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 01 : Período de Retorno	43
Ecuación 02 : Aceleración para el sismo de diseño.....	44
Ecuación 03 : Factor de conversión.....	44
Ecuación 04 : Factor de amplificación sísmica	47
Ecuación 05 : Coeficiente de reducción	49
Ecuación 06 : Aceleración espectral.....	50
Ecuación 07 : Desplazamiento Espectral.....	50
Ecuación 08 : Modelo de Mander para concreto no confinado	54
Ecuación 09 : Modelo de Hognestad para concreto no confinado	55
Ecuación 10 : Modelo de Kent y Park modificado para concreto confinado	57
Ecuación 11 : Modelo de Mander para concreto confinado	58
Ecuación 12 : Modelo de Park y Paulay.....	61
Ecuación 13 : Amortiguamiento efectivo.....	75
Ecuación 14 : Amortiguamiento efectivo aproximado.....	75
Ecuación 15 : Periodo efectivo.....	76
Ecuación 16 : Periodo efectivo optimizado.....	76
Ecuación 17 : Factor de modificación	77
Ecuación 18 : Reducción espectral para el amortiguamiento efectivo.....	78
Ecuación 19 : Rigidez post-elástica.....	79
Ecuación 20 : Ductilidad por desplazamiento	79
Ecuación 21 : Módulo de elasticidad del concreto	83
Ecuación 22 : Módulo de corte del concreto	84
Ecuación 23 : Módulo de elasticidad del acero	88
Ecuación 24 : Esfuerzo axial máximo	93
Ecuación 25 : Módulo de elasticidad de la albañilería	95
Ecuación 26 : Módulo de corte de la albañilería	96
Ecuación 27 : Control de fisuración	96
Ecuación 28 : Resistencia al corte de los muros de albañilería.....	97
Ecuación 29 : Factor de reducción de resistencia al corte.....	97
Ecuación 30 : Verificación de la resistencia al corte del edificio.....	98

RESUMEN

La presente tesis tiene por objetivo determinar la capacidad sísmica de 16 viviendas existentes de las cuales 6 son de 3 pisos, 6 de 4 pisos y 4 de 5 pisos, ubicadas en el distrito de La Victoria, Lima. Los sistemas estructurales de estas edificaciones corresponden a pórticos de concreto armado para la dirección X y albañilería confinada para la dirección Y.

Se realizó el análisis modal espectral de las edificaciones para el sismo de diseño con periodo de retorno de 475 años, con el cual se determinaron las derivas de entrepiso inelásticas para cada dirección. Con ello se observó que el 46% en el sistema de pórticos y el 100% en el de albañilería confinada cumplen con las derivas admisibles dispuestas por la norma E.030 para cada sistema estructural.

Para el sistema estructural de albañilería confinada se realizó la verificación del esfuerzo axial máximo, control de fisuración de muros para sismo moderado y resistencia al corte global producido por el sismo severo de cada edificio según lo establecido por la norma E.070. Obteniendo que el 100% de las edificaciones cumplieron con la verificación del esfuerzo axial máximo, 37% cumplieron con el control de fisuración de muros para sismo moderado y 69% cumplieron con la resistencia al corte del edificio.

Para el sistema de pórticos se realizó un análisis estático no lineal (Pushover) para cada edificación, siguiendo las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-13. El objetivo era determinar la curva de capacidad de cada edificio además del mecanismo de formación de rotulas plásticas de los elementos estructurales que conforman la estructura.

Posteriormente se determinó el punto de desempeño sísmico mediante la aplicación del método del espectro de capacidad (FEMA 440). Asimismo, la demanda sísmica se definió a partir del espectro de diseño de la norma NTE E.030 (2018).

Finalmente se presentó la evaluación del desempeño sísmico según los objetivos básicos de desempeño recomendados por el Comité Visión 2000. Así, se constató que el 100% de las edificaciones no cumplen con el objetivo de totalmente operacional para el sismo frecuente, el 37% cumplen con el objetivo de operacional para el sismo de servicio, el 6%

cumplen con el objetivo de seguridad de vida para el sismo de diseño, y el 100% de las edificaciones no cumplen con el objetivo de prevención de colapso para el sismo máximo.

Con los resultados obtenidos se realizó un proyecto de reforzamiento para el Edificio N°13 cuyo objetivo es mejorar el comportamiento sísmico de la edificación para los 2 sistemas estructurales. Por lo tanto, para el sistema de pórticos se obtuvo el objetivo de desempeño básico de seguridad de vida para el sismo de diseño y para el sistema de albañilería confinada se cumplió con todos los requisitos de resistencia que establece la norma E.070.

Palabras Clave: Capacidad sísmica, sistemas estructurales, desempeño sísmico.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

Los eventos sísmicos son, sin duda, una de las más impactantes manifestaciones de la naturaleza. La destrucción que este fenómeno produce en las infraestructuras, así como las pérdidas humanas que han provocado a lo largo de la historia, nos demuestra el potencial devastador que pueden tener. Por esta razón es importante incidir en la investigación del comportamiento de las estructuras frente a la acción sísmica.

Los últimos sismos severos en el Perú, han demostrado el mal funcionamiento de muchas estructuras existentes. Igualmente, la necesidad de intervenir aquellas edificaciones diseñadas con criterios de normativas antiguas e inadecuadas o aquellas que, incluso, han sido diseñadas antes de que en nuestro país se implementaran estos códigos sismorresistentes. Es por ello que se hace necesario e indispensable identificar la capacidad sísmica de las edificaciones. De esta manera, se pueden implementar planes de mitigación y prevención evitando catástrofes que dejan pérdidas incalculables e inaceptables tanto desde el punto de vista social como económico.

Calcina (2017) sostiene que los terremotos ocurridos en el mundo siempre han causado grandes pérdidas de vidas humanas y materiales. La energía acumulada en la litosfera es liberada a través de movimientos bruscos del terreno, los terremotos se propagan en forma de ondas en el suelo generando daños en forma directa e indirecta en las zonas pobladas, dependiendo de la localización de su epicentro, las características geológicas, el tipo de falla, entre otras variables. Por tanto, la capacidad de deformación o ductilidad de un edificio es un factor determinante para obtener un comportamiento sísmico adecuado. Para lograr un diseño sismorresistente óptimo es indispensable conocer los posibles mecanismos de falla de la estructura, hasta el nivel de colapso.

En el ámbito internacional y nacional se observa que el conocimiento de distintos lugares sobre los sismos está vinculado al contexto en el que estos se encuentran; así

como Guatemala que, ante el riesgo constante de estar ubicada en una zona de alta sismicidad, probablemente una de las más grandes del mundo. La ausencia de información empírica y analítica sobre los desastres y sus impactos inmediatos y mediatos, así como los procesos de conformación de riesgos y sus factores determinantes, han hecho que la vulnerabilidad sísmica se haya convertido en un tema de suma importancia. Por tal motivo, en función de evitar que los terremotos sigan impactando drásticamente a la población guatemalteca, han surgido iniciativas para evaluar la vulnerabilidad estructural de la ciudad. Farfán & Díaz (2009)

En Chile, en relación a terremotos y tsunamis el riesgo es constante debido a su nivel de exposición y vulnerabilidad sísmica. Prácticamente, todas las ciudades a lo largo del margen costero han experimentado en el último siglo un gran terremoto de subducción y/o de profundidad intermedia. Tal es, el caso más reciente lo ocurrido el 27 de febrero, que afectó a 6 regiones de Chile y comprometió a cerca de un 80% de la población nacional; incluyendo un tsunami que arrasó con localidades como Dichato, Iloca, Constitución, Talcahuano, Duao, entre otras. Silva (2011)

En Perú, el formar parte del cinturón de fuego del Pacífico, conlleva a que la costa peruana esté en una zona de alta actividad tectónica y sísmica. Los terremotos de gran intensidad azotaron en repetidas ocasiones las ciudades ubicadas en esta región. Los sismos más recientes ocurridos en la costa central-norte fueron en Chimbote el 31 de mayo de 1970 y en Lima el 03 de octubre de 1974. En definitiva, los terremotos de gran intensidad volverán a afectar las ciudades costeras Kuroiwa (2002), por tanto, es necesario conocer el estado en que se encuentran las viviendas de la costa, especialmente las de mayor riesgo como son las viviendas autoconstruidas. Con los resultados se busca plantear mejoras en su estructuración y proceso constructivo, con el propósito de disminuir la vulnerabilidad sísmica de este tipo de viviendas en el futuro.

Lima se encuentra ubicada en la costa central del país a orillas del Océano Pacífico. Según la Norma Técnica Peruana E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, la ciudad se encuentra en la zona sísmica 4, por lo tanto, es una zona de alta sismicidad, tal como se observa en el mapa sísmico del Perú. En la actualidad, no se

han registrado eventos sísmicos de gran intensidad por más de 270 años según el Instituto Geofísico del Perú (I.G.P). Por esta razón, las edificaciones que no han sido construidas acorde a las normativas actuales de diseño sismorresistente son altamente vulnerables ante la presencia de un sismo severo.

Las empresas y entidades que trabajan activamente en la prevención de la reducción de desastres como es la vulnerabilidad sísmica de las viviendas producto de la autoconstrucción son el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), Instituto Geofísico del Perú (IGP), entre otros.

En el Perú, la normativa vigente para el diseño Sismorresistente está dado por la Norma Técnica Peruana E.030 (2018) denominada “Diseño Sismorresistente”, cuyo objeto se define de la siguiente manera: “establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en numeral 3.0 de la norma (Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente).

Para realizar una evaluación de vulnerabilidad y riesgo sísmico de forma confiable, es necesario disponer de diversas informaciones considerables que no siempre se tiene y que a veces no son verdaderas; por lo tanto, el uso de una metodología probabilística es la más apropiada para el estudio. Y para minimizar el número de víctimas y pérdidas materiales en caso de un sismo, es necesario mejorar el diseño en las estructuras nuevas (Barona, 2010).

Laucata (2013) encontró que la vulnerabilidad de las 30 viviendas de construcción informal ubicadas en los distritos de El Porvenir y Víctor Larco en la ciudad de Trujillo, es alta con un 83%, y solo un 7% con vulnerabilidad baja. El peligro es medio en un 83% de las viviendas, el saldo se encuentra en alto peligro. Finalmente, el riesgo es alto en un 87%, y la diferencia tiene un riesgo medio. Según el estudio, ninguna vivienda está considerada como en riesgo bajo. Los valores obtenidos van de la mano con los resultados de densidad de muros, que es uno de los factores más incidentes. El riesgo de estas viviendas a ser afectadas por un sismo es alto. Se ve

necesario reducir la alta vulnerabilidad de estas viviendas, para evitar futuras pérdidas humanas y físicas en el caso de producirse un sismo severo.

Por otro lado, Vizconde (2004) encontró que el estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios de albañilería confinada como hospitales o clínicas, como es el caso de la clínica San Miguel, tiene una buena resistencia al sismo debido a la falla solo de algunas vigas y muros de corte y a que no trabajan dejando las cargas a ser soportadas por los elementos de los pórticos (columnas y vigas). Por lo tanto, no es seguro para un nivel de ocupación inmediata. Finalmente, se concluye que el sismo máximo esperado (período de retorno de 475 años) dependiendo de la distancia entre el foco y el sitio podría ser en escalas de $M_s = 8.17, 8.25, 9.04$ y/o $M = 8.6, 8.74, 10.14$, valores que se han presentado ya en la zona de Piura, según el historial sísmico.

La mayoría de viviendas son construidas informalmente sin asesoramiento profesional, por lo que son más vulnerables ante un evento sísmico ya sea de poca o gran magnitud. Consecuentemente, se denomina vulnerabilidad al grado de daño que podría sufrir una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características. Por eso, es necesario realizar una evaluación estructural para estimar el comportamiento sísmico de las edificaciones con la finalidad de realizar un reforzamiento a las mismas.

Algunas instituciones se dedican al estudio de la vulnerabilidad sísmica, como las que a continuación referimos:

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), institución de sólido prestigio internacional, que gracias al aporte y calidad de sus investigadores ha logrado colocarse a la vanguardia de la Ingeniería Sísmica no solo en el Perú sino también en Latinoamérica. Durante sus 30 años de funcionamiento, CISMID ha contribuido con una serie de investigaciones a la implementación de obras de infraestructura de trascendencia nacional e internacional. Así mismo, su aporte en el área de mitigación de desastres ha sido significativo, realizando diversos trabajos de microzonificación sísmica de un gran

número de ciudades a nivel nacional y contribuyendo con investigaciones sobre materiales y tecnologías de construcción de viviendas sismorresistentes de interés social.

El Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). Tiene a su cargo la Gerencia de Investigación y Normalización (GIN), dependencia encargada de fomentar, orientar y ejecutar investigaciones, trabajos científicos y tecnológicos socio-económicos y de toda otra naturaleza, vinculados a la problemática de la vivienda y la edificación; así como elaborar normas que regulen el diseño de las edificaciones y el desarrollo tecnológico de la construcción, con el fin de promover y difundir los procedimientos y uso de técnicas que aseguren el abaratamiento, calidad y los tipos de productos más adecuados a las exigencias de nuestra realidad nacional, con la finalidad de reducir la vulnerabilidad sísmica producto de la autoconstrucción.

Según explica Velásquez (2019), el sismo de magnitud 8 ocurrido el 26 de mayo y cuyo epicentro fue Lagunas (Loreto), con una población de 12 mil habitantes, no ha superado ni 1/3 de las fuerzas sísmicas que nuestras edificaciones están preparadas para resistir. Solo la construcción informal ha resultado dañada, inclusive viviendas de albañilería confinada. En total, 240 familias han resultado afectadas y algunas líneas vitales. Si el terremoto hubiera sido en la costa, donde el proceso de subducción entre las placas Nazca y Sudamericana ocurre más superficialmente, las consecuencias habrían sido devastadoras sobre todo en nuestra capital. Lima cuenta con más de 9 millones de habitantes. San Juan de Lurigancho es el distrito más poblado con 1 millón de habitantes, según el reporte del último censo del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). Además, un estudio revela que el 90% de las viviendas informales colapsarían frente a este terremoto. Por eso, es importante brindar capacidad sismorresistente a nuestras edificaciones y esto solo se logra si buscamos ayuda profesional. El ingeniero estructural trabaja de la mano con el arquitecto para que desde la concepción del proyecto se dimensionen adecuadamente elementos sísmicos resistentes y rígidos, como vigas, columnas, muros de albañilería y placas de concreto armado, a fin de resistir el terremoto de

diseño. Éste es el que ocurre cada 475 años y tiene una probabilidad de excedencia del 10% durante el tiempo de vida útil de la edificación, que es de 50 años. Estamos a pocos días de recordar el sismo más devastador que ocurrió en el Perú el 31 de mayo de 1970 (más de 50 mil fallecidos). El silencio sísmico de casi 50 años, hace suponer que en la zona centro-norte del país, un sismo de gran magnitud está anunciado, y no hay necesidad de ser adivino ni profeta para decirlo. Sigamos trabajando intensamente para que nuestros edificios sean sísmicamente seguros.

Según explica Caicedo, Barbat, Canas & Aguiar (1994), el problema de la predicción del comportamiento sísmico de edificios existentes es esencial en la evaluación de las pérdidas económicas y sociales que los terremotos pueden producir en zonas urbanas. Si el diseño sísmico de nuevas estructuras viene estipulado por normas que, en muchos casos, ya han sido comprobadas en situaciones reales y que, generalmente, garantizan un nivel adecuado de seguridad, no ocurre lo mismo con el problema de la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras existentes, donde se requiere de estudios mucho más amplios, complejos y llevados a cabo por especialistas, para poder encontrar resultados que sean confiables. Además, en muchas zonas urbanas existen estructuras que han sido diseñadas sin que se considere ninguna norma referente a cargas sísmicas, y algunas que han sido modificadas como resultado de un cambio de destino y algunas otras que han sufrido daños en terremotos pasados, todo lo cual hace más difícil la evaluación de su comportamiento frente a futuros movimientos sísmicos. La falta de información acerca de todos estos aspectos sumada a otros tipos de incertidumbres como, los referentes a la acción o a las propiedades de los materiales, por ejemplo, hace que se requieran estudios específicos para predecir el comportamiento sísmico de estructuras existentes.

La autoconstrucción se convirtió habitual en los diversos sectores sociales y especialmente en la población con recursos económicos limitados. Este hecho no sólo acontece en el Perú, sino que es propio de muchos países en vías de desarrollo. Los propietarios recurren a la informalidad, edificando con: materiales inadecuados, sin dirección técnica y sin emplear los reglamentos de edificación nacionales

vigentes para su diseño y construcción. Las viviendas informales tienen serias deficiencias: estructurales, arquitectónicas y constructivas, que las hacen vulnerables a los fenómenos naturales locales. La informalidad es producto de las carencias económicas, la idiosincrasia de los propietarios y la necesidad de vivienda. Son los dueños de las viviendas quienes optan por la ilegalidad esto sucede en todo el país. Laucata (2013)

Zavala (2018) explica que, las construcciones informales de albañilería son la mayoría en el Perú, además de ser las más vulnerables sísmicamente al no haber sido construidas con criterios técnicos rigurosos. Existe un alto porcentaje de viviendas en Lima vulnerables ante sismos. Estas necesitan de intervenciones en su infraestructura. Luego de un terremoto, las edificaciones informales, construidas sin la asesoría técnica debida, provocan altos índices de muertes y daños materiales. “La autoconstrucción y la afición de algunas personas por la ingeniería y la arquitectura lo único que crea es informalidad y su propia desgracia. Es necesario seguir estudiando para estimar qué va a pasar con nuestras edificaciones en el futuro”. Asimismo, en la actualidad existe un alto porcentaje de casas en Lima, que representan un riesgo por su vulnerabilidad y necesita de intervenciones en su infraestructura. Neyra (2018)

Recordemos el movimiento telúrico de la tarde del 15 de agosto del 2007 en la ciudad de Pisco. Murieron más de 500 personas y cerca de 2.300 heridos; también 76.000 casas quedaron inhabitables dejando 431.000 damnificados. Todas estas fueron pérdidas que pudieron evitarse. Actualmente el Perú vive un silencio sísmico desde hace más de 270 años, prueba de la existencia de gran cantidad de energía acumulada. En Lima, así como en Pisco, la mayoría de viviendas también son autoconstruidas. Por consiguiente, gran parte de viviendas ubicadas en el distrito de La Victoria fueron construidas sin dirección técnica; por eso, la mayoría de las edificaciones no cuentan con la infraestructura adecuada, siendo altamente vulnerables ante eventos sísmicos.

La presente investigación evalúa la capacidad sísmica estructural de 16 edificaciones, utilizando las normas NTE E.030, E.060 y E.070. El propósito, es verificar si las

edificaciones cumplen con los requisitos mínimos de rigidez y resistencia, con la finalidad que permita establecer en un futuro proyectos de reforzamiento en función de las evaluaciones realizadas para aquellas edificaciones que no presenten un adecuado comportamiento sísmico y les permita tener una respuesta óptima frente a un evento sísmico de determinadas características. Alcántara (2016) sostiene que las personas mueren a causa del colapso de una infraestructura que no está bien construida y no que el sismo en sí mate a sus ocupantes.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es la capacidad sísmica de las viviendas conformadas por sistemas estructurales de albañilería confinada y pórticos de concreto armado en el distrito de La Victoria, Lima?

1.3. Justificación

Lo que se pretende realizar con este proyecto es la evaluación de la capacidad sísmica para conocer cuan vulnerable es una edificación de vivienda. La necesidad de realizar el presente proyecto surge por la despreocupada situación en la que las personas utilizan la autoconstrucción ya sea por motivos económicos o cualquier otro, sin tomar en cuenta que las edificaciones pueden ser muy vulnerables ante un evento sísmico. Los beneficiados de modo directo serán los dueños de las edificaciones a estudiar; los de modo indirecto serán los dueños de las casas colindantes de las edificaciones.

En el distrito de La Victoria se cuenta con estudios de vulnerabilidad sísmica que contiene información sobre el estado de conservación de las edificaciones que, debido al deterioro y uso inadecuado se encuentran en riesgo de colapso. La presente investigación resulta necesaria, porque la información actualizada y la metodología empleada que es más refinada y detallada, permite conocer la problemática de las edificaciones en el distrito de La Victoria y posibilita adoptar las medidas preventivas necesarias para evitar el colapso de las edificaciones, así como, prevenir y preparar a la población ante posibles eventos sísmicos.

La capacidad sísmica estructural de las edificaciones de albañilería confinada y concreto armado se obtendrá mediante modelos estructurales de cada vivienda, las cuales se someterán a un análisis modal espectral. Luego se utiliza la metodología propuesta por el comité VISIÓN 2000 SEAOC, que define cuatro niveles de amenaza sísmica que nos permite obtener el nivel de desempeño de cada edificación en el distrito de La Victoria.

Actualmente, la construcción informal en algunos sectores urbanos no lleva consigo un sustento técnico de resistencia para las estructuras y que estas cumplan requerimientos mínimos ante eventos sísmicos. El principal problema que se desea extinguir con el presente proyecto es evitar pérdidas humanas y materiales; además, busca mejorar las edificaciones con propuestas de reforzamiento. Identificar el comportamiento sísmico de una edificación permite cuantificar el grado de daño que puede sufrir la estructura frente a eventos sísmicos.

La presente investigación tiene como cualidades principales el área específica que alcanza el proyecto. Además, el aporte del presente estudio es facilitar información para el diseño e implementación de estrategias de intervención integral orientadas a la solución de la problemática.

La presente investigación contribuirá a la investigación sobre la evaluación de la capacidad sísmica de edificaciones existentes dando pase a una mejora sobre el proyecto pues, con investigaciones previas se pueden desarrollar innovaciones. Esto servirá de motivación para futuras investigaciones que contribuyen a las soluciones de problemas constructivos, además de contribuir con el programa de investigaciones de la Universidad Privada del Norte la cual obtuvo el licenciamiento en todas sus sedes a nivel nacional, siendo la primera en la ciudad de Trujillo.

Según explica Gutiérrez (2020), el uso del esclerómetro para medir la resistencia del concreto in situ es su aplicación menos confiable, a pesar de ser la más difundida, puesto que este ensayo sirve para determinar la uniformidad y dureza del concreto, por sí solo no mide la resistencia a la compresión del concreto; por lo mencionado y debido a que la antigüedad de las edificaciones están entre los 8 a 21 años la

resistencia a la compresión del concreto no afecta a las propiedades de sección por eso se asumió que su resistencia específica es de $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$. Asimismo, para las propiedades de la albañilería se evidenció que para su construcción se usaron ladrillos artesanales en sus muros portantes, por lo tanto, se emplea una resistencia característica a compresión axial de la albañilería de $f'm=35 \text{ kg/cm}^2$.

El uso del análisis no lineal para estimar las respuestas de los sistemas estructurales genera que estas sean más razonables, debido a que se puede tener un control inmediato del comportamiento de la estructura ante una intensidad sísmica y conocer directamente la magnitud de deformaciones y distorsiones. Ismael (2003)

1.4. Limitaciones

La primera limitante fue el permiso para realizar la evaluación estructural dirigida a los propietarios de las edificaciones, para el levantamiento de información. Pese a que se les explicó que la investigación podrá solucionar los problemas estructurales de sus edificaciones para que tengan un adecuado comportamiento sísmico, a través de una propuesta de reforzamiento.

Una segunda fue que la escases de recursos económicos que no permitió realizar ensayos para determinar las propiedades mecánicas de los materiales que componen los elementos estructurales.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Determinar la capacidad sísmica de las viviendas conformadas por sistemas de albañilería confinada y pórticos en el distrito de La Victoria, Lima.

1.5.2. Objetivos específicos

- Realizar la toma de medidas de los elementos estructurales que conforman la estructura de la edificación.
- Realizar el análisis sísmico dinámico modal espectral para determinar las derivas de entrepiso para cada sistema estructural.

- Verificar el esfuerzo axial máximo, fisuración de muros y la resistencia al corte global de los edificios para el sistema estructural de albañilería confinada.
- Realizar el análisis estático no lineal (pushover) para el sistema estructural de pórticos de concreto armado.
- Identificar el nivel de desempeño de las edificaciones evaluadas para el sistema estructural de pórticos de concreto armado.
- Plantear propuestas de reforzamiento estructural con la finalidad de subsanar las deficiencias de las edificaciones.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

- Título: **“ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030”.**

Choque & Luque (2019), evalúan los niveles de desempeño sísmico de los modelos para los diferentes niveles de amenaza sísmica, El edificio aporticado no cumple con el desempeño esperado para el sismo frecuente ya que incursiona en el rango no lineal, aunque levemente, en el rango Operacional. Presenta un desempeño adecuado para el sismo de servicio, estando en el rango Operacional, así como para el sismo de diseño, estando en el rango de Seguridad de Vida; y un mejor desempeño que el esperado para el sismo máximo estando también en el rango de Seguridad de Vida. Este comportamiento es el mismo en las dos direcciones.

Este estudio aportará un análisis adicional ya que la metodología de evaluación es la misma que se utiliza para la presente investigación sobre diseño basado en desempeño aplicado a edificaciones existentes con sistemas aporticados.

- Título: **“EVALUACIÓN DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES CONFORMADAS POR SISTEMAS APORTICADOS Y DE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL SECTOR DE LA ESPERANZA PARTE BAJA – TRUJILLO. 2014”.**

Quiroz & Vidal (2015) identifican grados de vulnerabilidad en todo el sector de estudio, Las edificaciones en el distrito de La Esperanza se estructuran en función a su uso en comunes (98%) y especiales (2%), en función al material predominante tenemos en concreto (52.57%), adobe y ladrillo crudo (47.24%) y otro tipo de material diferente menos del 0.5%. En función al número de pisos tenemos un 59.63% de edificaciones de 1 piso, 30.60% edificaciones de 2 pisos, 8.93% edificaciones de 3 pisos, y 0.84% edificaciones de 4 pisos a más.

La metodología para evaluación resultó ser eficiente y rápida por la reducción de un gran número de variables que definen un grado de vulnerabilidad. Estas se redujeron a solo el área de corte o densidad de muros, área construida y número de pisos.

El grado de vulnerabilidad sísmica estructural en el distrito de La Esperanza parte baja es 75.48% vulnerabilidad alta, vulnerabilidad media es 11.04% y vulnerabilidad baja igual a 13.67%, demostrándose que aquellas edificaciones construidas de manera tradicional por autoconstrucción son altamente vulnerables.

Este estudio aportará un análisis adicional, ya que la metodología para la evaluación disminuyó la cantidad de variables que definen el grado de vulnerabilidad. Estas fueron debido a su función, número de pisos, el material que predominaba, entre otros. La metodología resultó ser eficiente y rápida.

- Título: **“MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LIMA”**.

Aguilar & Alva (2004) elaboran un mapa de microzonificación geotécnica de la ciudad de Lima. La información de las características geotécnicas de los diferentes tipos de suelos encontrados en el área de estudio se ha determinado mediante la recopilación de una gran cantidad de estudios de suelos realizados con fines de cimentación de edificaciones campo (Calicatas a 3.00 m, y 4.00 m., de profundidad). También se determinaron a través de ensayos de laboratorio complementados con un programa de exploración geotécnica de verificación realizado como parte de este estudio en cada uno de los distritos. Se realizó la microzonificación geotécnica de la ciudad de Lima. En ella se determinó la topografía en el área comprendida, definiendo la geología y morfología, la posición del nivel freático y monitoreo y procesamiento de los registros de microvibraciones ambientales.

En base a la información recopilada de Estudios Geotécnicos realizados en la ciudad de Lima se puede plantear la siguiente zonificación geotécnica:

ZONA I:

Zona que incluye afloramientos rocosos, estratos potentes de grava que conforman los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón, así como los estratos de grava coluvial –eluvial de los pies de las laderas. Comportamiento rígido, con periodos de vibración natural entre 0.1 y 0.3 segundos. El factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S = 1.0$ y el periodo natural del suelo es $T_p = 0.4$ segundos, correspondiendo a un suelo tipo 1 de la norma sismorresistente peruana.

ZONA II:

Zona conformada por un estrato superficial de suelos granulares finos y suelos arcillosos, con potencias que varían entre 3.0 y 10.0 m. Subyaciendo a estos estratos existe grava aluvial o grava coluvial. Los periodos predominantes varían entre 0.3 y 0.5 segundos. El factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S = 1.2$ y el periodo natural del suelo es $T_p = 0.6$ segundos, correspondiendo a un suelo tipo 2 de la norma sismorresistente peruana.

ZONA III:

Zona conformada en su mayor parte por depósitos de suelos finos y arenas de gran espesor en estado suelo. Se presentan en algunos distritos como Puente Piedra, La Molina y Lurín, y en los depósitos de arenas eólicas que cubren parte de los distritos de Ventanilla y Villa El Salvador. Los periodos predominantes varían entre 0.5 y 0.7 segundos. El factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo es $S = 1.4$ y un periodo natural de $T_p = 0.9$ segundos, correspondiendo a un suelo tipo 3 de la norma sismorresistente.

ZONA IV:

Zona conformada por depósitos de arenas eólicas de gran espesor y sueltas, depósitos marinos y suelos pantanosos ubicados en la zona del litoral de los distritos de Ventanilla, Callao, Chorrillos, Villa El Salvador y Lurín. También el distrito de La Punta, con un estrato de grava superficial sobre un depósito potente de arcilla que genera periodos relativamente largos, y un sector del distrito de Pachacámac, con depósitos profundos de arena. Los periodos

predominantes son mayores a 0.7 segundos, por lo que su comportamiento dinámico ha sido tipificado como un suelo tipo 4 de la norma sismorresistente peruana, asignándoles un factor de amplificación sísmica $S = 1.6$, y un periodo natural de $T_p = 1.2$ segundos (caso especial según la norma).

ZONA V:

Constituida por áreas puntuales conformadas por depósitos de rellenos sueltos de desmontes heterogéneos que han sido colocados en depresiones naturales o excavaciones realizadas en el pasado, con potencias entre 5.0 y 15.0 m. También se incluye a los rellenos sanitarios que en el pasado se encontraban fuera del área urbana y en la actualidad han sido urbanizados. Las áreas que han sido identificadas se encuentran ubicadas en los distritos del Rímac, Surquillo, Bellavista, La Perla, San Juan de Miraflores y San Juan de Lurigancho, no descartándose la existencia de otras similares en Lima Metropolitana. El comportamiento dinámico de estos rellenos es incierto por lo que requieren un estudio específico.

Este estudio aportará un análisis adicional ya que presenta la información recopilada de estudios geotécnicos de la microzonificación realizados en la ciudad de Lima. Esta servirá para establecer el factor de suelo de acuerdo a la zona en la que se encuentra ubicada el distrito (ver Anexo 6).

- **Título: “VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN LA CIUDAD DE CAJAMARCA”.**

Bazán (2014) diagnóstico del comportamiento sísmico de las viviendas analizadas y determinación de su consecuente vulnerabilidad sísmica. La presente investigación trata de la evaluación de 120 viviendas edificadas, cuyo sistema estructural es el de albañilería confinada y las unidades de albañilería son ladrillos de arcilla cocida, de fabricación artesanal. Se estudiaron las principales características estructurales con el fin de poder estimar el comportamiento sísmico de cada vivienda, para los casos de sismo raro y sismo

frecuente. Con la información resultante se plantean recomendaciones preliminares para reducir la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones.

Del total de las viviendas de la ciudad se tiene que ante un sismo frecuente el 70% de viviendas presentan una VS alta, el 17.5% VS media y el 12.5% VS baja. De igual forma se tiene que ante un sismo raro el 65% de viviendas presentan una VS alta, el 17.5% VS media y el 17.5% VS Baja (VS: Vulnerabilidad sísmica).

Este resultado se agravaría más adelante debido a que el 100% de propietarios encuestados tiene la intención de seguir ampliando su vivienda de forma vertical. Como ejemplo la figura muestra una vivienda de un nivel ubicada en la ZPB. Esta presentaba una serie de deficiencias, entre ellas, excesivas fisuras y grietas y que, pese a las recomendaciones que se les alcanzó a los propietarios en cuanto a reforzamiento y demás previsiones, estos levantaron los muros faltantes y techaron el segundo nivel a los pocos días de realizada la encuesta, sin tener ningún reparo.

Este estudio aportará un análisis adicional ya que nos da el conocimiento de la vulnerabilidad sísmica en la ciudad de Cajamarca ubicada en diferente zona, con diferente tipo de suelo, y otros parámetros obtenidos de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E.030.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Desempeño sísmico y análisis estático no lineal

2.2.1.1. Desempeño sísmico

La ingeniería basada en el desempeño se originó en la necesidad de contar con estructuras capaces de resistir la acción sísmica sin colapsar o poner en peligro la seguridad de vida de sus ocupantes. En los últimos años, la tendencia de la ingeniería estructural ha sido promover el desarrollo y la aplicación de los conceptos básicos del diseño sísmico basado en el desempeño (Choque & Luque, 2019).

Las normas que están vigentes en la mayoría de los códigos y normativas sísmicas, tienen un objetivo principal, cual es que la estructura tenga un buen comportamiento inelástico ante un sismo severo. Este, se define mediante estudios de peligrosidad sísmica, considerando una vida útil de la estructura de 50 años y con un 10% de probabilidad de excedencia. Este sismo tiene un período de retorno que está alrededor de los 475 años. Para este evento, que tiene muy poca probabilidad de registrarse durante la vida útil de la estructura, se desea que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse, de tal forma que el objetivo principal de la mayor parte de los códigos es salvar vidas para el sismo severo. (Aguiar, 2003, p.26)

A lo largo de los años, se hicieron muchos esfuerzos para desarrollar la ingeniería sísmica basada en desempeño. Pueden diferir en notaciones y terminologías, pero no en los conceptos. Todos presentan varios niveles y objetivos de desempeño. (Toledo, 2011, p.5).

Los objetivos de diseño de las normas actuales, apuntan a la seguridad de vida y control de daños para sismos frecuentes y moderados, así como a la prevención del colapso en sismos severos. Sin embargo, la seguridad real de alcanzar estos objetivos es incierta debido a que los procedimientos de análisis estructural para el diseño exigido por las normas generalmente son elásticos. Esto no permite evaluar el daño producido por un comportamiento inelástico en las estructuras para diferentes niveles de sismo.

El desempeño sísmico de una estructura se basa principalmente en tres conceptos:

- a) **Capacidad:** Es la resistencia final esperada (en flexión, corte o carga axial) de un elemento estructural. La capacidad de una estructura depende de la capacidad de resistencia y deformación de sus componentes individuales.
- b) **Demanda:** Es la representación del movimiento del suelo durante el sismo al que está sujeto una estructura, en términos de desplazamiento. Para una estructura y un sismo específico, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada.

- c) **Desempeño:** Es el comportamiento que tendrá una estructura en función de su capacidad estructural y una demanda sísmica específica. Para evaluar el desempeño sísmico se debe tener en cuenta el estado límite de daño, la seguridad de sus ocupantes debido a ese daño y la funcionalidad del edificio luego del sismo.

2.2.1.1.1. Diseño basado en el desempeño sísmico

De manera general, el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido. Para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero, en SEAOC, 1995)

Tiene por objeto el desarrollo de métodos que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, cuando son afectadas por sismos. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido. Hamburger (1997) & Porter (1993).

El PBSB (Performance Based Seismic Design) es una metodología que proporciona la posibilidad de diseñar edificios con un comportamiento predecible y confiable bajo la acción de un sismo. Permite hacer un uso más eficiente del presupuesto para el diseño y la construcción, y considerar el gasto adicional para lograr un desempeño mayor que el proporcionado por las normas de diseño. Esto con el objetivo de mantener un nivel básico de seguridad, con lo que se reduciría el riesgo de pérdidas potenciales.

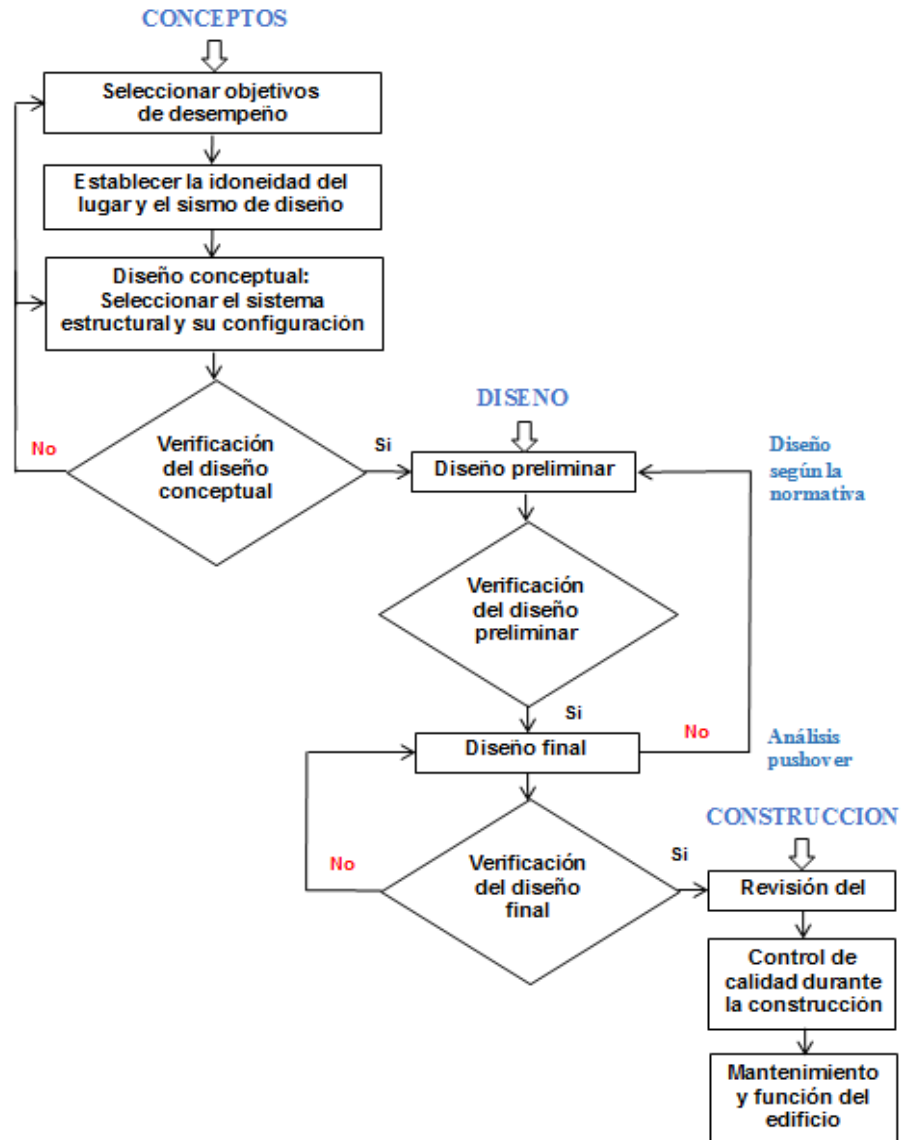


Figura 01 : Metodología para el diseño sísmico basado en el desempeño PBSD

Fuente: Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995)

2.2.1.1.2. Nivel de desempeño sísmico

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. ATC-40 (1996).

2.2.1.1.2.1. Propuesta del Comité Visión 2000

La Propuesta VISIÓN 2000 define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

a) Totalmente operacional

Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

b) Operacional

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

c) Seguridad

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

d) Pre-Colapso

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la

estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible técnica o económicamente.

La siguiente tabla resume la descripción de los niveles permisibles o tolerables de daño asociados a los cuatro niveles de desempeño indicados, para los diferentes sistemas y sub-sistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales.

Tabla 01

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.
Leve	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Prevención de Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

Fuente: Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)

2.2.1.1.2.2. Propuesta del ATC-40

La propuesta del ATC-40 (1996) especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación.

a) Niveles de desempeño para elementos estructurales:

Son asignados por un número n, llamado número de desempeño estructural y se identifican con la abreviatura SP-n (Structural Performance)

- **Ocupación Inmediata, SP-1:** Es el estado de daño en el que sólo se ha producido un daño estructural muy limitado. Los sistemas básicos de resistencia de carga vertical y lateral del edificio mantienen casi todas sus características y capacidades previas al sismo. El riesgo de una lesión que pone en peligro la vida por una falla estructural es insignificante, y el edificio debe ser seguro para la salida, el ingreso y la ocupación.
- **Control de Daño, SP-2:** Este término en realidad no es un nivel específico, pero sí un rango de daño post-sismo que podría variar desde SP-1 hasta SP-3. Proporciona un marcador de posición para las muchas situaciones en las que puede ser deseable limitar el daño estructural más allá del nivel de Seguridad de Vida, pero donde la ocupación no es el problema.
- **Seguridad de Vida, SP-3:** Es el estado de daño en el cual un daño significativo a la estructura puede haber ocurrido, pero aún mantiene algún margen contra el colapso estructural total o parcial. Los principales componentes estructurales no se han desprendido ni caído, lo que amenaza la seguridad de la vida dentro o fuera del edificio. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo de lesiones mortales por daños estructurales es muy bajo. Se debe esperar que sean necesarias reparaciones estructurales extensas antes de la reocupación del edificio, aunque el daño no siempre puede ser económicamente reparable. Se pretende que este nivel de desempeño estructural sea menor que el nivel de desempeño esperado de los edificios nuevos que cumplen totalmente con los códigos.
- **Seguridad Limitada, SP-4:** Este término en realidad no es un nivel específico, pero sí un rango de daño post-sismo que podría variar desde

SP-3 hasta SP-5. Proporciona un marcador de posición para la situación en la que un reforzamiento puede no cumplir con todos los requisitos estructurales del nivel de Seguridad de Vida. Incluye casos cuando el nivel de seguridad de vida completo no es rentable, o cuando solo se mitigan algunas deficiencias estructurales críticas.

- **Estabilidad Estructural, SP-5:** Es el estado de daño estructural en el que el sistema estructural del edificio está a punto de sufrir un colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial a la estructura, que podría incluir una degradación significativa de la rigidez y la resistencia del sistema resistente de cargas laterales. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema resistente de cargas de gravedad continúan con sus demandas de gravedad. Existe un alto riesgo de que se produzca el colapso por posibles replicas. Es muy probable que los daños en estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables. Este nivel se proporciona principalmente para verificar específicamente si una estructura es estable ante sismos máximos.
- **No Considerado, SP-6:** Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un marcador de posición para situaciones en las que sólo se realiza una evaluación sísmica no estructural o un reforzamiento.

b) Niveles de desempeño para elementos no estructurales:

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra).

- **NP-A. Operacional:** Después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos, aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

- **NP-B. Inmediata ocupación:** Los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.
- **NP-C. Seguridad:** Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.
- **NP-D. Amenaza:** Incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.
- **NP-E. No considerado:** No corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

c) Niveles de desempeño para las estructuras:

La combinación de un nivel de desempeño estructural y no estructural da lugar a un nivel de desempeño para la estructura que describe completamente el estado de daño límite deseado para una estructura y representa el comportamiento global del edificio.

- **Operacional, 1-A:** Este es el nivel de desempeño relacionado con la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado, por lo que la ocupación continúa siendo segura, y las reparaciones necesarias

son menores y pueden llevarse a cabo sin interrupciones significativas para los ocupantes. De manera similar, el daño a los sistemas no estructurales y los contenidos relacionados con la funcionalidad son menores y no pondrán en peligro las funciones del edificio.

- **Ocupación Inmediata, 1-B:** Este nivel corresponde a los criterios más utilizados para edificaciones esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio sean razonablemente utilizables, a pesar que el contenido puede estar dañado. *Se mantiene la seguridad de los ocupantes.*
- **Seguridad de Vida, 3-C:** Este nivel está destinado a lograr un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de amenazas a la seguridad de vida, ya sea por daños estructurales (limitados) o por fallas de elementos no estructurales. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos de diseño convencionales.
- **Estabilidad Estructural, 5-E:** El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra casi al límite y la probabilidad del colapso ante posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. No se requiere evaluar los daños no estructurales debido al elevado nivel de daños estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que es necesario desalojar, o incluso demoler la estructura.

Tabla 02

Niveles de desempeño para las estructuras

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
	Ocupación Inmediata	Control de daño	Seguridad de Vida	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	No Considerado
NP-A	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
Operacional	Operacional					
NP-B	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata					
NP-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
Seguridad de Vida			Seguridad de Vida			
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
Peligro Reducido						
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E	No Aplicable
No Considerado					Estabilidad Estructural	
Niveles de desempeño comúnmente utilizados						
Otras posibles combinaciones de SP-NP						
Combinaciones No recomendadas de SP-NP						

Fuente: ATC-40 (1996)

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

- **1-A. Operacional:** Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.
- **1-B. Inmediata ocupación:** Corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

- **3-C. Seguridad vital:** Corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.
- **5-E. Estabilidad estructural:** Para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica; sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componente no estructurales exige el desalojo de la edificación.

2.2.1.1.3. Objetivos de Desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño es la selección de los objetivos de desempeño para el diseño. La selección es hecha por el cliente, con la asesoría del profesional de diseño, basado en las expectativas del cliente, el peligro sísmico, análisis económico, y el riesgo aceptable. Los objetivos de desempeño típicamente van desde el mínimo establecido en los códigos, basados usualmente en la seguridad de vida para un sismo raro, a operacional en un sismo muy raro.

Un objetivo de desempeño es un par formado por un nivel de peligro sísmico seleccionado y un nivel de desempeño estructural y no estructural.

2.2.1.1.3.1. Propuesta del Comité Visión 2000

- a) **Objetivos mínimos:** El objetivo básico es definido como el objetivo de desempeño aceptable mínimo para edificios nuevos comunes. Los objetivos para edificios esenciales y de seguridad crítica son definidos como objetivos mínimos para hospitales y plantas nucleares respectivamente. Estos tres objetivos son ilustrados en la Tabla 03 como una línea diagonal en la matriz de objetivos de desempeño.
- b) **Objetivos mejorados:** Otros objetivos que proveen mejor desempeño o menor riesgo que los objetivos mínimos pueden ser seleccionados bajo la aprobación del cliente.

Tabla 03

Objetivos de Desempeño Sísmico recomendados para edificios

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		<i>Totalmente Operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad de Vida</i>	<i>Prevención de Colapso</i>
Nivel de Sismo	Frecuente (43 años)	●			
	Ocasional (72 años)	■	●		
	Raro (475 años)	■	■	●	
	Muy Raro (970 años)	■	■	■	●

Desempeño Inaceptable (Para edificaciones nuevas)

Objetivos Básicos

Objetivos Esenciales

Objetivos de Seguridad Crítica

Fuente: Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995)

2.2.1.1.3.2. Propuesta del ATC-40

Un objetivo de desempeño de nivel doble o múltiple puede ser definido seleccionando dos o más desempeños esperados diferentes, uno para cada nivel de sismo.

En la siguiente tabla se muestra el objetivo de desempeño de Seguridad Básica para edificaciones convencionales. Este es un objetivo de desempeño de nivel doble donde el edificio alcanza el nivel de desempeño Seguridad de Vida 3-C para el Sismo de Diseño (DE), y el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural para el Sismo Máximo (ME).

Tabla 04

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	✓	-
Máximo (ME)	-	-	-	✓

Fuente: ATC-40 (1996)

2.2.1.2. Demanda sísmica

“La variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo”. Chopra (2014)

2.2.1.2.1. Niveles de amenaza sísmica

El peligro sísmico en un determinado sitio se representa mediante un conjunto de eventos sísmicos y peligros asociados con probabilidades de ocurrencia específicas.

El Periodo de Retorno se define como un periodo de tiempo medio entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden y severidad. La Probabilidad de Excedencia es una representación estadística de probabilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición.

2.2.1.2.1.1. Propuesta del Comité Visión 2000

El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de

severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años (SEAOC, 1995). El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como;

$$T = -\frac{t}{\ln(1-p)} \quad \text{Ecuación 01 : Período de Retorno}$$

Donde:

T = Período de retorno (años)

t = Tiempo de exposición (años)

p = Probabilidad de Excedencia

La propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de amenaza sísmica. La siguiente tabla, reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designan con los siguientes calificadores;

Tabla 05

Niveles de amenaza sísmica

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

Fuente: Propuesta del Comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995)

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza. La siguiente tabla, reproduce los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones, conforme a su clasificación, de acuerdo al uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales/riesgosas e instalaciones básicas.

Tabla 06

Niveles recomendados de desempeños esperados

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
1. Instalaciones Básicas					
2. Instalaciones Esenciales/ Riesgosas					
3. Instalaciones de Seguridad Crítica					
0. Desempeño inaceptable					
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: Propuesta del Comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995)

Para obtener el factor de conversión entre dos niveles de sismo distintos se puede determinar en función de sus periodos de retorno mediante la siguiente ecuación:

$$a_1 = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k \cdot a_2 \quad \text{Ecuación 02 : Aceleración para el sismo de diseño}$$

$$FC = \frac{a_2}{a_1} \quad \text{Ecuación 03 : Factor de conversión}$$

Donde:

T_1 = Periodo de retorno del sismo de diseño

T_2 = Periodo de retorno del sismo objetivo

k = Factor que varía entre 0.3 y 0.4

a_1 = Aceleración para el sismo de diseño

a_2 = Aceleración para el sismo objetivo

k = Factor que varía entre 0.3 y 0.4

2.2.1.2.1.2. Propuesta del ATC-40

Define 3 niveles de amenaza sísmica para el diseño de estructuras, que se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo; mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “Earthquake”.

- a) **Sismo Frecuente o de Servicio (SE):** Está definido como el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 0.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 75 años. Corresponde al sismo ocasional de la Tabla 05.
- b) **Sismo de Diseño (DE):** Está definido como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Tiene un período de retorno de aproximado de 500 años. Es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Corresponde al sismo raro de la Tabla 05.
- c) **Sismo Máximo (ME):** Está definido como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 1.25 a 1.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 1000 años. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro de la Tabla 05.

2.2.1.2.2. Espectro de pseudo aceleraciones según NTE E030-2018

La Norma Técnica E030 Diseño Sismorresistente (2018) define los parámetros siguientes:

2.2.1.2.2.1. Zonificación

Se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica (ver Figura 02), el cual se divide en 4 zonas sísmicas. A cada zona se le asigna un factor. “Este factor se interpreta como la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con una probabilidad en 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad”. (p. 7)



Figura 02 : Zonas sísmicas

Fuente: Norma Técnica Peruana E030-2018 Diseño Sismorresistente.

Tabla 07

Factores de zona “Z”

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma Técnica Peruana E030-2018 Diseño Sismorresistente.

2.2.1.2.2.2. Parámetros de sitio (S, T_P , T_L)

“Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las Tablas N° 3 y N° 4”. (p.12)

Tabla 08
Factores de suelo

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
ZONA				
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma Técnica Peruana E030-2018 Diseño Sismorresistente

Tabla 09
Periodos cortos (TP) y largos (TL)

PERIODOS “T _P ” Y “T _L ”				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P S	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L S	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma Técnica Peruana E030-2018 Diseño Sismorresistente

2.2.1.2.2.3. Factor de amplificación sísmica (C)

“De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones: este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo”. (p.12)

Ecuación 04 : Factor de amplificación sísmica

$$T < T_P \quad ; \quad C = 2.5$$

$$T < T_P < T_L \quad ; \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad ; \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

(E030-2018-Ec (art. 14)

Donde:

T = Periodo de la estructura

T_p = Periodo corto en la plataforma del factor C

T_L = Periodo de inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

C = Factor de amplificación sísmica

2.2.1.2.2.4. Categoría de las edificación y factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N°5 de la NTE E.030, las cuales son: Edificaciones Esenciales ($U=1.5$), Edificaciones Importantes ($U=1.3$), Edificaciones Comunes ($U=1.0$). Para edificios con aislamiento en la base se puede considerar $U=1$. (p.13)

2.2.1.2.2.5. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0)

“Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis”. (p.15)

“Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se toma el menor valor de R_0 que corresponda”. (p.16)

Tabla 10

Coeficiente R_0 para sistemas estructurales de concreto armado y albañilería

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3

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

Fuente: Norma Técnica Peruana E030-2018 Diseño Sismorresistente.

2.2.1.2.2.5.1. Factores de irregularidad (I_a , I_p)

- **Estructuras regulares:** “Son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las tablas N° 4 y N° 5. En estos casos el factor I_a e I_p ”. (p.16)
- **Estructuras irregulares:** “Son aquellas que presentan una o más de las irregularidades N°8 y N°9”. (p.16)
- **Los factores de irregularidad son:**

La Norma Técnica E030 Diseño Sismorresistente (2018, p. 16) establece lo siguiente:

El factor I_a : Se determina como el menor de los valores de la tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis.

El factor I_p : Se determina como el menor de los valores de la tabla N°8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las tablas N° 8 y N° 9 se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Entonces el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R se determinará con la siguiente expresión:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad \text{Ecuación 05 : Coeficiente de reducción}$$

(E030-2018-Ec (art. 22))

Donde:

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

R_0 = Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

I_a = Factor de irregularidad estructural en altura

I_p = Factor de irregularidad estructural en planta

2.2.1.2.2.6. Espectro de pseudo aceleraciones

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS \times g}{R} \quad \text{Ecuación 06 : Aceleración espectral}$$

(E030-2018-Ec (art. 29.2.1))

Donde:

S_a = Aceleración espectral

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de suelo

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

g = Aceleración de la gravedad

2.2.1.2.3. Espectros de demanda sísmica

Para propósitos de la evaluación del desempeño sísmico se han promovido los espectros de respuesta en formato ADRS (“Acceleration-Displacement Response Spectrum”, S_a vs. S_d) que grafica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral, utilizado principalmente en el Método del Espectro de Capacidad.

Para realizar la conversión del espectro de pseudoaceleraciones a formato ADRS se debe calcular el valor de S_{di} para cada punto de la curva S_{ai} , T_i mediante la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \times S_{ai} \times g \quad \text{Ecuación 07 : Desplazamiento Espectral}$$

Se ilustra el espectro de demanda según la norma E030 y ADRS.

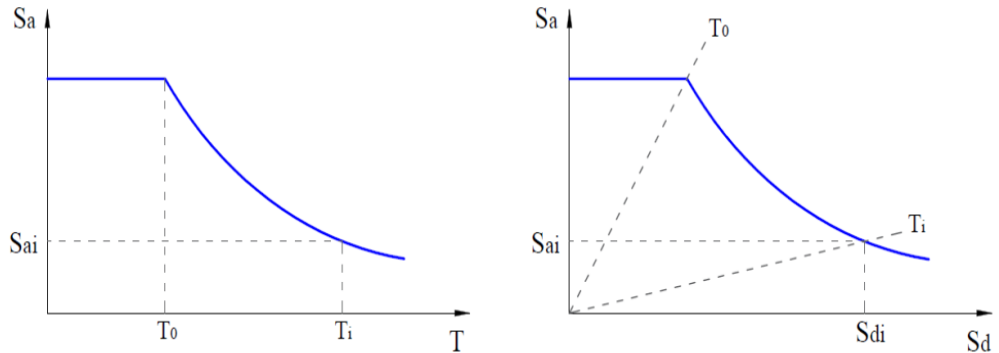


Figura 03 : Conversión del Espectro de Respuesta a formato ADRS

Fuente: ATC-40 (1996)

2.2.1.2.3.1. Respuesta elástica de estructuras

En el método del Espectro de Capacidad se utiliza un espectro de capacidad y un espectro de demanda en formato ADRS. El punto de desempeño se obtiene de la intersección de ambos espectros. Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca en el rango elástico, el punto de desempeño (dp , ap) puede obtenerse intersectando directamente los espectros de demanda y capacidad, según se muestra en la Figura 04.

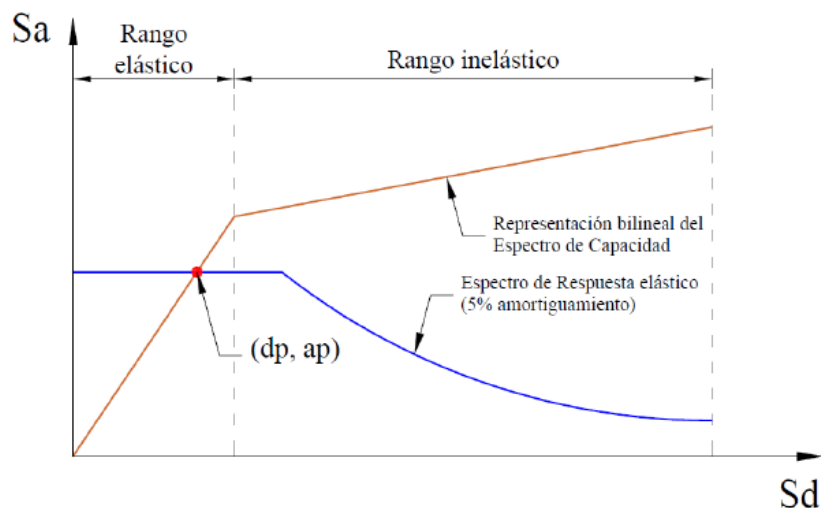


Figura 04 : Respuesta elástica de estructuras

Fuente: ATC-40 (1996)

2.2.1.2.3.2. Respuesta inelástica de estructuras

Para sismos de mayor escala se espera que el edificio incurra en el rango inelástico, formando rótulas plásticas por donde se libera energía. La demanda sísmica es función de las características dinámicas del edificio (masa, rigidez y amortiguamiento), por lo que su rigidez cambia al incursionar en el régimen inelástico.

Los espectros de demanda han sido calculados sobre estructuras con comportamiento elástico, por ello se denominan Espectros de Respuesta Elástico.

Según el ATC-40 el comportamiento inelástico de una estructura puede representarse por medio de un amortiguamiento viscoso equivalente, el mismo que depende del nivel de desplazamiento inelástico alcanzado. Así, para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento viscoso equivalente y un nuevo espectro de demanda. En la Figura 05 se muestra la reducción del espectro de respuesta elástico para la obtención del punto de desempeño en el rango inelástico (respuesta inelástica).

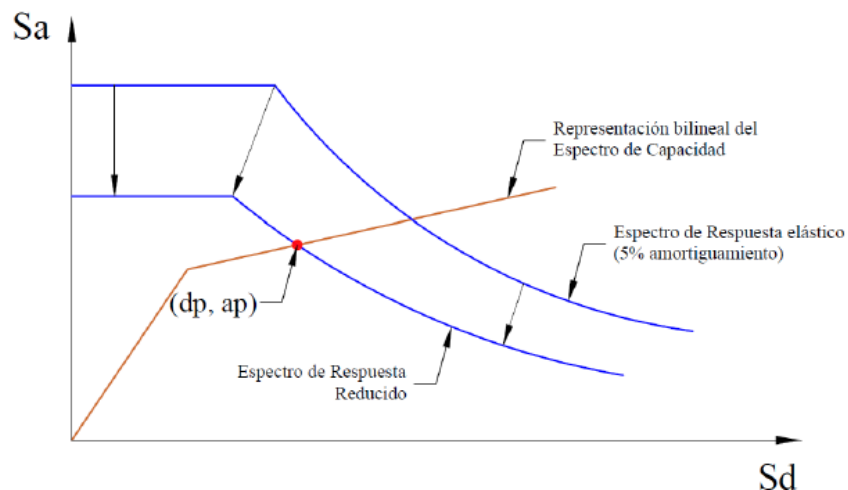


Figura 05 : Respuesta inelástica de estructuras

Fuente: ATC-40 (1996)

2.2.1.3. Comportamiento de edificaciones ante acciones laterales

Las cargas de gravedad son la carga principal en un edificio. Sin embargo, a medida que un edificio se vuelve más alto, debe tener la resistencia y rigidez adecuadas para resistir las cargas laterales impuestas por vientos y sismos. “Cuando la altura de un edificio aumenta, la rigidez adicional requerida para controlar la deflexión, en lugar de la resistencia de los miembros, domina el diseño” Balendra (1993).

2.2.1.3.1. Curva de capacidad estructural a partir de un modelo teórico

2.2.1.3.1.1. Modelos de comportamiento para el concreto armado

El concreto armado es un material compuesto que consta de 2 materiales: concreto y acero de refuerzo. El concreto es un material frágil que tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tracción. Así, se le incorpora un “esqueleto” de acero para resistir adecuadamente la tracción.

El acero le confiere a los miembros ductilidad, dándole mayor capacidad de deformación antes de la falla. Así, la estructura fallará de forma dúctil y no frágil. Esta es la razón por la que muchas normas estipulan un mínimo de acero de refuerzo.

Para analizar y evaluar las estructuras de concreto armado se usan modelos simplificados de las relaciones constitutivas del acero y concreto que fueron desarrolladas de resultados experimentales.

2.2.1.3.1.2. Modelos esfuerzo-deformación para el concreto

Los modelos de concreto son definidos teniendo en cuenta la velocidad de aplicación de la carga, calidad de los materiales, el confinamiento. El concreto confinado tiene un comportamiento mecánico mejor que el concreto sin confinar, no solo en esfuerzo máximo sino también en el tipo de falla, teniendo mayor ductilidad.

A continuación, se explican algunos modelos de concreto confinado y no confinado:

a) Modelos para concreto no confinado

- **Modelo Mander at (1990)**

El modelo propuesto por Mander (1998) está definido por una sola región que considera el confinamiento (Figura 06); y a partir de esta, haciendo las simplificaciones respectivas, se determina la curva Esfuerzo-Deformación para el concreto no confinado.

Ecuación 08 : Modelo de Mander para concreto no confinado

$$f_c = \frac{f'_{co} x^r}{x - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}}$$

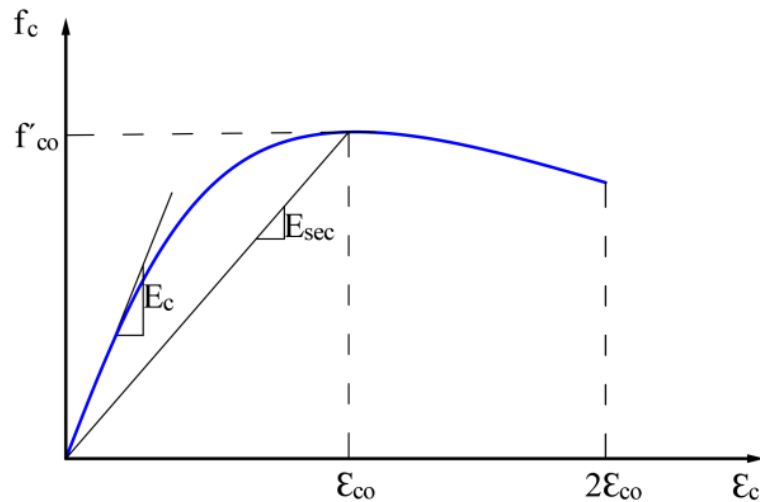


Figura 06 : Curva esfuerzo - deformación del concreto no confinado

Fuente: Mander, Priestley & Park (1998)

Donde:

f_c = Resistencia a la compresión del concreto

ε_c = Deformación unitaria del concreto

f'_{co} = Resistencia a la compresión máxima del concreto no confinado

ε_{co} = Deformación unitaria máxima del concreto no confinado

f_{cu} = Resistencia a la compresión última del concreto confinado

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

E_{sec} = Módulo secante del concreto no confinado esfuerzo máximo

- **Modelo de Hognestad**

Este modelo consta de dos tramos: uno parabólico de 2do. grado y otro lineal. El tramo parabólico finaliza en f'_c con una deformación unitaria ϵ_0 ; el tramo lineal empieza en el punto máximo del tramo parabólico y finaliza a una deformación unitaria de $\epsilon_{cu} \approx 0.0038$ con un esfuerzo de $0.85f'_c$. La ecuación del tramo parabólico se define por la siguiente expresión:

Ecuación 09 : Modelo de Hognestad para concreto no confinado

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

La ecuación del tramo lineal se define por la siguiente expresión:

$$f_c = f'_c [1 - k(\epsilon_c - \epsilon_0)]$$

$$k = \frac{0.15}{0.0038 - \epsilon_0}$$

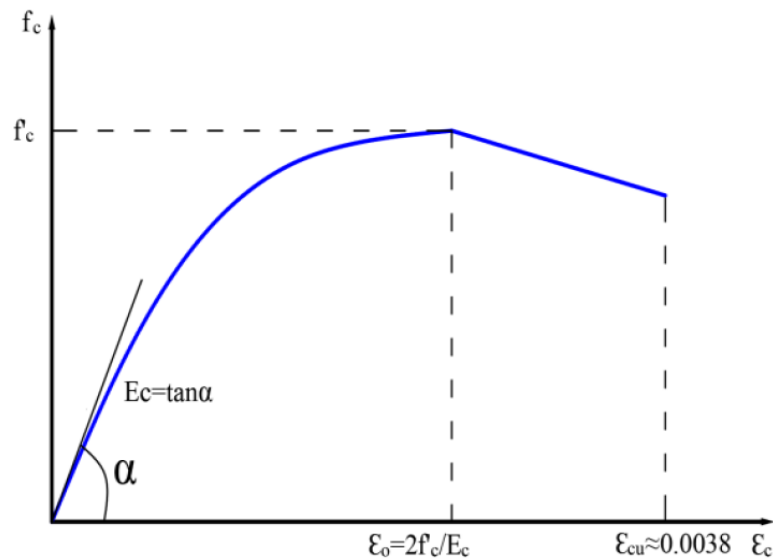


Figura 07 : Curva esfuerzo - deformación del concreto no confinado

Fuente: Hognestad (1951)

Donde:

$f'c$ = Resistencia a la compresión especificada del concreto

ε_c = Deformación unitaria del concreto para $f'c = 2f'c/Ec$

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

ε_{cu} = Deformación unitaria máxima del concreto
aproximadamente igual a 0.0038

b) Modelos para concreto confinado

• Modelo de Kent y Park modificado

Es muy usado para el concreto confinado con estribos rectangulares. Tiene 3 tramos. El primer tramo es una parábola cuyo esfuerzo máximo corresponde a $f'c$ a una deformación unitaria de $\varepsilon_o=0.002$. El segundo tramo es lineal decreciente hasta un $0.20f'c$, la pendiente de este tramo depende de la resistencia global del cilindro de concreto, del volumen de refuerzo transversal con respecto al volumen del núcleo de concreto (medido al exterior de los estribos), del ancho del núcleo confinado (medido al exterior de los estribos) y al espaciamiento de los estribos. El tramo horizontal final no considera un punto de falla definido, la capacidad de absorber fuerzas es inexistente; pero si deformaciones. En este modelo modificado Park (1982) se considera un factor k que depende del confinamiento el cual afecta a las variables $f'c$ y ε_o .

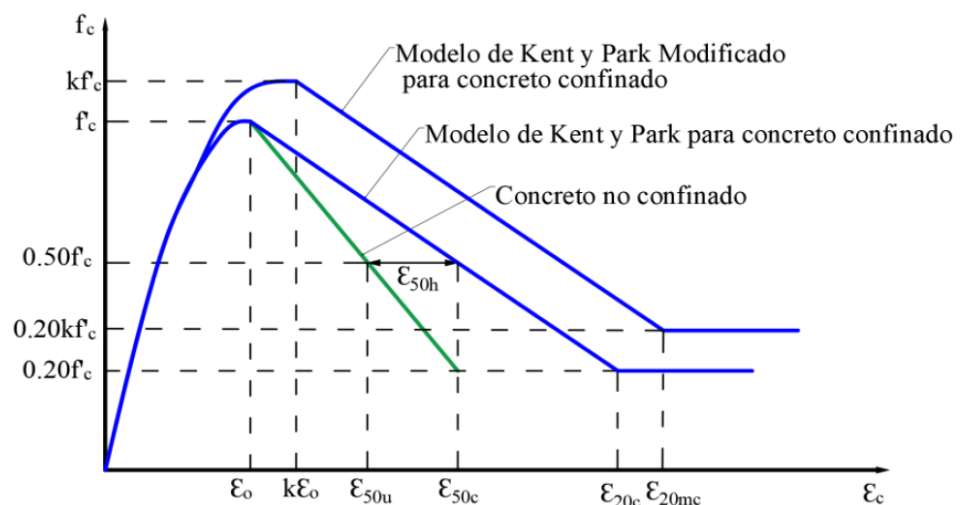


Figura 08 : Curva esfuerzo - deformación del concreto no confinado

Fuente: Hognestad (1951)

Ecuación 10 : Modelo de Kent y Park modificado para concreto confinado

$$f_c = kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]; 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o$$

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - k\varepsilon_o)]; \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$$

$$f_c = 0.20f'_c; \varepsilon_c > \varepsilon_{20c}$$

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k\varepsilon_o)}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{0.211 + \varepsilon_o \cdot f'_c}{f'_c - 70.31}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}}$$

Donde:

ε_{20c} = Deformación unitaria asociada a $0.20f'_c$

f'_c = Resistencia a la compresion especificada del concreto

ε_o = Deformacion unitaria asociada a la resistencia máxima a compresión (f'_c) del concreto igual a aproximadamente 0.002

b_c = Ancho de la sección

ε_{cu} = Separación de los estribos

ε_{cu} = Deformacion unitaria maxima del concreto aproximadamente igual a 0.0038

ρ_s = Ratio entre el volumen de acero de confinamiento y el volumen de concreto confinado

- **Modelo de Mander et al**

Este modelo se puede aplicar a elementos secciones circulares y rectangulares de diferente nivel de confinamiento. Considera que el confinamiento incrementa la deformación unitaria y la resistencia del concreto. El punto de falla ε_{cu}, f_{cu} lo define la fractura del acero transversal. La resistencia máxima a compresión f'_{cc} depende del tipo de confinamiento, del esfuerzo lateral de confinamiento.

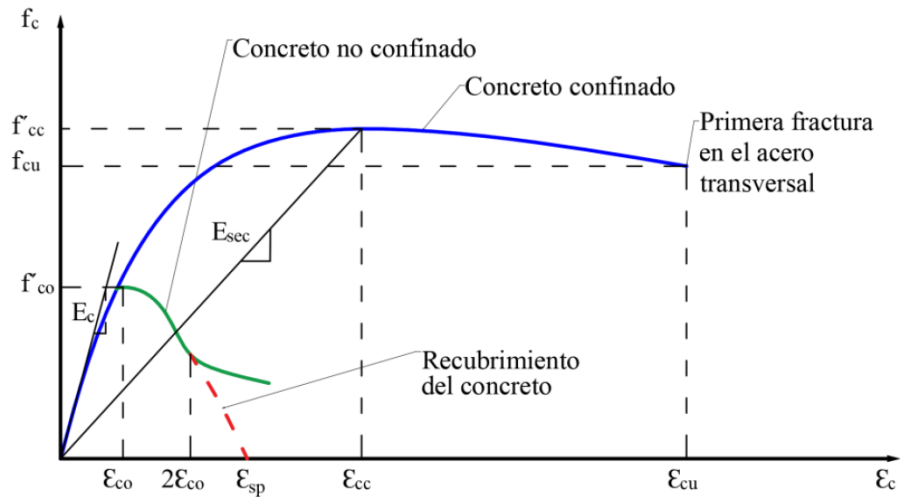


Figura 09 : Curva esfuerzo - deformación del concreto no confinado

Fuente: Mander, Priestley & Park (1988)

Ecuación 11 : Modelo de Mander para concreto confinado

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Donde:

f'_{co} = Resistencia máxima del concreto no confinado

ε_{co} = Deformación unitaria máxima del concreto no confinado

ε_{20c} = Deformación unitaria en la que el recubrimiento del concreto se considera que se ha desprendido por completo y no transmite esfuerzo alguno

f'_{cc} = Resistencia máxima del concreto confinado

ε_{cc} = Deformación unitaria máxima del concreto confinado

f_{cu} = Resistencia última del concreto confinado

ε_{cu} = Deformación unitaria última del concreto confinado

$E_c =$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_{sec} =$ Módulo secante del concreto confinado en el esfuerzo máximo

2.2.1.3.1.3. Modelos esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo

Dado que el comportamiento más allá del rango lineal es complejo, se usa modelos simplificados de su curva esfuerzo-deformación, como los siguientes

- **Modelo Elastoplástico Perfecto**

Es el modelo bilineal más sencillo y común. Se ignora la resistencia superior de fluencia (límite superior de fluencia) y el aumento de esfuerzo por endurecimiento y por deformación. Este modelo no es adecuado para evaluar el desempeño sísmico debido que no describe adecuadamente el comportamiento mecánico del acero más allá de la fluencia.

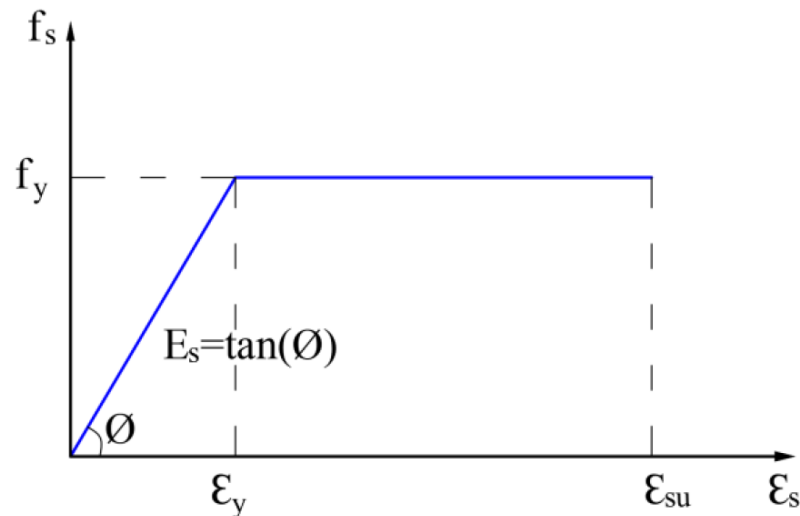


Figura 10 : Modelo elastoplástico perfecto

Fuente: Ottazzi (2011)

Donde:

$f_s =$ Esfuerzo del acero

$\epsilon_s =$ Deformación unitaria del acero

$f_y =$ Esfuerzo de fluencia del acero

$\epsilon_y =$ Deformación unitaria de fluencia del acero

$\epsilon_{su} =$ Deformación unitaria última del acero

$E_s =$ Módulo de elasticidad del acero

- **Modelo Trilineal**

Este modelo es menos conservador que el modelo elastoplástico y consta de 3 zonas: lineal elástica, fluencia y endurecimiento por deformación; las 3 idealizadas por rectas.

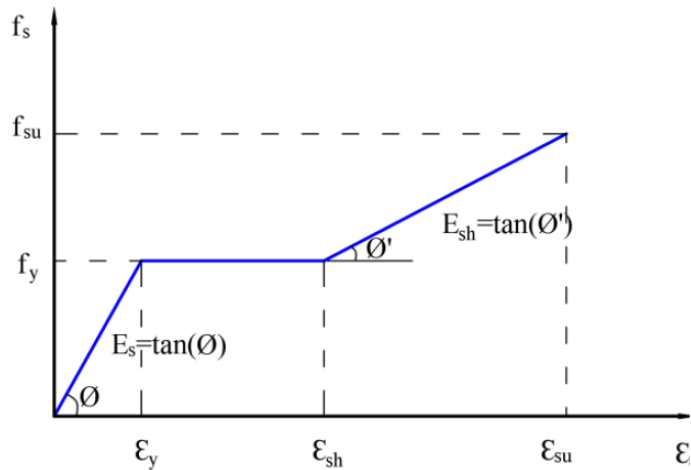


Figura 11 : Modelo trilineal con endurecimiento por deformación

Fuente: Ottazzi (2011)

Donde:

f_s = Esfuerzo de fluencia del acero

ε_y = Deformación unitaria de fluencia del acero

ε_{sh} = Deformación unitaria del acero en donde empieza el endurecimiento por deformación

f_{su} = Esfuerzo último del acero

ε_{su} = Deformación unitaria última del acero

- **Modelo de Park y Paulay**

Este modelo consta de zona elástica lineal, zona de fluencia y zona de endurecimiento por deformación; considera el rango lineal y de fluencia con rectas y el de endurecimiento por deformación con una parábola de 2do. o 3er. grado.

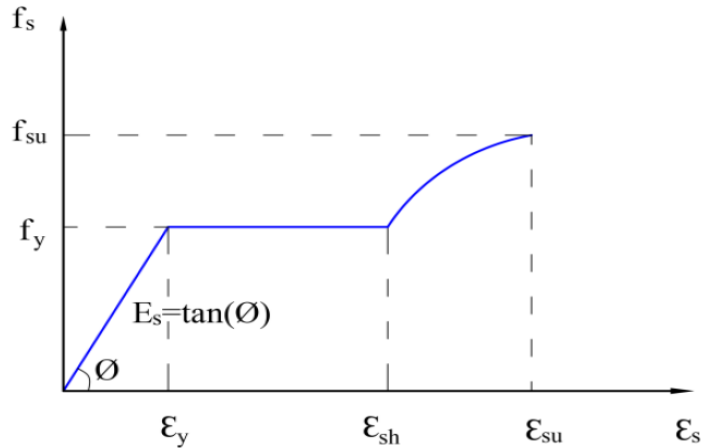


Figura 12 : Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación
Fuente: Park & Paulay (1975)

Este modelo es el que describe de forma más exacta el comportamiento real del acero. La zona de endurecimiento por deformación está definida en el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ y por la ecuación y parámetros siguientes.

Ecuación 12 : Modelo de Park y Paulay

$$f_s = \left[\frac{mu + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right] f_y$$

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo de fluencia del acero

ε_y = Deformación unitaria de fluencia del acero

ε_{sh} = Deformación unitaria del acero en donde empieza el endurecimiento por deformación

f_{su} = Esfuerzo último del acero

ε_{su} = Deformación unitaria última del acero

2.2.1.3.2. Modelo inelástico para secciones y elementos estructurales

2.2.1.3.2.1. Diagrama momento-curvatura

Este diagrama representa la capacidad a flexión y su deformación por curvatura (rotación por unidad de longitud) en el rango lineal y no lineal de una sección de concreto armado.

El diagrama Momento-Curvatura ($M - \phi$) brinda una idea clara de la máxima capacidad de deformación inelástica, las características de disipación de energía, y el comportamiento no lineal de la sección. Cuanta más ductilidad tenga una sección mayor será la capacidad de disipación energía del elemento y de la estructura.

El diagrama Momento-Curvatura ($M - \phi$) se construye a partir de los modelos constitutivos del concreto y acero; y estudiando la sección en 3 estados:

- Estado de agrietamiento (ϕ_A, M_A)
- Estado de fluencia (ϕ_Y, M_Y)
- Estado de agotamiento o ultimo (ϕ_u, M_u)

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado tienen una relación lineal siempre y cuando los momentos sean menores al momento de agrietamiento (M_A). Luego del agrietamiento la relación continua casi lineal, pero con pendiente diferente hasta que la fluencia del acero (M_Y) o el agotamiento del concreto (M_U) se alcance. Si primero se produce la fluencia del acero, la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo (M_U) y finalmente su máxima. Ottazzi (2011)

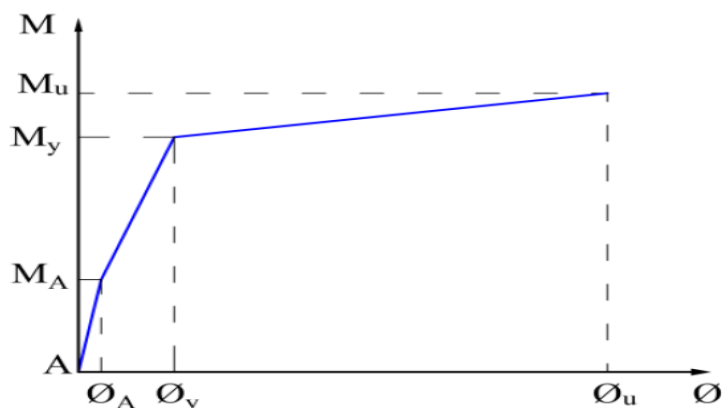


Figura 13 : Diagrama momento-curvatura típica

Fuente: Ottazzi (2011)

2.2.1.3.3. Relaciones generalizadas fuerza-deformación

Para evaluar la respuesta no lineal de la estructura se necesita conocer la respuesta de los componentes más allá del rango lineal. La respuesta de los componentes debe representarse mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores obtenidos mediante evidencias experimentales o tomadas a partir de las Tablas del ASCE/SEI 41-13. Estas curvas son conocidas como Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación.

La relación generalizada fuerza-deformación mostrada en la Figura 14, se describe mediante una respuesta lineal desde el punto A (componente sin carga) hasta un punto B de fluencia efectiva; luego una respuesta lineal con reducción de la rigidez entre los puntos B y C (0% a 10% de la pendiente elástica lineal) que representa el fenómeno de endurecimiento por deformación; posteriormente una respuesta que representa la degradación repentina de la resistencia desde el punto C (resistencia del elemento y deformación en la cual comienza una degradación significativa de la resistencia) hasta el punto D. Más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida hasta el punto E. Para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia es esencialmente cero. Los valores numéricos se exponen en las Tablas del ASCE/SEI 41-13.

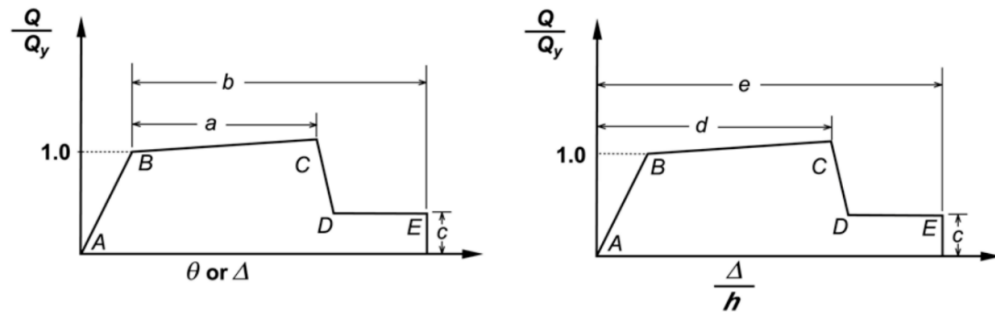


Figura 14 : Relaciones generalizadas fuerza-deformación para componentes

Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2014)

2.2.1.3.3.1. Vigas

El primer parámetro está relacionado con las cuantías de acero; el segundo define si el refuerzo transversal utilizado está confinando o no a la viga y el tercero está relacionado con la fuerza cortante actuante.

- **Momento (M_3):** Los valores de los parámetros numéricos a , b y c , y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión, son calculados según la Tabla 11 (Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13, 2014). Además, se requiere conocer los valores del momento de fluencia (M_y) del momento último (M_u).
- **Corte (V_2):** Para evaluar los parámetros numéricos de modelación y criterios de aceptación que definen el comportamiento no lineal por corte, se asume que las vigas actúan como elementos de acople entre muros. Los valores de los parámetros numéricos d , e y c , y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por corte son calculados según la Tabla 10-20 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente, se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y .

2.2.1.3.3.2. Columnas

En forma similar a las vigas, hay tres controles que se deben realizar, antes de ingresar a la Tabla para encontrar los coeficientes a , b , c con los cuales se halla el diagrama momento rotación. El primer control es calcular la relación: $\frac{P}{A_g * f'_c}$

donde P es la carga axial actuante, A_g es el área de la sección transversal de la columna y f'_c es la resistencia máxima del concreto a compresión. El segundo control tiene que ver con el confinamiento y el tercero con el cortante actuante; estos dos controles se realizan en forma similar a la de las vigas.

Si la columna está controlada por corte no se puede obtener los coeficientes a , b , c .

- **Flexión y axial ($P - M_2 - M_3$):** Los valores de los parámetros numéricos de modelación a , b y c , y de aceptación del desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas $P - M_2 - M_3$ son calculados según la Tabla 12 (Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente, se definen las curvas de interacción para cada tipo de sección diseñada.
- **Corte V_2 :** Para evaluar los parámetros numéricos de modelación que definen la rótula por corte, se asume que las columnas trabajan como elementos de acople entre muros.

Los valores de los parámetros numéricos d , e y c , y de desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas son calculados según la Tabla 10-20 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente, se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y .

2.2.1.3.4. Rotulas plásticas

Una rótula plástica es un dispositivo de disipación de energía que permite la rotación plástica de una sección manteniendo casi constante el momento plástico. Las rótulas plásticas son necesarias para poder definir el modelo no lineal de la estructura.

Para definir las rotulas plásticas usamos la Tabla 10-7 para vigas y 10-8 para columnas de la Norma ASCE/SEI 41-13 las cuales tienen incorporadas de manera automática el programa ETABS.

Tabla 11

Parámetros numéricos y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para vigas de concreto armado

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
	Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
	Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
	Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
	Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE/SEI 41-13

Tabla 12

Parámetros numéricos y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para columnas de concreto armado

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE/SEI 41-13

2.2.1.3.4.1. Vigas

Durante la acción sísmica el comportamiento no lineal en las vigas suele concentrarse en las zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada L . El daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos.

Para desarrollar el modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica. Esta zona se denomina “rótula plástica” y le corresponde una longitud “ L_p ” (Figura 15). Una aproximación para la L_p es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p = 0.4d$ ó $0.5d$) Park y Paulay (1975). Se asume que en esta longitud la curvatura es constante.

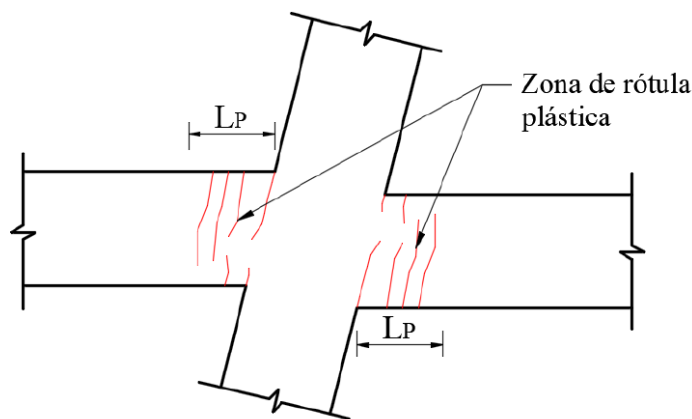


Figura 15 : Formación de rótula plástica en los extremos de viga

Fuente: Choque & Luque (2019)

2.2.1.3.4.2. Columnas

En columnas no solo se tiene una ductilidad (como en vigas), en este caso la ductilidad depende de la carga axial (P en compresión). Así se debe garantizar que la carga axial no sea superior a la carga axial balanceada (P_b) para que la sección tenga falla dúctil y pueda generarse una rótula plástica.

Lo anterior da entender que se tendrá una ductilidad para cada carga axial que soporte la sección siempre y cuando se cumpla: $P < P_b$.

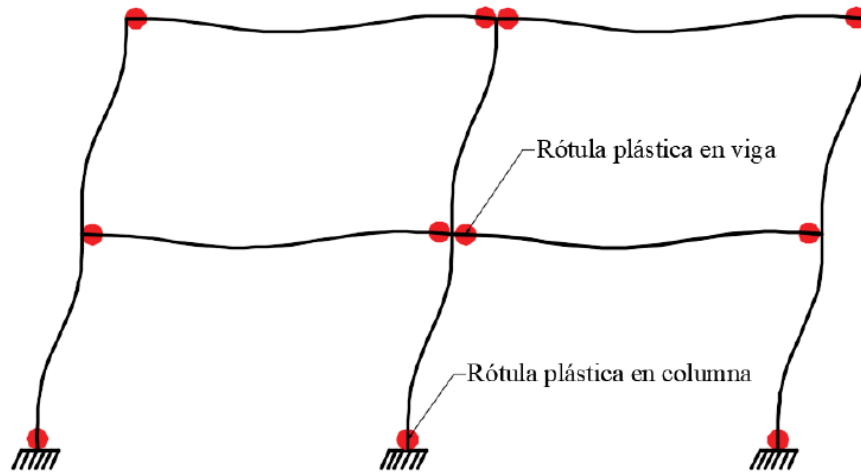


Figura 16 : Mecanismo ideal de formación de rotulas plásticas en un pórtico

Fuente: Choque & Luque (2019)

2.2.1.3.5. Análisis estático no lineal (Pushover)

Es un tipo de análisis estático incremental que sirve para determinar la curva de capacidad (desplazamiento del ultimo nivel vs fuerza cortante basal) de una estructura o elemento. Se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando hasta alcanzar un estado límite (Punto de Desempeño) o una condición de falla.

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla. La aplicación del patrón de cargas laterales debe iniciar de una condición de carga gravitacional no lineal (se mantiene durante el proceso de análisis). La estructura comienza con una respuesta elástica asociada a una rigidez inicial, luego, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su fluencia, se produce una reducción de rigidez y resistencia. Con ello la estructura consigue incursionar en el rango inelástico en proporción a su ductilidad.

Con el incremento de las cargas laterales es posible observar como aparecen las rótulas plásticas.

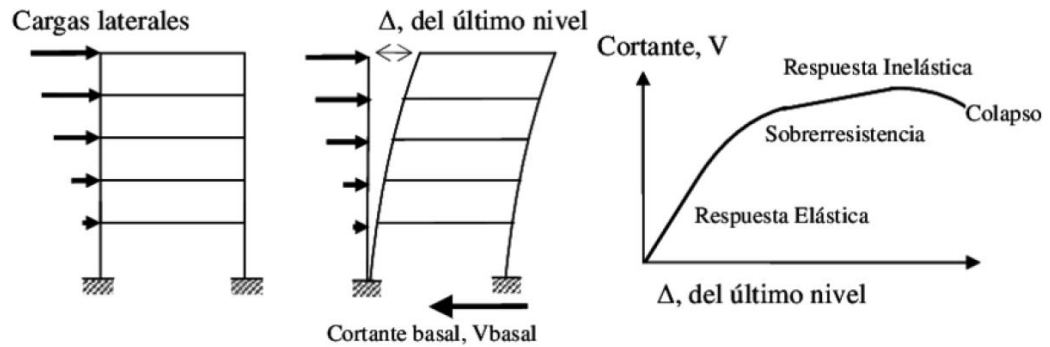


Figura 17 : Secuencia del análisis Pushover

Fuente: Arango, Paz & Duque (2009)

Características del Análisis Pushover:

- Transforma un sistema de múltiples grados de libertad a un sistema equivalente de 1 grado de libertad.
- Permite determinar la curva de capacidad.
- Permite calcular y evaluar la ductilidad de una estructura.
- Permite identificar la secuencia de agrietamiento, mecanismo de falla, fluencia y falla de los elementos estructurales, los estados límites de servicios, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura.

Limitaciones del Análisis Pushover

- La tasa de resistencia $\mu_{strength}$ debe ser menor que el valor máximo μ_{max} . Si esta relación no se cumple, debe llevarse a cabo un procedimiento de Análisis Dinámico No Lineal para confirmar su estabilidad dinámica. La tasa de resistencia $\mu_{strength}$ es una medida de la extensión de la no linealidad, y μ_{max} es una medida de la degradación del sistema. Las estructuras que experimentan demanda no lineal superior a μ_{max} tienen una degradación significativa. $\mu_{strength}$ y μ_{max} son definidos en el Método de Coeficientes.
- Los modos superiores de vibración no deben ser influyentes en la respuesta global de la estructura. Para comprobarlo, debe realizarse un primer análisis modal tomando en cuenta suficientes modos para sumar el 90% de la masa participativa, y un segundo análisis modal considerando

sólo el primer modo de vibración. Si el cortante en cualquier nivel obtenido a partir del primer análisis excede en un 130% al cortante obtenido en el segundo análisis, deben considerarse significativos los modos superiores. Si fuera el caso, debe llevarse a cabo, además del Análisis Estático No Lineal (NSP), un Análisis Dinámico Lineal (LDP).

2.2.1.3.5.1. Procedimiento para el análisis estático no lineal (Pushover)

- a) Definir el modelo matemático de la estructura de la edificación incorporando las características fuerza-deformación no lineal de los elementos estructurales según las Tablas del ASCE/SEI 41-13.
- b) Definir el nodo de control, será ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio.
- c) Aplicar el patrón de carga lateral; será proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura e incrementada monotónicamente.
- d) Obtener la curva de capacidad registrando la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control, así como las fuerzas y deformaciones de cada elemento para luego compararlas con sus respectivos diagramas ($M-\theta$).
- e) Cada incremento de carga lateral es un análisis separado que parte del fin de la última aplicación de carga, por ello a los resultados del último análisis se debe agregar los valores de carga lateral, rotaciones, desplazamientos correspondientes al análisis previo.
- f) Obtener la curva de capacidad idealizada.

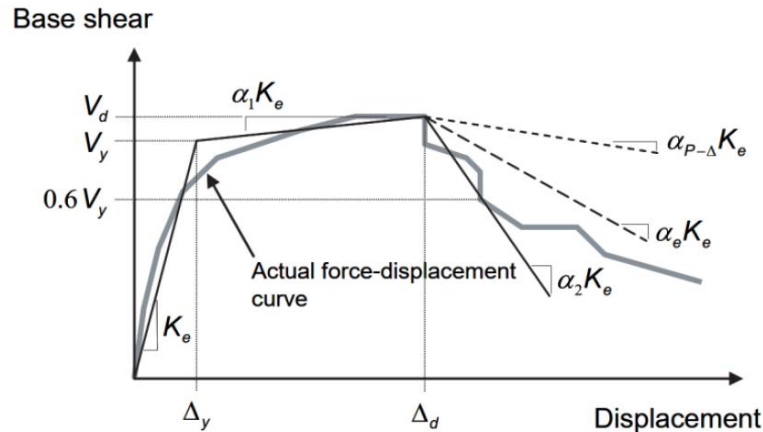


Figura 18 : Curva de capacidad idealizada

Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2014)

2.2.1.3.6. Curva de capacidad

Es la curva que representa el Desplazamiento del último nivel de la estructura y la Fuerza Cortante Basal.

2.2.1.3.6.1. Ductilidad

Es la capacidad de deformación inelástica de una estructura o elemento estructural. Depende del sistema estructural, irregularidades y del material. El comportamiento dúctil de una sección de concreto armado se logra principalmente por la ductilidad del acero de refuerzo, permitiendo alcanzar grandes deformaciones luego de superar el límite de elasticidad. Se puede estimar la ductilidad disponible y la ductilidad demandada para un nivel de sismo específico.

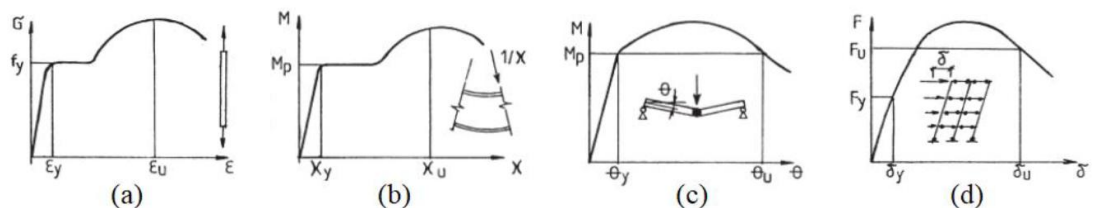


Figura 19 : Tipos de ductilidad

Fuente: Gioncu & Mazzolani (2001)

- a) **Ductilidad del material o ductilidad axial:** Caracteriza a las deformaciones plásticas del propio material.

- b) Ductilidad de la sección transversal:** También llamada ductilidad de curvatura, que se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, teniendo en cuenta la interacción entre las partes que componen la sección transversal en sí.
- c) Ductilidad del elemento:** Se consideran las propiedades del elemento. También llamada la ductilidad de rotación.
- d) Ductilidad de la estructura:** Considera el comportamiento de toda la estructura. También llamada ductilidad de desplazamiento.

2.2.1.3.7. Metodología para estimar el punto de desempeño

El punto de desempeño es una estimación del desplazamiento máximo esperado del techo de un edificio calculado para un sismo de diseño. Como resultado, se puede caracterizar el estado de daño asociado para la estructura y compararlo con el objetivo de desempeño deseado. Esto permite identificar las deficiencias en cada parte del edificio y abordarlas directamente con medidas correctivas cuando sea necesario.

Los Procedimientos de Análisis Dinámico No Lineal NDP (*Nonlinear Dynamic Procedure*), o análisis Tiempo-Historia, permiten estimar de manera más exacta el comportamiento no lineal de los edificios; sin embargo, su aplicación no resulta práctica. Alternativamente, se desarrollaron métodos de análisis no lineal simplificado, conocido como procedimientos de Análisis Estático No Lineal NSP (*Nonlinear Static Procedure*), como el Análisis Pushover.

Existen varios métodos que permiten estimar el punto de desempeño utilizando los resultados del Análisis Pushover, donde destacan el Método del Espectro de Capacidad y el Método de Coeficientes, cuya aplicación en los últimos 20 años han permitido su desarrollo y aceptación dentro de los estándares de evaluación sísmica por desempeño.

2.2.1.3.7.1. Método del espectro de capacidad

Este método se basa en una Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad. La suposición básica de los métodos lineales equivalentes es que el

desplazamiento máximo de un sistema no lineal de 1 GDL se puede estimar a partir del desplazamiento máximo de un sistema elástico lineal de 1GDL que tiene un periodo y amortiguamiento mayor que los valores iniciales para el sistema no lineal.

El sistema elástico de 1GDL que se usa para estimar el desplazamiento inelástico máximo del sistema no lineal generalmente se denomina Sistema Equivalente o Sustituto. De manera similar, el periodo de vibración y el amortiguamiento del sistema elástico se conocen como Periodo Equivalente y Amortiguamiento Equivalente, respectivamente.

El método inicia con la generación de la curva de capacidad (Pushover) para la estructura. Luego, los resultados son convertidos a formato ADRS, usando las propiedades dinámicas del sistema. La demanda sísmica también debe convertirse al mismo formato. El periodo puede representarse como una línea radial desde el origen.

Este método asume que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por el espectro de capacidad. El periodo equivalente se asume como el periodo secante en el que la demanda sísmica (reducida por el amortiguamiento equivalente) interseca con el espectro de capacidad. Dado que el periodo y el amortiguamiento equivalente están en función del desplazamiento, la solución para determinar el desplazamiento inelástico máximo (Punto de Desempeño) es iterativo.

2.2.1.3.7.1.1. Procedimiento propuesto por el FEMA 440

El FEMA 440 realizó una evaluación del método propuesto en el ATC-40 y presenta un Procedimiento de Linealización Equivalente Mejorado (*Improved Equivalent Linearization Procedure*). El objetivo es estimar la respuesta máxima de desplazamiento de un sistema no lineal con un sistema lineal “equivalente” utilizando un periodo efectivo T_{eff} , y un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos parámetros son función de las características de la curva de capacidad, el periodo y amortiguamiento inicial del sistema, y la demanda de ductilidad μ .

El método se mantiene similar al presentado en el ATC-40. El FEMA 440, en el Capítulo 6, presenta 3 procedimientos (A, B y C) para determinar el punto de desempeño.

Parámetros básicos de linealización equivalente

Los parámetros lineales equivalentes óptimos (T_{eff} y β_{eff}) se determinan a través de un análisis estadístico que minimiza, de manera rigurosa, las ocurrencias extremas de la diferencia (es decir, el error) entre la respuesta máxima de un sistema inelástico real y su contraparte lineal equivalente. Estos parámetros son:

a. Amortiguamiento efectivo: Los valores del amortiguamiento viscoso efectivo están en función de la ductilidad global de la estructura μ , expresados como un porcentaje del amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelo histérico y valores de α que se calculan con las siguientes expresiones:

Ecuación 13 : Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad B_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$\text{Para } 4.0 < \mu < 6.5: \quad B_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

$$\text{Para } > 6.5: \quad B_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)-1]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Los valores de los coeficientes A , B , C , D , E y F se dan en la Tabla 6-1 del FEMA 440.

Las siguientes ecuaciones aproximadas para el valor de β_{eff} han sido optimizadas para su aplicación a cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histérico o valor de α utilizado para el estudio:

Ecuación 14 : Amortiguamiento efectivo aproximado

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad B_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$\text{Para } 4.0 < \mu < 6.5: \quad B_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Para $\mu > 6.5$:
$$B_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o$$

b. Periodo efectivo: Los valores del periodo efectivo para todos los tipos de modelo histerético y valores de α se calculan con las siguientes expresiones:

Ecuación 15 : Periodo efectivo

Para $1.0 < \mu < 4.0$:
$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_o$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:
$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_o$$

Para $\mu > 6.5$:
$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

Los valores de los coeficientes G, H, I, J, K y L se dan en la Tabla 6-2 del FEMA 440.

Las siguientes ecuaciones para el valor de T_{eff} han sido optimizadas para su aplicación a cualquier espectro de capacidad, independientemente del tipo de modelo histórico o valor de α :

Ecuación 16 : Periodo efectivo optimizado

Para $1.0 < \mu < 4.0$:
$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_o$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:
$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_o$$

Para $\mu > 6.5$:
$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

Estas expresiones sólo aplican para $T_o=0.2$ a 2 seg.

c. Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Modificado (MADRS) para uso con Periodos Secantes

Al utilizar las ecuaciones de periodo y amortiguamiento efectivo, se obtiene un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de una línea radial del periodo efectivo en la demanda en formato ADRS para el amortiguamiento efectivo, como se muestra en la Figura 20.

El periodo efectivo T_{eff} a partir del procedimiento mejorado, generalmente es más corto que el periodo secante T_{sec} definido en el punto de la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo d_{max} . La aceleración a_{eff} no es significativa ya que la máxima aceleración real a_{max} debe estar sobre la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo d_{max} .

Al multiplicar las ordenadas de la demanda con amortiguamiento efectivo β_{eff} por el factor de modificación M (en formato ADRS), obtenemos la curva de demanda ADRS modificada (MADRS), la cual interseca la curva de capacidad en el punto de desempeño. El factor de modificación se calcula como:

Ecuación 17 : Factor de modificación

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

Dado que los valores de aceleración están relacionados directamente con los periodos correspondientes, M puede calcularse como:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

Donde: $\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu}$

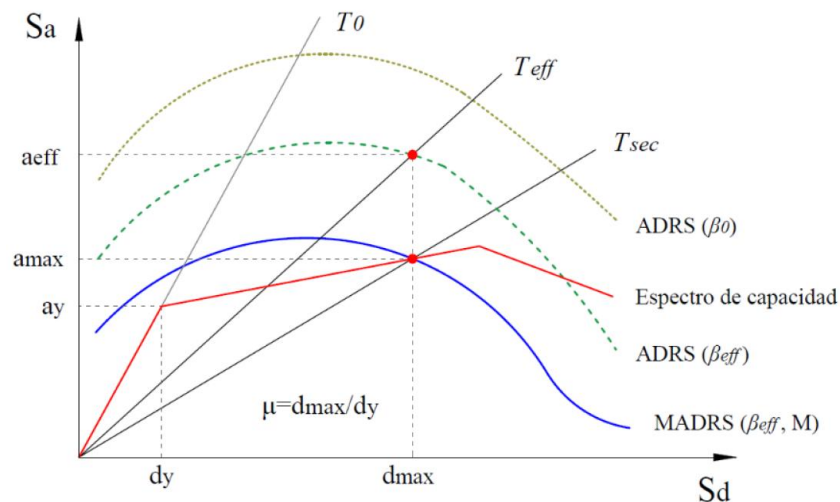


Figura 20 : Espectro de respuesta modificado MADRS para uso con T_{sec}

Fuente: FEMA 440 (2005)

Reducción Espectral para el Amortiguamiento Efectivo β_{eff}

Los procedimientos de linealización equivalente requieren el uso de factores de reducción espectral para ajustar el espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos factores están en función del coeficiente de amortiguación efectiva B . La ordenada espectral reducida será igual a:

Ecuación 18 : Reducción espectral para el amortiguamiento efectivo

$$(S_a)\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

Hay muchas opciones en los procedimientos actuales para determinar B . Sin embargo, se recomienda usar la siguiente expresión:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln\beta_{eff}(\text{en } \%)}$$

Procedimiento A del Método del Espectro de Capacidad según el FEMA 440

Dado que β_{eff} y T_{eff} están en función de μ , el cálculo del máximo desplazamiento utilizando la linealización equivalente no es directo y requiere un procedimiento de solución gráfico o iterativo. A continuación, se detalla el Procedimiento A, o de Iteración Directa. En este procedimiento, la iteración se realiza para converger directamente al punto de desempeño. Los espectros de demanda ADRS generados para los diversos valores de β_{eff} no se modifican para intersectar el espectro de capacidad.

- ✓ Seleccionar un espectro de demanda sísmica de interés con un amortiguamiento inicial $\beta_0=5\%$ (espectro de respuesta elástico).
- ✓ Convertir dicho espectro a formato ADRS según el ATC-40 (Demanda ADRS inicial)
- ✓ Generar la curva de capacidad de la estructura a ser analizada, dada como Cortante vs Desplazamiento en el techo y convertirla al formato ADRS según el ATC-40.

- ✓ Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima a_{pi} , y desplazamiento d_{pi}). Este puede estimarse con la aproximación de desplazamientos iguales.
- ✓ Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad según el ATC-40. Este define el periodo inicial T_0 , el desplazamiento y la aceleración de fluencia d_y , a_y .
- ✓ Para la representación bilineal desarrollada en el paso anterior, calcular los valores de rigidez post-elástica α , y ductilidad μ , como sigue:

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad \text{Ecuación 19 : Rigidez post-elástica}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad \text{Ecuación 20 : Ductilidad por desplazamiento}$$

- ✓ Utilizando los valores de α y μ obtenidos, calcular los correspondientes β_{eff} y T_{eff} .
- ✓ Con el valor calculado de β_{eff} (del paso anterior), ajustar la Demanda ADRS inicial a β_{eff} .
- ✓ Determinar el desplazamiento máximo estimado d_i , usando la intersección del periodo efectivo radial, con la demanda ADRS para β_{eff} . La aceleración máxima estimada a_i , es la correspondiente a d_i sobre la curva de capacidad (ver Figura 21).
- ✓ Comparar el desplazamiento máximo estimado d_i , con el asumido inicialmente (o previo). Si está dentro de la tolerancia aceptable, el punto de desempeño corresponde a a_i y d_i . Caso contrario, repetir el proceso desde el paso 4, utilizando a_i y d_i .

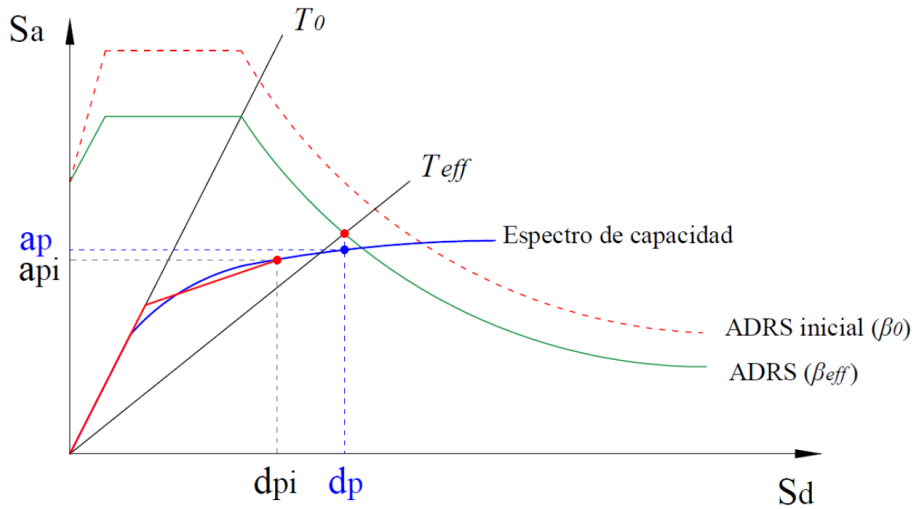


Figura 21 : Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la Iteración Directa (Procedimiento A)

Fuente: (FEMA 440, 2005)

2.2.1.3.7.2. Evaluación del desempeño sísmico y criterios de aceptación

Para determinar si un edificio cumple con un objetivo de desempeño, las respuestas obtenidas del análisis Pushover, en el punto de desempeño, se comparan con límites apropiados para los niveles de desempeño, que constituyen los criterios de aceptación para el edificio.

2.2.1.3.7.2.1. Límites de aceptabilidad global del edificio

- a) **Cargas de gravedad:** La capacidad frente a cargas de gravedad de la estructura debe permanecer intacta para un desempeño aceptable en cualquier nivel. Cuando un elemento pierde capacidad para soportar cargas de gravedad, la estructura debe ser capaz de redistribuir dicha carga a otros elementos del sistema.
- b) **Cargas laterales:** La resistencia frente a cargas laterales de la estructura, incluyendo la resistencia frente a las cargas de gravedad que actúan a través de los desplazamientos laterales (efecto P- Δ), no debe degradarse más del 20% de la resistencia máxima de la estructura.

- c) **Desplazamientos laterales:** Los desplazamientos en el punto de desempeño se deben verificar con los límites establecidos según el nivel de desempeño.

El ATC-40 establece límites de deriva total (elástica+inelástica) y de deriva inelástica:

Tabla 13
Límites de deriva según el ATC-40

Deriva límite de entrepiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación inmediata	Control de daño	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva total máxima	0.01	0.01 – 0.02	0.02	0.33
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005 – 0.015	Sin límite	Sin límite

Fuente: ATC-40 (1996)

Donde V_i es el cortante total, y P_i es la carga de gravedad total en el piso i .

El Comité Visión 2000 también establece derivas límite para sus niveles de desempeño:

Tabla 14
Límites de deriva según el Comité Visión 2000

Deriva	Nivel de desempeño				
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
Permisible	< 0.002	< 0.005	< 0.015	< 0.025	> 0.025
Permanente	Despreciable	Despreciable	< 0.005	< 0.025	> 0.025

Fuente: Propuesta del Comité VISIÓN 2000 (SEAO, 1995)

El Comité Visión 2000 establece una sectorización de la curva de capacidad de la estructura para calificar el nivel de desempeño:

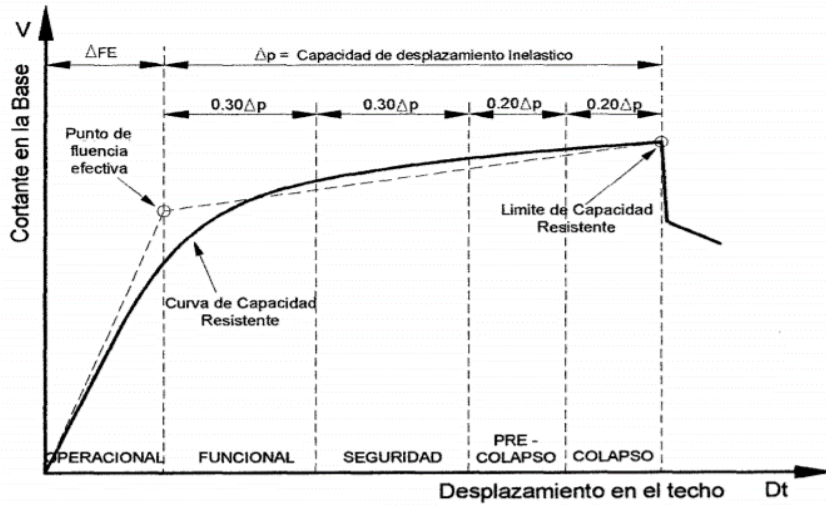


Figura 22 : Sectorización de la curva de capacidad

Fuente: Propuesta del Comité VISIÓN 2000 (SEAO, 1995)

2.2.2. Concreto armado

2.2.2.1. Concreto

2.2.2.1.1. Resistencia a la compresión del concreto

La resistencia del hormigón se determina en muestras cilíndricas estandarizadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, llevadas hasta la rotura mediante cargas incrementales relativamente rápidas. Esta resistencia se mide a los 28 días de fraguado del hormigón en condiciones de humedad controlada (Romo, 2008, p.14).

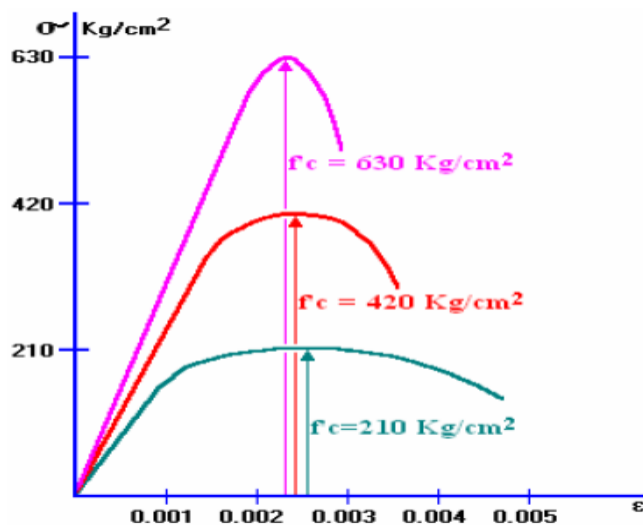


Figura 23 : Curva esfuerzo - deformación del concreto

Fuente: Temas de concreto armado - Marcelo Romo Proaño (2008)

2.2.2.1.2. Peso específico

“En general, el concreto de peso normal tiene una densidad (peso unitario) entre 2155 y 2560 kg/m^3 , y comúnmente se toma entre 2320 y 2400 kg/m^3 ” (ACI-318, 2014, p.37).

2.2.2.1.3. Módulo de elasticidad

“Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.” (ACI-318, 2014, p.43).

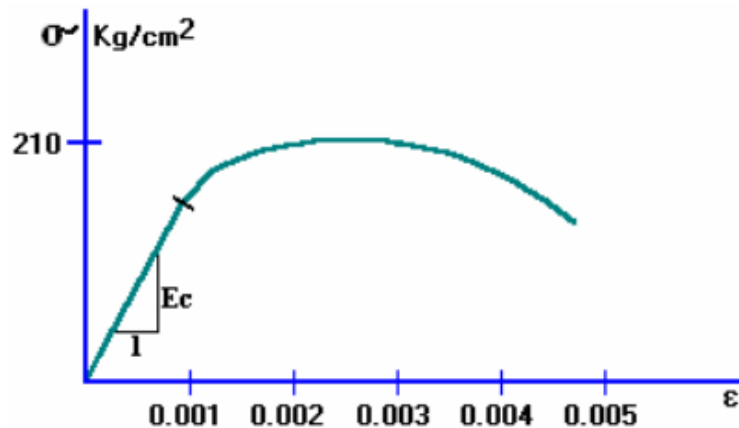


Figura 24 : Módulo de elasticidad del concreto

Fuente: Temas de concreto armado - Marcelo Romo Proaño (2008)

Para concretos de peso unitario normal

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Ecuación 21 : Módulo de elasticidad del concreto

(E060-Ec (8.5.2))

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

2.2.2.1.4. Módulo de corte

“En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:” (E.060, 2009, Art. 8.5.4).

$$G = \frac{E_c}{2.3} (Kg/cm^2)$$

Ecuación 22 : Módulo de corte del concreto

(E060-Ec (8.5.4))

Donde:

G= Módulo de corte del concreto

Ec= Módulo de elasticidad del concreto

2.2.2.1.5. Módulo de poisson

“Al someter un cilindro de concreto a cargas de compresión, éste no sólo se acorta a lo largo, sino que también se expande lateralmente. La proporción de esta expansión lateral respecto al acortamiento longitudinal se denomina módulo de Poisson. Su valor varía de aproximadamente 0.11 para concretos de alta resistencia hasta 0.21 para concretos de bajo grado, con un valor promedio de aproximadamente 0.16. No parece haber ninguna relación directa entre el valor de esta proporción y la relación agua-cemento, cantidad de curado, tamaño del agregado, etc,” (McCormac & Russel, 2011, p. 13).

2.2.2.2. Acero de refuerzo

“El acero es una aleación de diversos elementos entre ellos: carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio. El carbono es el más importante y el que determina sus propiedades mecánicas. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan. Por el contrario, disminuye la ductilidad y la tenacidad” (Harmsen, 2002, p.36).

“El acero también se utiliza para ayudar al concreto a soportar los esfuerzos de compresión, por ejemplo, en el caso de las columnas o elementos que trabajan en compresión o flexocompresión. Esto ayuda a reducir las secciones transversales de las columnas y se puede entender si se compara la resistencia en compresión de un concreto normal, digamos de $210 Kg/cm^2$, con la resistencia del acero de refuerzo que utilizamos en nuestro medio que es de $4,200 Kg/cm^2$. Es decir, cada centímetro cuadrado de acero equivale a $20 cm^2$ de concreto trabajando en compresión” (Ottazzi, 2016, p. 47).

“Los productores de acero en los Estados Unidos distinguen los distintos diámetros asignándolos un número relacionado con el diámetro de la barra expresado en octavos de pulgada (por ejemplo, la barra #5 es de 5/8”, la #6 es de 3/4”). El área de las barras puede ser calculada directamente del diámetro nominal. Las barras de producción nacional vienen en longitudes de 9 m, bajo pedido Aceros Arequipa puede fabricar barras de 12 m de longitud” (Ottazzi, 2016, p. 58).



Figura 25 : Tipos de corrugaciones en las barras de refuerzo

Fuente: Apuntes del curso Concreto Armado 1 - Gianfranco Ottazzi Pasino (2016)

Tabla 15
Características de las varillas corrugadas

Designación	Diámetro (in)	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Peso (Kg/m)	Observaciones
2	1/4	6.4	0.32	0.250	Liso
3	3/8	9.5	0.71	0.560	
4	1/2	12.7	1.29	0.994	
5	5/8	15.9	2.00	1.552	
6	3/4	19.1	2.84	2.235	
8	1	25.4	5.10	3.973	
11	1 3/8	35.8	10.06	7.907	
6mm (*)	-	6	0.28	0.222	Ac. Arequipa
8mm	-	8	0.50	0.395	Ac. Arequipa
12mm	-	12	1.13	0.888	Ac. Arequipa
7	7/8	22.2	3.87	3.042	No disponible
9	1 1/8	28.7	6.45	5.060	No disponible
10	1 1/4	32.3	8.19	6.404	No disponible
14	1 11/16	43.0	14.52	11.380	No disponible
18	2 1/4	57.3	25.81	20.240	No disponible

Nota: (*) Acero de 6mm corrugado. También se comercializa en rollos

Fuente: Apuntes del curso Concreto Armado 1 - Gianfranco Otazzi Pasino (2016)

2.2.2.2.1. Esfuerzo de fluencia

“Se define como el esfuerzo bajo el cual el acero continúa deformándose sin necesidad de incrementar las cargas de tracción. En el diagrama esfuerzo – deformación de los aceros tradicionales, la fluencia coincide con una recta horizontal o casi horizontal, a continuación del rango elástico y de un pequeño tramo de transición. El esfuerzo asociado se identifica como ‘ F_y ’.” (Romo, 2010, p. 45).

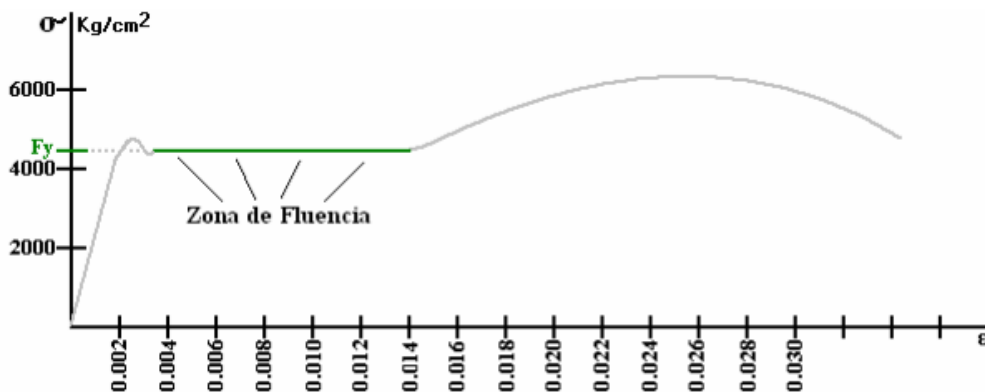


Figura 26 : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Fuente: Temas de concreto armado - Marcelo Romo Proaño (2008)

Tabla 16

Calidades del acero de refuerzo

Grado	ASTM	fy min. (kg/cm ²)	fy máx. (kg/cm ²)	fu min. (kg/cm ²)	fu/fy (min)
40	A 615	2,800	-	4,200	-
60	A 615	4,200	-	6,300	-
75	A 615	5,300	-	7,000	-
60	A 706	4,200	5,500	5,600	1.25

Fuente: Apuntes del curso Concreto Armado 1 - Gianfranco Otazzi Pasino (2016)

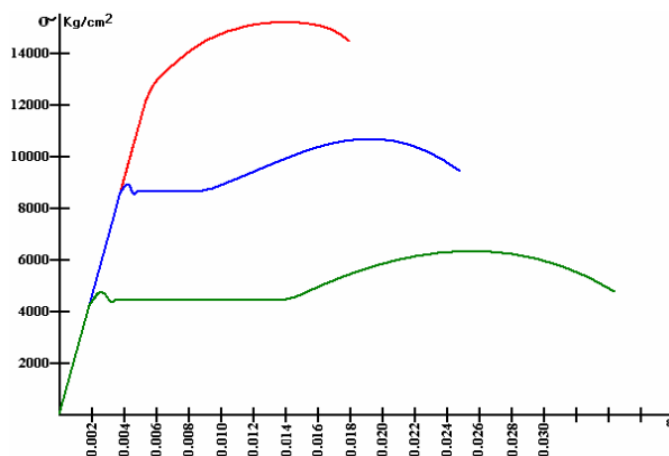


Figura 27 : Curvas esfuerzo - deformación del acero de refuerzo

Fuente: Temas de concreto armado - Marcelo Romo Proaño (2008)

2.2.2.2.2. Módulo de elasticidad

“El módulo de elasticidad, E_s , para el barras y alambres no preesforzados puede tomarse como 200 000 MPa” (ACI.318, 2014, Art. 20.2.2.2).

$$E_s = 2,000,000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad \text{Ecuación 23 : Módulo de elasticidad del acero}$$

(E060-Ec (8.5.5))

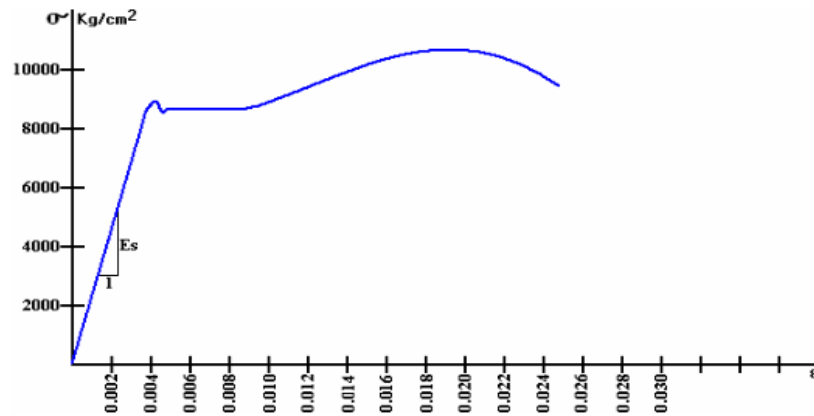


Figura 28 : Modulo de elasticidad del acero de refuerzo

Fuente: Temas de concreto armado - Marcelo Romo Proaño (2008)

2.2.3. Albañilería estructural

2.2.3.1. Albañilería confinada

2.2.3.1.1. Definición

“La albañilería es un material estructural compuesto que, en su forma tradicional, está integrada por unidades asentadas con mortero. En consecuencia, es un material de unidades de arcilla cocida débilmente unidas o pegadas. Este hecho, confirmado por ensayos y por experiencia, permite afirmar que se trata de un material heterogéneo y anisotrópico que tiene, por naturaleza, una resistencia a la compresión elevada, dependiente principalmente de aquella de la propia unidad; mientras que la resistencia a la tracción es reducida y controlada por la adhesión entre la unidad y el mortero” (Gallegos, 2005, p.21).

“La Albañilería Confinada se caracteriza por estar constituida por un muro de albañilería simple enmarcado por una cadena de concreto armado, vaciada con

posterioridad a la construcción del muro. Generalmente, se emplea una conexión dentada entre la albañilería y las columnas” (San Bartolomé, 1994, p.12).



Figura 29 : Edificaciones de albañilería confinada

Fuente: Comentarios a la NTE E070 Albañilería (2005)

2.2.3.1.2. Especificaciones generales de la albañilería

La Norma Técnica E070 Albañilería (2006, p. 25-26) establece lo siguiente:

La resistencia de la albañilería a compresión axial ($f'm$) y a corte ($v'm$) se determinará de manera empírica (recurriendo a tablas o registros históricos de resistencia de las unidades) o mediante ensayos de prismas.

En el caso de no realizarse ensayos de prismas, podrá emplearse los valores mostrados en la Tabla 17, correspondientes a pilas y muretes construidos con mortero 1:4 (cuando la unidad es de arcilla) y 1: ½: 4 (cuando la materia prima es sílice-cal o concreto), para otras unidades u otro tipo de mortero se tendrá que realizar los ensayos respectivos.

Tabla 17
Resistencias características de la albañilería

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa				
(kg/cm²)				
Materia prima	Denominación	UNIDAD	PILAS	MURETES
		f' b	f' m	v' m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-Cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto		4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
	Bloque tipo P (*)	6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	10,8 (120)	1,1 (10,9)

(*) Utilizados para la construcción de Muros Armados.

(**) El valor f' b se proporciona sobre área bruta en unidades vacías (sin grout), mientras que las celdas de las pilas y muretes están totalmente rellenas con grout de f' c=13,72 MPa (140 kg cm²). El valor f' m ha sido obtenido contemplando los coeficientes de corrección por esbeltez del prisma que aparece en la Tabla 10.

Fuente: Norma Técnica Peruana E070 Albañilería

2.2.3.1.3. Muros portantes

La Norma Técnica E070 Albañilería (2006, p. 30) indica que:

Los muros portantes deberán tener:

- a) Una sección transversal preferentemente simétrica.
- b) Continuidad vertical hasta la cimentación.
- c) Una longitud mayor o igual a 1,20 m para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales.
- d) Longitudes preferentemente uniformes en cada dirección.
- e) Juntas de control para evitar movimientos relativos debidos a contracciones, dilataciones y asentamientos diferenciales en los siguientes sitios:
 - ✓ En cambios de espesor en la longitud del muro, para el caso de Albañilería Armada.
 - ✓ En donde haya juntas de control en la cimentación, en las losas y techos.
 - ✓ En alféizar de ventanas o cambios de sección apreciable en un mismo piso.

- f) La distancia máxima entre juntas de control es de 8 m, en el caso de muros con unidades de concreto y de 25 m en el caso de muros con unidades de arcilla.
- g) Arriostre según se especifica en el Artículo 18.
 - ✓ Los muros portantes y no portantes, de albañilería simple o albañilería confinada, serán arriostrados por elementos verticales u horizontales tales como muros transversales, columnas, soleras y diafragmas rígidos de piso.
 - ✓ Los arriostres se diseñarán como apoyos del muro arriostrado, considerando a éste como si fuese una losa sujeta a fuerzas perpendiculares a su plano.
- h) Que quede enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concreto armado verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras), aceptándose la cimentación de concreto como elemento de confinamiento horizontal para el caso de los muros ubicados en el primer piso.
- i) Que la distancia máxima centro a centro entre las columnas de confinamiento sea dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo y no mayor que 5 m. De cumplirse esta condición, así como de emplearse el espesor mínimo especificado en el Artículo 19.1.a (E070-2006), la albañilería no necesitará ser diseñada ante acciones sísmicas ortogonales a su plano, excepto cuando exista excentricidad de la carga vertical (ver el Capítulo 10).
- j) Que se utilice unidades de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5 (5.3).
- k) Que todos los empalmes y anclajes de la armadura desarrollen plena capacidad a la tracción. Ver NTE E.060 Concreto Armado y Artículo 11 (11.5).
- l) Que los elementos de confinamiento funcionen integralmente con la albañilería. Ver Artículo 11 (11.2 y 11.7).
- m) Que se utilice en los elementos de confinamiento, concreto con $f'c=17,15\text{MPa}$ (175 kg/cm^2).

- n) Se asumirá que el paño de albañilería simple (sin armadura interior) no soporta acciones de punzonamiento causadas por cargas concentradas. Ver Artículo 29 (29.2).
- o) El espesor mínimo de las columnas y solera será igual al espesor efectivo del muro.
- p) El peralte mínimo de la viga solera será igual al espesor de la losa de techo.
- q) El peralte mínimo de la columna de confinamiento será de 15 cm. En el caso que se discontinúen las vigas soleras, por la presencia de ductos en la losa del techo o porque el muro llega a un límite de propiedad, el peralte mínimo de la columna de confinamiento respectiva deberá ser suficiente como para permitir el anclaje de la parte recta del refuerzo longitudinal existente en la viga solera más el recubrimiento respectivo (ver Artículo 11.10).
- r) Cuando se utilice refuerzo horizontal en los muros confinados, las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,50 cm y terminarán en gancho a 90°, vertical de 10 cm de longitud.



Figura 30 : Muro de albañilería confinada

Fuente: Reparación de un muro de albañilería, San Bartolomé y Castro

2.2.3.1.4. Requisitos estructurales mínimos

2.2.3.1.4.1. Esfuerzo axial máximo

El esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

Ecuación 24 : Esfuerzo axial máximo

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.20 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m$$

(E070-Ec (Art.19.1b))

Donde:

σ_m = Esfuerzo axial máximo

P_m = Carga de gravedad máxima en servicio

L = Longitud del muro (incluyendo columnas)

t = Espesor efectivo del muro

h = Altura del muro (incluyendo viga solera)

f'_m = Resistencia de la albañilería a compresión axial

2.2.3.1.5. Análisis y diseño estructural

Para los propósitos de esta Norma se utilizará las siguientes definiciones:

- ✓ **SISMO SEVERO.** Es aquél proporcionado por la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica $R = 3$.
- ✓ **SISMO MODERADO.** Es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el “sismo severo”.

2.2.3.1.5.1. Consideraciones generales

La Norma establece que el diseño de los muros cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez. El diseño es por el método de resistencia, con criterios de desempeño. El diseño está orientado, en consecuencia, a proteger a la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismo moderado) y a proveer la necesaria resistencia para soportar el sismo severo, conduciendo el

tipo de falla y limitando la degradación de resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros, de manera que éstos sean económicamente reparables mediante procedimientos sencillos.

Para los propósitos de esta Norma, se establece los siguientes considerandos:

- ✓ El “sismo moderado” no debe producir la fisuración de ningún muro portante.
- ✓ Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, por lo que esos elementos deberán conducirse hacia una falla dúctil por flexión.
- ✓ El límite máximo de la distorsión angular ante la acción del “sismo severo” se fija en 1/200, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.
- ✓ Los muros deben ser diseñados por capacidad de tal modo que puedan soportar la carga asociada a su incursión inelástica, y que proporcionen al edificio una resistencia a corte mayor o igual que la carga producida por el “sismo severo”.
- ✓ Se asume que la forma de falla de los muros confinados ante la acción del “sismo severo” será por corte, independientemente de su esbeltez.
- ✓ La forma de falla de los muros armados es dependiente de su esbeltez. Los procedimientos de diseño indicados en el Artículo 28 tienden a orientar el comportamiento de los muros hacia una falla por flexión, con la formación de rótulas plásticas en su parte baja.

2.2.3.1.5.2. Análisis estructural

- a) El análisis estructural de los edificios de albañilería se realizará por métodos elásticos teniendo en cuenta los efectos causados por las cargas muertas, las cargas vivas y el sismo. La carga gravitacional para cada muro podrá ser obtenida por cualquier método racional.

- b) La determinación del cortante basal y su distribución en elevación, se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- c) El análisis considerará las características del diafragma que forman las losas de techo; se deberá considerar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y las discontinuidades en la losa.
- d) El análisis considerará la participación de aquellos muros no portantes que no hayan sido aislados de la estructura principal. Cuando los muros se construyan integralmente con el alféizar, el efecto de éste deberá considerarse en el análisis.
- e) La distribución de la fuerza cortante en planta se hará teniendo en cuenta las torsiones existentes y reglamentarias. La rigidez de cada muro podrá determinarse suponiéndolo en voladizo cuando no existan vigas de acoplamiento, y se considerará acoplado cuando existan vigas de acoplamiento diseñadas para comportarse dúctilmente.
- f) Para el cálculo de la rigidez de los muros, se agregará a su sección transversal el 25% de la sección transversal de aquellos muros que concurren ortogonalmente al muro en análisis o 6 veces su espesor, lo que sea mayor. Cuando un muro transversal concorra a dos muros, su contribución a cada muro no excederá de la mitad de su longitud. La rigidez lateral de un muro confinado deberá evaluarse transformando el concreto de sus columnas de confinamiento en área equivalente de albañilería, multiplicando su espesor real por la relación de módulos de elasticidad E_m/E_c ; el centroide de dicha área equivalente coincidirá con el de la columna de confinamiento.
- g) El módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de corte (G_m) para la albañilería se considerará como sigue:

Ecuación 25 : Módulo de elasticidad de la albañilería

- ✓ Unidades de arcilla: $E_m=500f^m$
- ✓ Unidades Sílico-calcáreas: $E_m=600f^m$
- ✓ Unidades de concreto vibrado: $E_m=700f^m$

Ecuación 26 : Módulo de corte de la albañilería

- ✓ Para todo tipo de unidad de albañilería: $G_m=0.40E_m$
(E070-Ec (Art. 27.4))

2.2.3.1.5.3. Diseño de muros de albañilería

a) Requisitos generales

Para el diseño de los muros confinados ante acciones coplanares, podrá suponerse que los muros son de sección rectangular (L.t). Cuando se presenten muros que se intercepten perpendicularmente, se tomará como elemento de refuerzo vertical común a ambos muros (sección transversal de columnas, refuerzos verticales, etc.) en el punto de intersección, al mayor elemento de refuerzo proveniente del diseño independiente de ambos muros.

Para el diseño por flexo compresión de los muros armados que tengan continuidad en sus extremos con muros transversales, podrá considerarse la contribución de las alas de acuerdo a lo indicado en 24.6. Para el diseño a corte se considerará que la sección es rectangular, despreciando la contribución de los muros transversales.

b) Control de fisuración

Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.

Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

Ecuación 27 : Control de fisuración

$$V_e \leq 0.55V_m = \text{Fuerza cortante admisible}$$

(E070-Ec (Art.26.2))

Donde:

V_e = Fuerza cortante producida por el sismo moderado.

V_m = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

c) Resistencia al agrietamiento diagonal

La resistencia al corte (V_m) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

Unidades de arcilla y de concreto:

Ecuación 28 : Resistencia al corte de los muros de albañilería

$$V_m = 0.5v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 P_g$$

(E070-Ec (Art.26.2))

Donde:

V_m = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería

v'_m = Resistencia característica de la albañilería

P_g = Carga gravitacional con sobrecarga reducida

L = Longitud del muro (incluyendo columnas)

t = Espesor efectivo del muro

α = Factor de reducción de resistencia al corte para efectos de esbeltez, calculado como:

Ecuación 29 : Factor de reducción de resistencia al corte

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

(E070-Ec (Art.26.3))

Donde:

V_e = Fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico

M_e = Momento flector del muro obtenido del análisis elástico

L = Longitud del muro (incluyendo columnas)

d) Verificación de la resistencia al corte del edificio

Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso "i" y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

Ecuación 30 : Verificación de la resistencia al corte del edificio

$$\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$$

(E070-Ec (Art.26.4))

Donde:

V_{mi} = Resistencia al corte de cada muro

V_{Ei} = Fuerza cortante actuante por sismo severo

La sumatoria de resistencias al corte (ΣV_{mi}) incluirá sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

El valor “ V_{Ei} ” corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producida por el “sismo severo”.

Cumplida la expresión $\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$ por los muros portantes de carga sísmica, el resto de muros que componen al edificio podrán ser no reforzados para la acción sísmica coplanar.

Cuando ΣV_{mi} en cada entrepiso sea mayor o igual a $3V_{Ei}$, se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería (ver el Capítulo 9). En este paso culminará el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA

3.1. Operacionalización de variables

Tabla 18

Operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS
CAPACIDAD SÍSMICA	Es el nivel de desempeño sísmico de la estructura que define el daño de las edificaciones ante acciones sísmicas para el sistema estructural de pórticos y la verificación del esfuerzo axial, fisuración de muros y resistencia al corte para el sistema de albañilería confinada.	El desempeño sísmico de la estructura se determina mediante la metodología del espectro de capacidad	Análisis Dinámico Modal Espectral	Modelos estructurales	<ul style="list-style-type: none"> • Número de viviendas • Sistema estructural para cada dirección. • Propiedades de los materiales • Factor de zona • Factor de suelo • Factor de uso • Factor de reducción de fuerzas sísmicas • Deriva máxima
			Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER)	Parámetros sísmicos	Desplazamiento lateral máximo
			Verificación de la Albañilería Confinada	Cortante basal	Nivel de desempeño sísmico
				Curva de capacidad de la estructura	Carga de gravedad máxima de servicio (Pm)
			Esfuerzo axial máximo	<ul style="list-style-type: none"> • Cortante producido por el sismo moderado • Fuerza cortante admisible • Sumatoria de resistencias al corte • Fuerza cortante producida por el sismo severo 	
				Control de fisuración de muros	
				Resistencia al corte	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19
Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	OPERACIONALIZACIÓN				
			VARIABLE	INDICADORES	DIMENSIONES	MÉTODO	
¿Cuál es la capacidad sísmica de viviendas conformadas por sistemas de albañilería confinada y pórticos en el distrito de La Victoria, Lima?	Determinar la capacidad sísmica de viviendas conformadas por sistemas de albañilería confinada y pórticos en el distrito de La Victoria, Lima.	La capacidad sísmica de viviendas conformadas por sistemas de albañilería confinada y pórticos en el distrito de La Victoria, Lima no es la adecuada debido a que no presentan un buen comportamiento sísmico.	Capacidad sísmica	16 modelos estructurales	Nº pisos (3 – 5) Sistema Estructural	Estadístico NTP E.030-2018	
				Factor de Uso	Propiedades mecánicas de los materiales		
				Factor de Suelo	1.00		
				Factor de Zona	1.00		
				Factor de Reducción de fuerzas sísmicas	0.45		
				Deriva máxima	3.00		
				Cortante basal	8.00		
				Curva de capacidad de la estructura	0.005 - 0.007		
				Verificación de la albañilería	Nivel de desempeño sísmico		Desplazamiento lateral máximo
					Resistencia al corte del edificio		Espectro de capacidad
	Control de fisuración de muros	NTP E.070					

Fuente: Elaboración propia

3.2. Diseño de investigación

La presente investigación es de tipo no experimental porque solo tiene una variable dependiente. Por lo tanto, el diseño de investigación es transversal ya que es la recolección de datos con el propósito de describir las variables y analizar su comportamiento en un mismo tiempo.



Figura 31 : Diseño de investigación

Fuente: Elaboración propia

3.3. Unidad de estudio

La unidad de estudio es una edificación de uso vivienda, su sistema estructural es de pórticos de concreto armado en la dirección X y albañilería confinada en la dirección Y, ubicada en el distrito de La Victoria.

3.4. Población

La población lo constituyen todas las viviendas de 3 a 5 pisos con sistema estructural de pórticos en una dirección y albañilería en la dirección perpendicular a la fachada, con un máximo de 20 años de antigüedad, ubicadas en el Distrito de la Victoria.

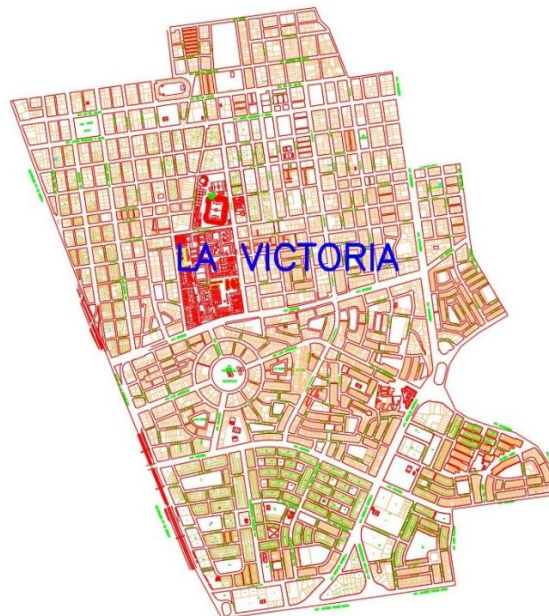


Figura 32 : Plano del Distrito de la Victoria

Fuente: Elaboración propia

3.5. Muestra (muestreo o selección)

La muestra es no probabilística y se selecciona por conveniencia propia, debido a que solo se pudieron visitar aquellas viviendas en donde los propietarios nos permitieron acceso y nos facilitaron la información necesaria. Por otro lado, el análisis de cada vivienda es un proceso que demanda gran cantidad de tiempo y dedicación por eso consideramos el estudio detallado de 16 viviendas seleccionadas.

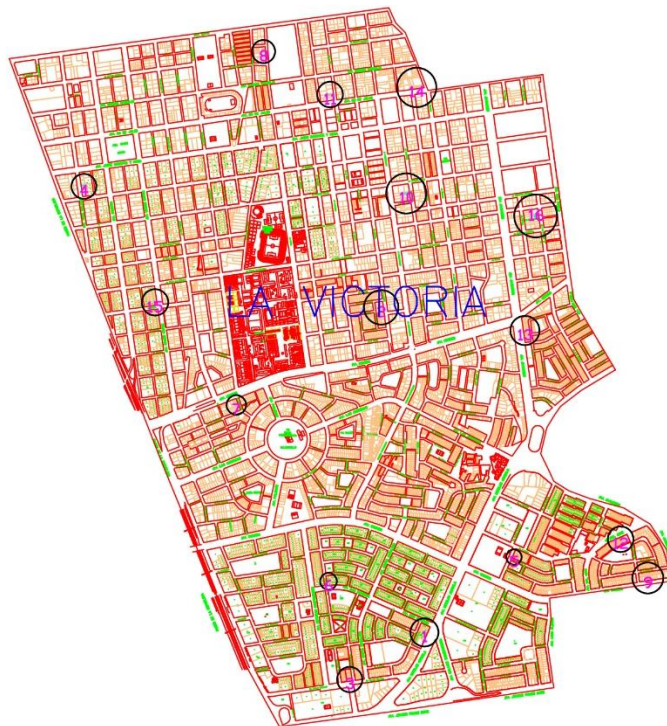


Figura 33 : Plano de ubicación de las 16 viviendas seleccionadas

Fuente: Elaboración propia

3.6. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

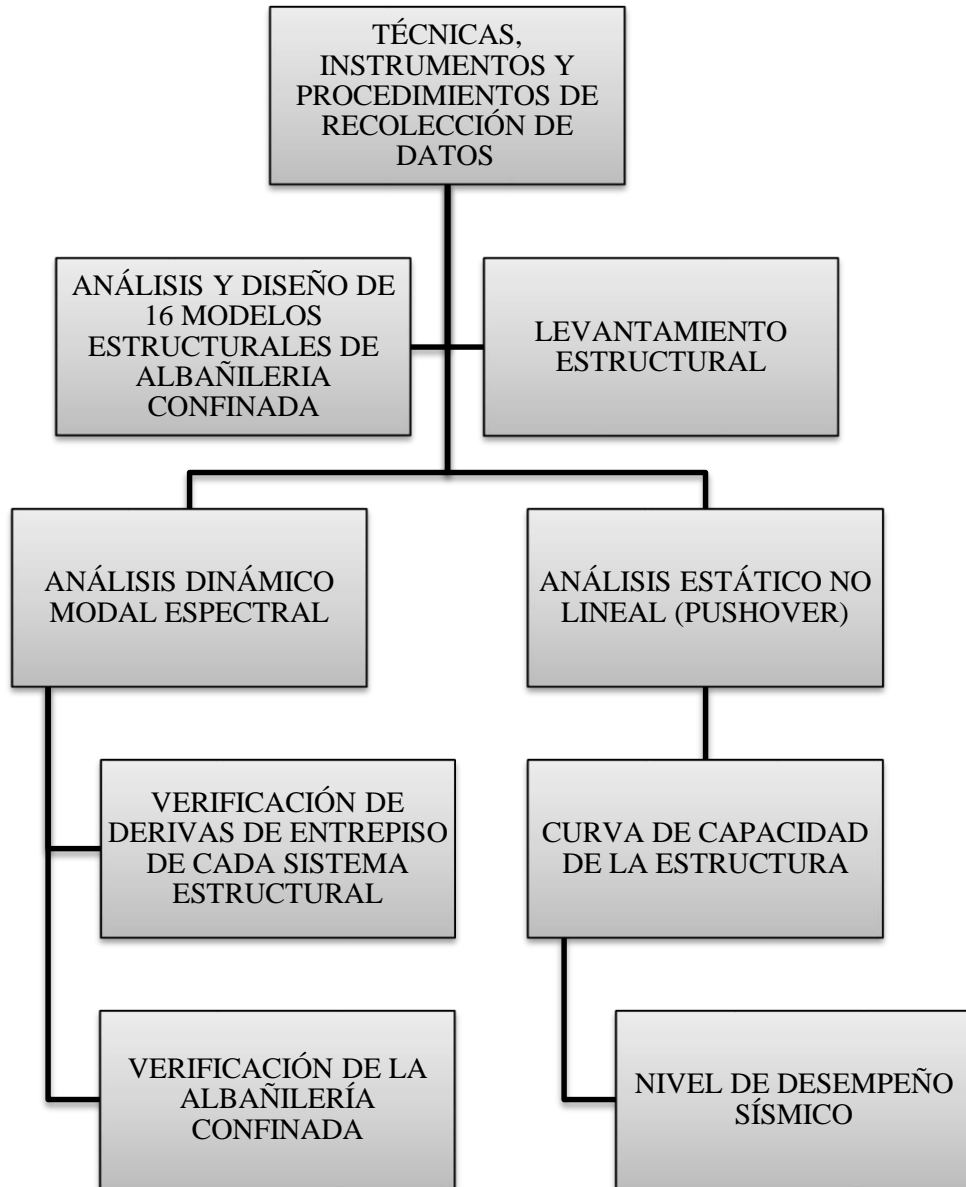


Figura 34 : Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

Fuente: Elaboración propia

3.6.1. Para recolección de datos

- **Entrevistas**

Se realiza la visita de las viviendas a analizar. En cada vivienda se explicó el propósito de estudio esperando la aceptación del dueño para poder realizar la toma de fotografías (Ver anexos). Las entrevistas permitirán obtener opiniones o

comentarios sobre la vivienda o sobre el comportamiento de su vivienda ante un sismo.

- **Levantamiento estructural**

Se realizaron la toma de medidas de los elementos estructurales y en algunas viviendas los propietarios nos brindaron los planos de sus viviendas con los cuales nos facilitó el trabajo de campo y solo se verificaron que las dimensiones sean iguales a la de los planos.

3.7. Métodos, instrumentos y procedimientos de análisis de datos

3.7.1. Métodos

Se realizará mediante métodos estadísticos, porque a partir de la información obtenida se recolecta, presenta y caracteriza un conjunto de datos con el fin de describir apropiadamente las diversas características de ese conjunto.

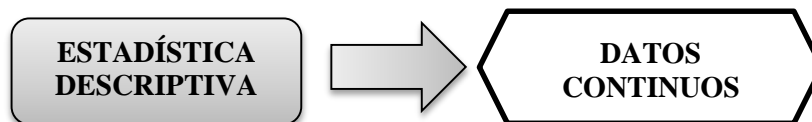


Figura 35 : Método para el análisis de datos

Fuente: Elaboración propia

3.7.2. Instrumentos

Uno de los instrumentos para procesar los datos obtenidos son los gráficos lineales y de dispersión los cuales se emplearán para representar la curva de capacidad, los niveles de desempeño y los puntos de desempeño para el sistema estructural aporticado y verificación del esfuerzo axial máximo, fisuración de muros para sismo moderado y resistencia al corte global producida por el sismo severo para el sistema estructural de albañilería confinada.

3.7.3. Procedimientos de análisis datos

Los procedimientos que se utilizarán para la evaluación y análisis de 16 modelos estructurales es el análisis dinámico modal espectral para verificar las derivas de entrepiso de cada sistema estructural, verificación del esfuerzo axial máximo, el control de fisuración y resistencia al corte global para el sistema de albañilería

confinada; así como, el análisis estático no lineal (PUSHOVER) para obtener la curva de capacidad de la estructura y determinar el nivel de desempeño sísmico para el sistema de pórticos de concreto armado de cada vivienda. Estos tipos de análisis se realizarán con el programa educativo ETABS 2016.

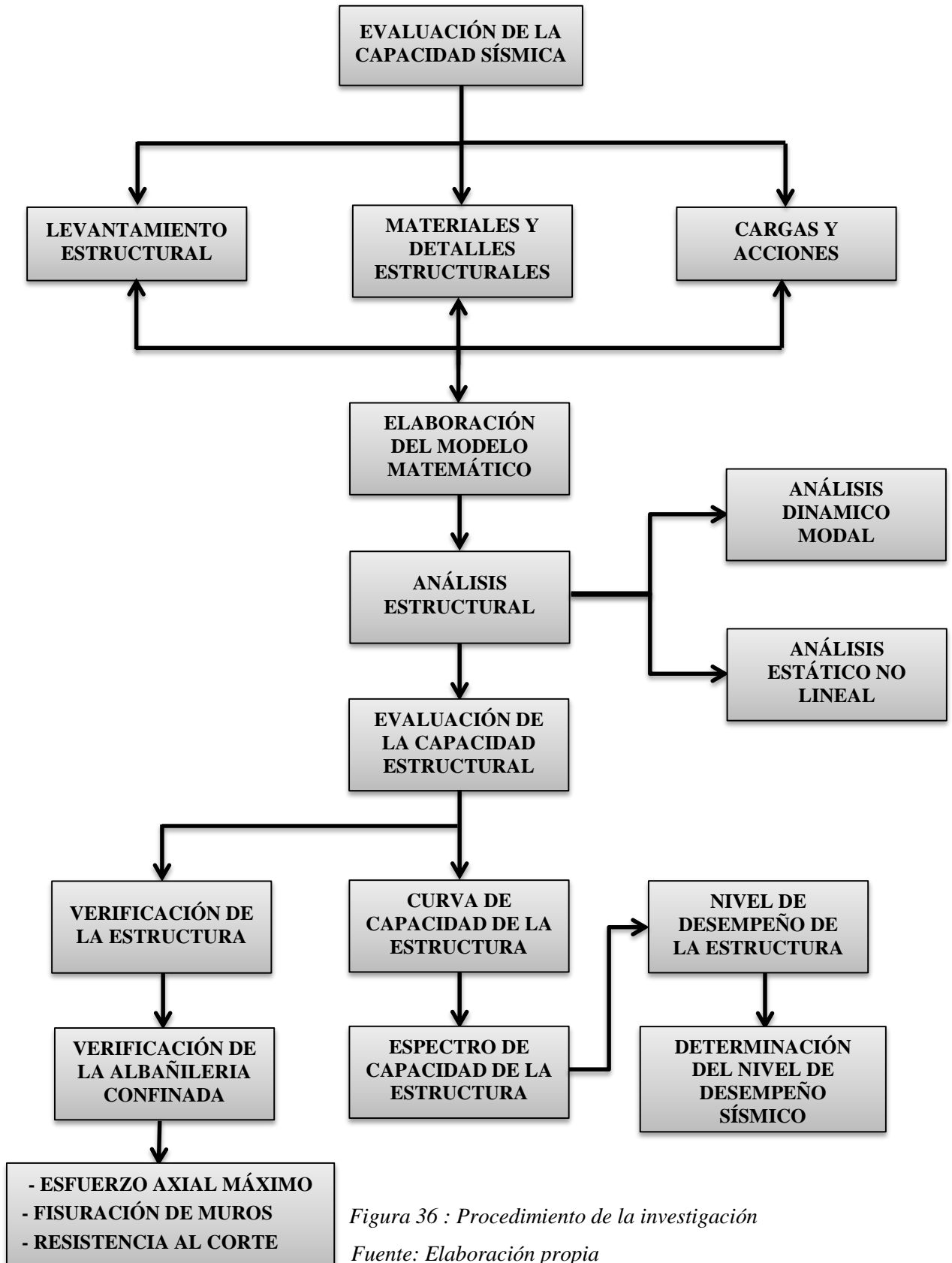
Para dar validez a la información obtenida se tendrán en cuenta como evidencia las fotografías tomadas del levantamiento estructural de cada edificación. Además, de los planos de la especialidad de estructuras los cuales fueron dibujados en el programa AutoCAD a partir de los levantamientos estructurales.

Para el tratamiento y análisis de datos los resultados se determinaron en porcentajes en función de todos los modelos estructurales.

Los modelos estructurales son de 3 a 5 pisos.

En la presente tesis se describe el análisis del Edificio N° 13 de forma detallada, con la finalidad de explicar la metodología de evaluación, y los demás modelos serán presentados como resultados.

3.8. Procedimiento de la investigación



CAPÍTULO 4. RESULTADOS

Se presenta la Tabla 20, la descripción de las 16 edificaciones representativas que cumplen con los criterios de selección para la unidad de estudio y población.

Tabla 20
Antigüedad de las viviendas analizadas

N° de Edificio	N° Pisos	Antigüedad de la Edificación	Distrito
01	3	14 años	La Victoria
02	3	20 años	La Victoria
03	3	20 años	La Victoria
04	3	15 años	La Victoria
05	3	12 años	La Victoria
06	3	15 años	La Victoria
07	4	8 años	La Victoria
08	4	12 años	La Victoria
09	4	15 años	La Victoria
10	4	13 años	La Victoria
11	4	18 años	La Victoria
12	4	9 años	La Victoria
13	5	13 años	La Victoria
14	5	15 años	La Victoria
15	5	20 años	La Victoria
16	5	14 años	La Victoria

Fuente: Elaboración propia

Las viviendas que integran parte de la muestra de estudio han sido seleccionadas en función a la zona, número de pisos, tipo de sistema estructural y al uso que de la edificación. Como se muestra en la Tabla 21 el uso de las edificaciones es vivienda y el sistema estructural corresponde a pórticos de concreto armado para la dirección X-X y muros de albañilería confinada en la dirección Y-Y.

Tabla 21

Uso y sistema estructural de las edificaciones

N°	Uso de la Edificación	Sistema Estructural	
		Dir. X-X	Dir. Y-Y
01	Vivienda	Pórticos	Albañilería
02	Vivienda	Pórticos	Albañilería
03	Vivienda	Pórticos	Albañilería
04	Vivienda	Pórticos	Albañilería
05	Vivienda	Pórticos	Albañilería
06	Vivienda	Pórticos	Albañilería
07	Vivienda	Pórticos	Albañilería
08	Vivienda	Pórticos	Albañilería
09	Vivienda	Pórticos	Albañilería
10	Vivienda	Pórticos	Albañilería
11	Vivienda	Pórticos	Albañilería
12	Vivienda	Pórticos	Albañilería
13	Vivienda	Pórticos	Albañilería
14	Vivienda	Pórticos	Albañilería
15	Vivienda	Pórticos	Albañilería
16	Vivienda	Pórticos	Albañilería

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en la Figura 37 las edificaciones seleccionadas fueron construidas bajo los sistemas estructurales de pórticos de concreto armado en la dirección corta (paralela a la fachada) y muros de albañilería confinada en la dirección larga, compuestas por unidades de arcilla cocida fabricadas de manera artesanales en sus muros portantes.



Figura 37: Vista lateral y frontal de la edificación N° 13

Fuente: Elaboración propia

Se presentan los resultados del modelo N°13. Dicho modelo es de 05 pisos y contempla el modelo matemático, análisis dinámico modal, pushover y verificación de resistencia para la albañilería.

Por todo lo expuesto, a manera de ejemplo, se presenta el desarrollo del modelo N°13, cuyo propósito tiene identificar el nivel de desempeño sísmico para el sistema estructural de pórticos y la verificación de resistencia para el sistema de albañilería confinada de acuerdo a la norma E070.

4.1. Descripción de la edificación

El edificio en análisis tiene como uso vivienda y está ubicado en el distrito de La Victoria, Lima. Esta edificación está limitada lateralmente con edificaciones vecinas y por el frente con la Av. Aviación; el edificio cuenta con 05 pisos y azotea y, un área aproximada de 102 m². La configuración del sistema resistente está constituida por pórticos de concreto armado en la dirección X (Eje débil) y muros de albañilería confinada en la dirección Y. Todos los tabiques son mediante aparejo de soga. En la Figura 38, 39 y 40 se muestra la distribución arquitectónica del 1er. al 5to. piso y azotea, respectivamente. El edificio presenta un acceso directo hacia el primer nivel. La circulación vertical se da por medio de una escalera que inicia desde la calle y conecta a todos los pisos de la edificación.

En la Figura 42 y 43 se muestra el esquema estructural del primer nivel y del segundo al quinto nivel respectivamente, los cuales constan de columnas, vigas peraltadas, soleras, y muros de albañilería. El sentido del aligerado es en una sola dirección, paralelo al eje X.

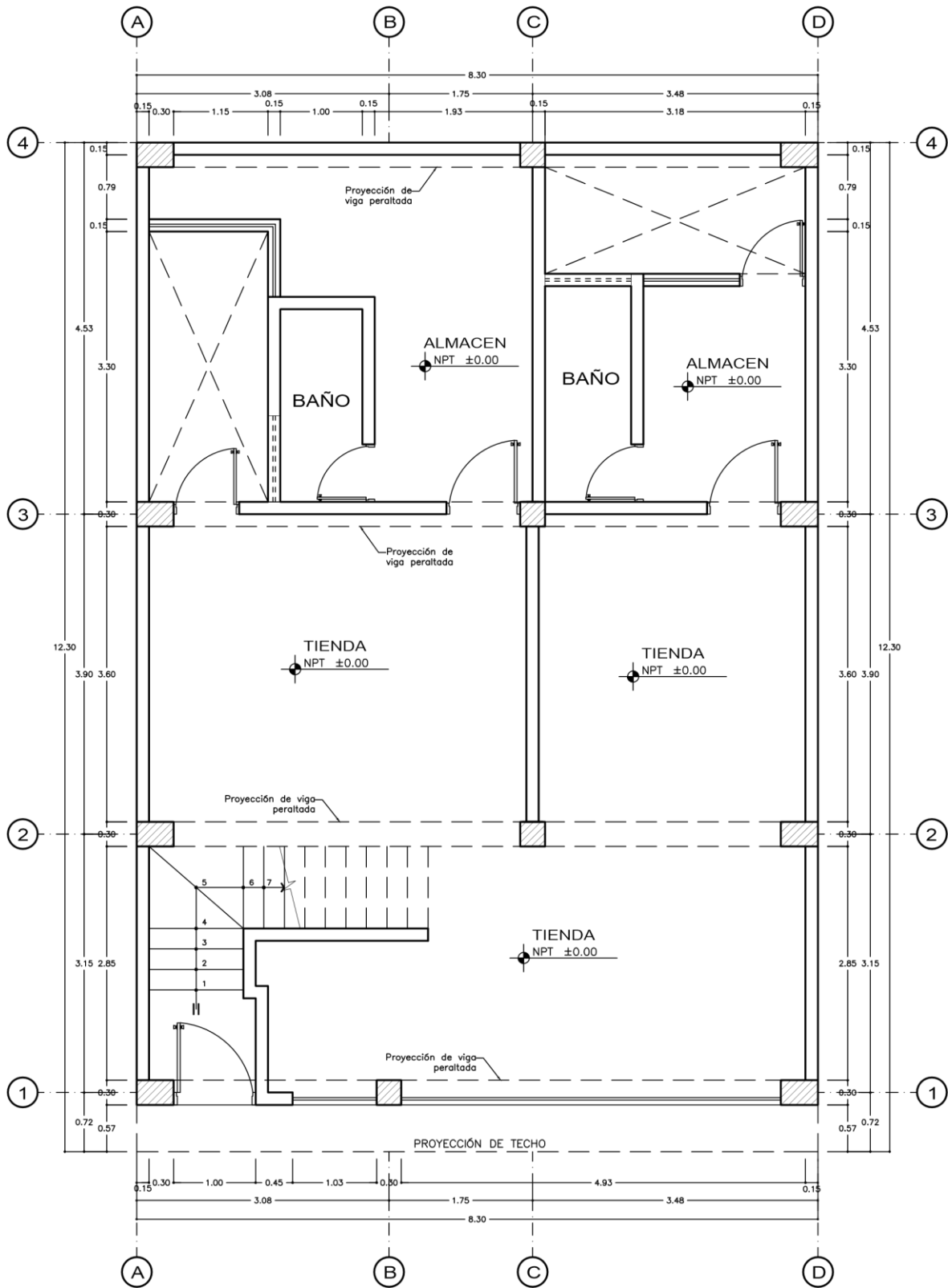


Figura 38 : Distribución arquitectónica del 1er piso

Fuente: Elaboración propia

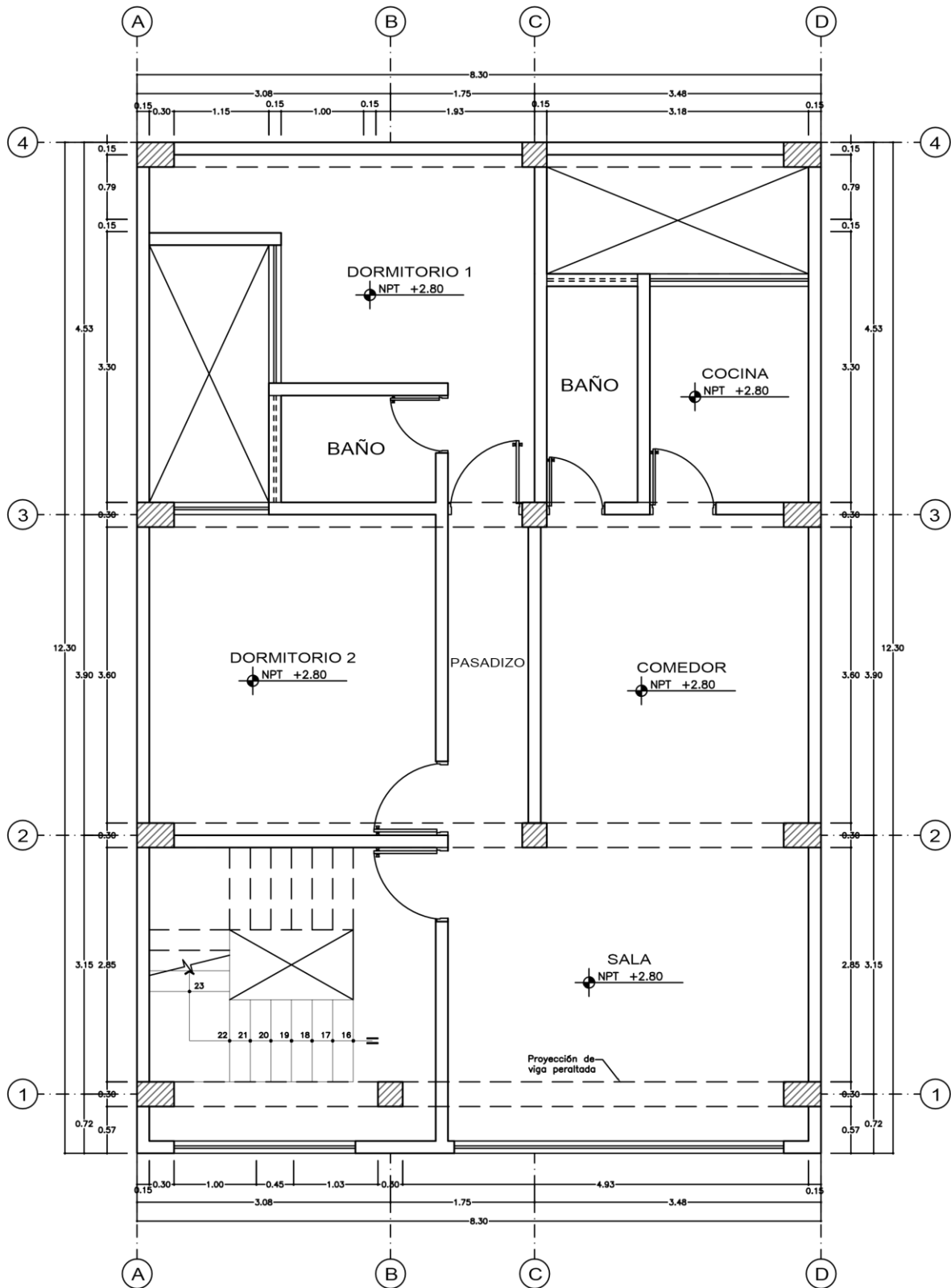


Figura 39 : Distribución arquitectónica del 2do al 5to piso

Fuente: Elaboración propia

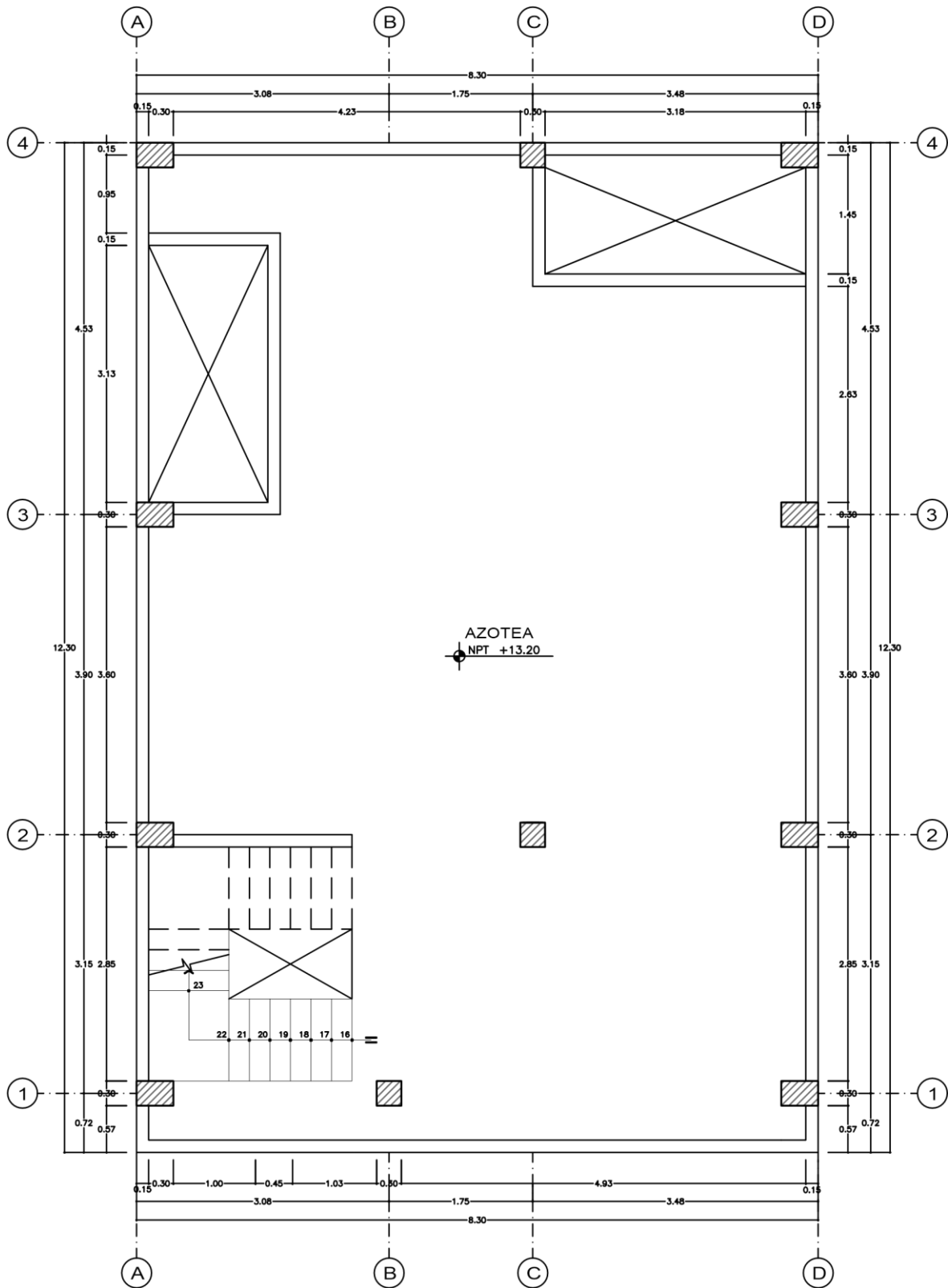


Figura 40 : Planta de Azotea

Fuente: Elaboración propia

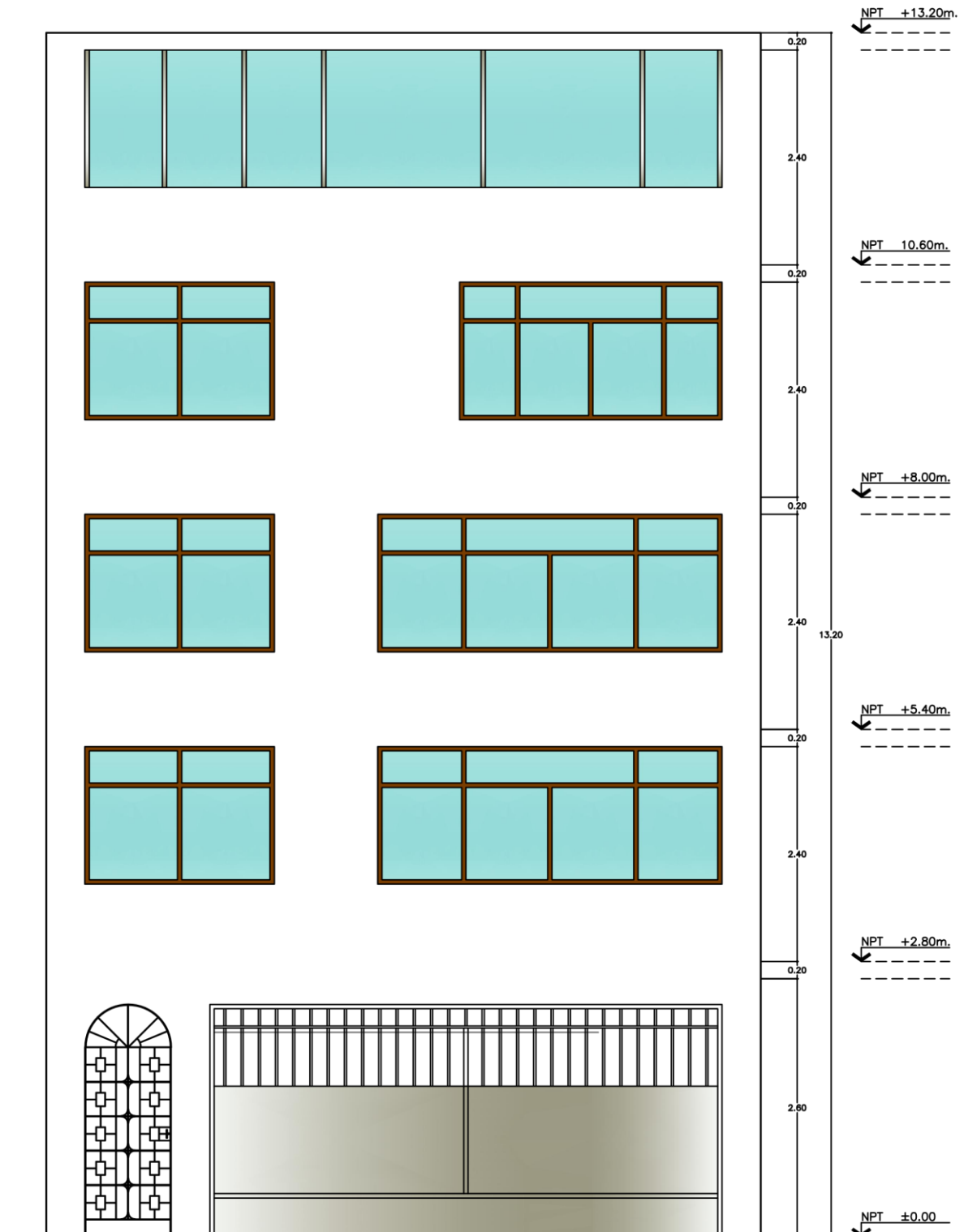


Figura 41 : Elevación de la edificación

Fuente: Elaboración propia

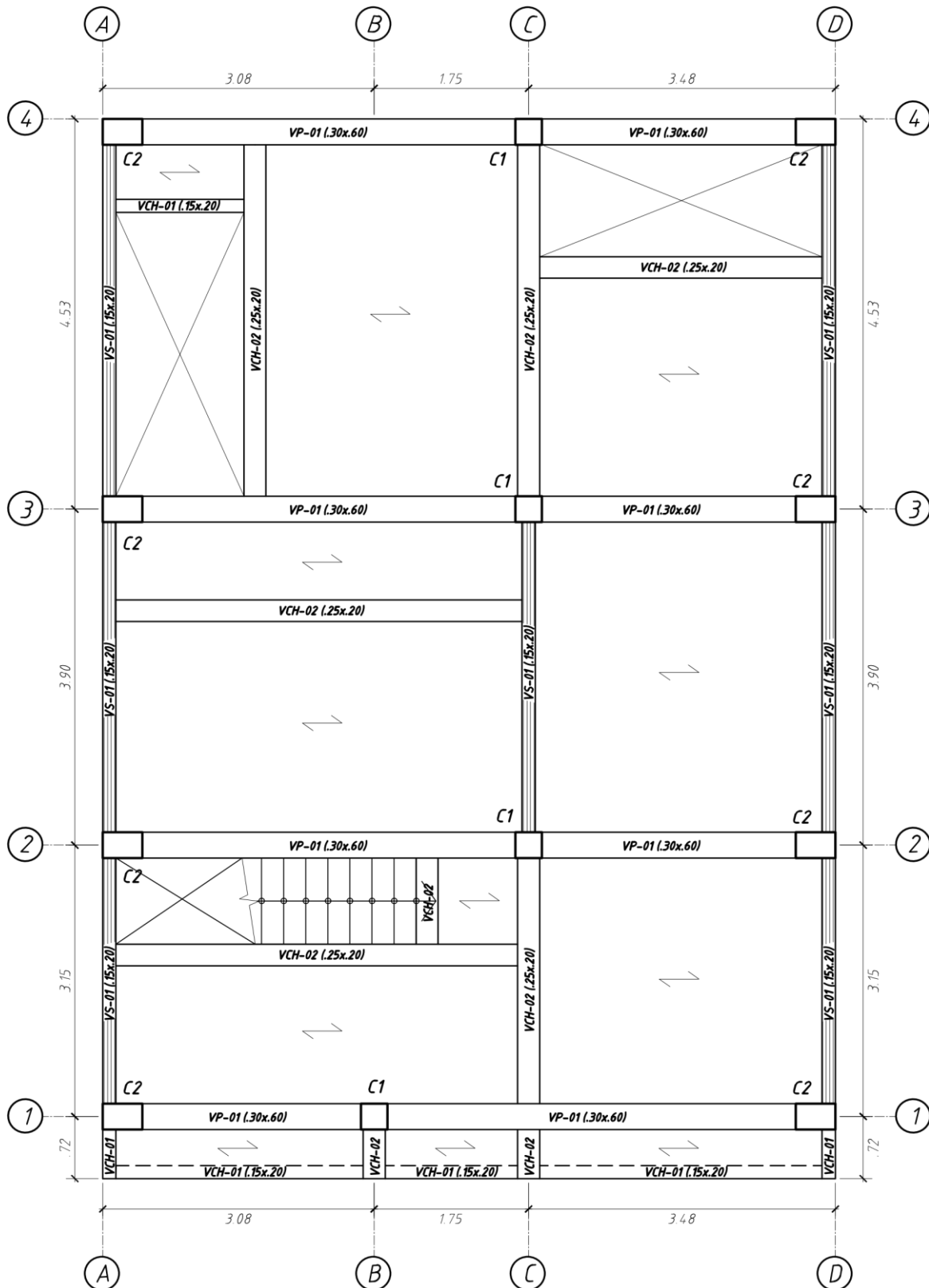


Figura 42 : Esquema estructural del 1er nivel

Fuente: Elaboración propia

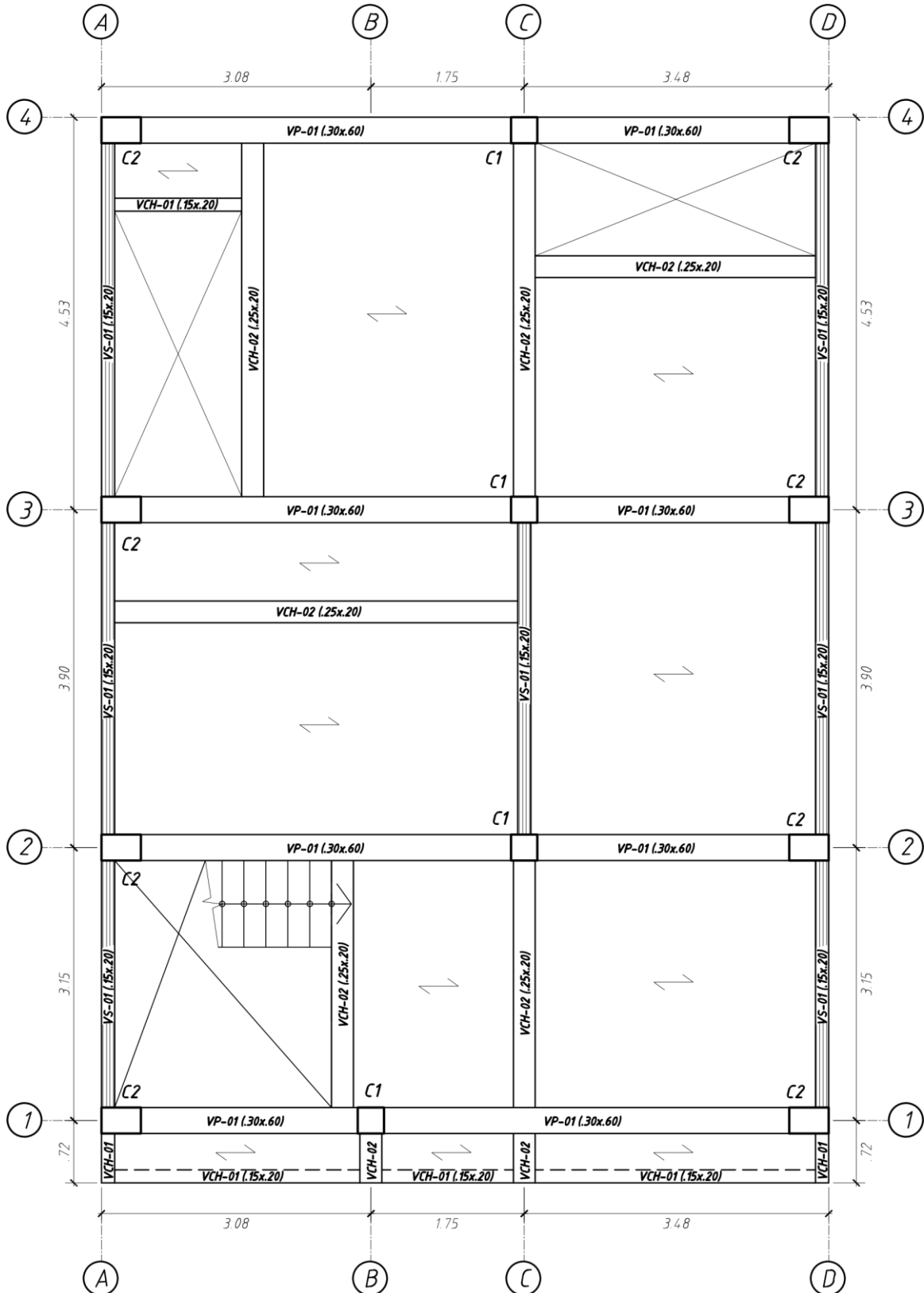


Figura 43 : Esquema estructural del 2do al 5to nivel

Fuente: Elaboración propia

4.2. Características de los elementos estructurales

4.2.1. Propiedades de los materiales

En la Tabla 22 se muestran las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la elaboración del modelo matemático. Estos son concreto, acero y albañilería.

Tabla 22
Propiedades mecánicas de los materiales

Propiedades del concreto		
Resistencia a la compresión	f'_c	175 kg/cm ²
Peso específico	γ_c	2.40 tonf/m ³
Módulo de elasticidad	E_c	1984313 tonf/m ²
Módulo de poisson	μ	0.20
Propiedades del acero		
Esfuerzo de fluencia	f_y	4200 kg/cm ²
Peso específico	γ_a	7.85 tonf/m ³
Módulo de elasticidad	E_a	20000000 tonf/m ²
Propiedades de la albañilería		
Resistencia a la compresión de la albañilería	f'_m	35 kg/cm ²
Peso específico	γ_m	1.80 tonf/m ³
Módulo de elasticidad	E_m	175000 tonf/m ²
Módulo de poisson	μ	0.25

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Geometría de los elementos estructurales

Los elementos estructurales que conforman la vivienda se muestran en la Figura 44 las columnas, y en la Figura 45 las vigas.

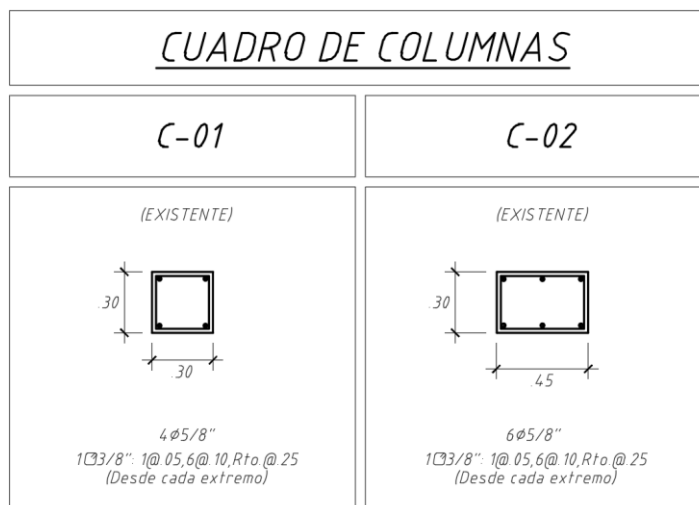


Figura 44 : Secciones de columnas

Fuente: Elaboración propia

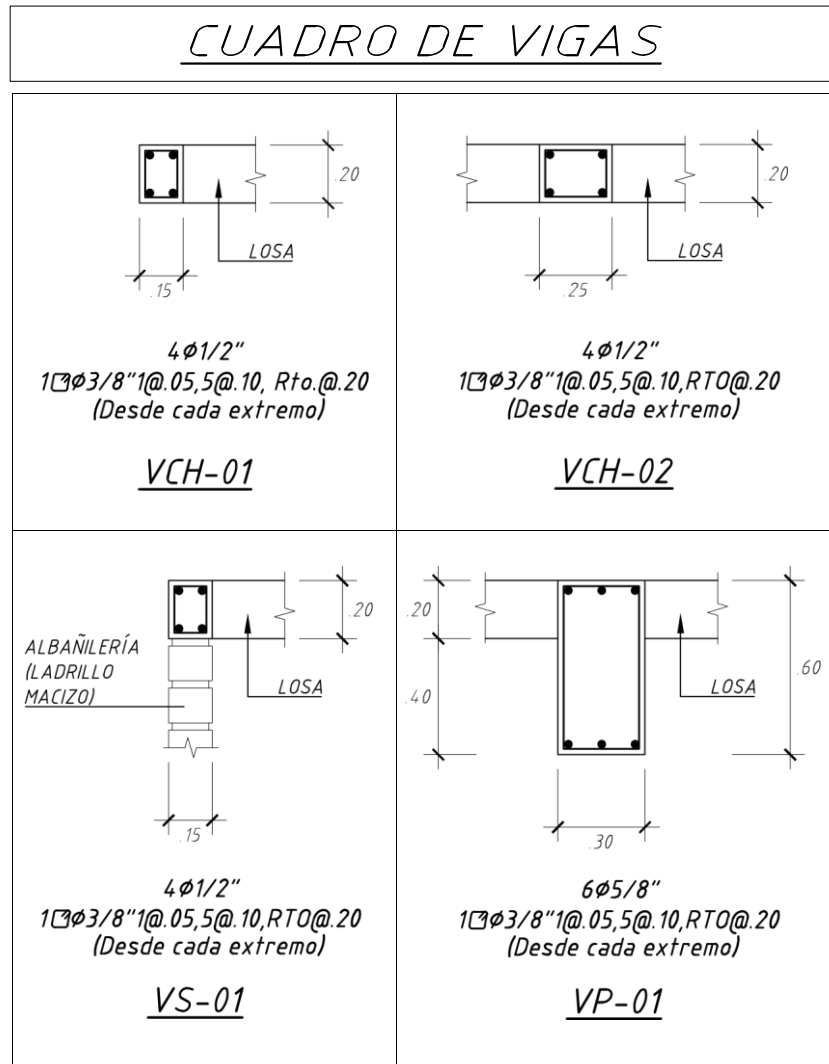


Figura 45 : Secciones de vigas

Fuente: Elaboración propia

4.3. Cargas de diseño

Para la evaluación estructural del edificio se asignaron las siguientes cargas uniformes de acuerdo a la Norma E.020.

4.3.1. Cargas por peso propio

Son cargas provenientes del peso de los materiales, tabiquería fija y otros elementos que forman parte de la edificación y se consideran permanentes.

- Peso propio elementos de concreto armado : 2400 kg/m³

- Peso propio elementos de albañilería : 1800 kg/m³
- Peso propio del mortero : 2000 kg/m³
- Peso propio de losa aligerada (h=0.20m) : 300 kg/m²
- Peso propio de piso terminado : 100 kg/m²
- Peso tabiquería (h=1.00m, e=0.15m) : 275 kg/m
- Peso tabiquería (h=1.80m, e=0.15m) : 495 kg/m

4.3.2. Cargas vivas

Son cargas que provienen de los pesos no permanentes en la estructura, que incluyen a los ocupantes, materiales, equipos, muebles, etc.

- Sobrecarga en viviendas : 200 kg/m²
- Sobrecarga en corredores y escaleras : 200 kg/m²
- Sobrecarga en azotea : 100 kg/m²

4.4. Categoría y sistema estructural del edificio

4.4.1. Zonificación (Z)

El edificio en estudio está ubicado en el distrito de La Victoria, provincia y región de Lima. Por lo tanto, la norma lo clasifica como zona 4, es por eso que “Z” toma el valor de 0.45. Este valor se puede verificar en la norma E.030.

4.4.2. Factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso, debido a que la edificación está destinada a vivienda. La norma establece un factor de importancia $U = 1.0$, que es el que se tomará para esta evaluación.

4.4.3. Factor de suelo (S)

Para efectos de la aplicación de la norma E0.30 de diseño sismorresistente en este proyecto, se considera que el perfil de suelo es roca o suelos muy rígidos (S1), conforme al Estudio de Microzonificación Sísmica de Lima, el parámetro T_P y T_L

asociado con este tipo de suelo es de $T_p=0.40$ seg, $T_L=2.50$ seg. y el factor de amplificación del suelo se considera $S=1.00$.

4.4.4. Coeficiente básico de reducción sísmica (R_0)

El valor R_0 se determina mediante el tipo de sistema estructural que tiene el edificio. En este modelo el sistema estructural en la dirección X-X es de pórticos de concreto armado por lo tanto su $R_0=8.00$ y en la dirección Y-Y es de albañilería confinada y su $R_0=3.00$ como se muestra en la Tabla 23.

Tabla 23
Parámetros sísmicos

PARÁMETROS SÍSMICOS				
DATOS	FACTORES	DATOS	DIR. X-X	DIR. Y-Y
Z	0.45	R_0	8.00	3.00
U	1.00	I_a	1.00	1.00
S	1.00	I_p	1.00	1.00
TP (seg)	0.40	R	8.00	3.00
TL (seg)	2.50	g	9.81 m/s ²	

Fuente: Elaboración propia

4.4.4.1. Irregularidades estructurales en altura (I_a)

a) Irregularidad de rigidez – piso blando

Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores adyacentes.

Tabla 24

Irregularidad de rigidez para la dirección X-X

Piso	V (Tonf)	Δ CM (m)	K (Tonf/m)	K prom. i+3	Ki/Ki+1	Ki/ Kprom.i+3
5	20.82	0.00991	2100.48	-	-	-
4	27.07	0.00906	2988.19	-	1.42	-
3	35.92	0.00752	4774.69	3287.79	1.60	-
2	37.53	0.00660	5686.36	4483.08	1.19	1.73
1	41.56	0.00525	7916.19	-	-	1.77
					>0.70	>0.80

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25

Irregularidad de rigidez para la dirección Y-Y

Piso	V (Tonf)	Δ CM (m)	K (Tonf/m)	K prom. i+3	Ki/Ki+1	Ki/ Kprom.i+3
5	49.27	0.00018	279943.18	-	-	-
4	80.56	0.00017	471111.11	-	1.68	-
3	112.68	0.00015	771780.82	507611.70	1.64	-
2	135.75	0.00015	911073.83	717988.59	1.18	1.79
1	149.18	0.00012	1243166.67	-	-	1.73
					>0.70	>0.80

Fuente: Elaboración propia

b) Irregularidad de resistencia – piso débil

Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 26

Irregularidad de resistencia para la dirección X e Y

Piso	Vx (Tonf)	Vxi/Vxi+1	Condición	Piso	Vy (Tonf)	Vxi/Vxi+1	Condición
5	20.82	-	-	5	49.27	-	-
4	27.07	1.30	Regular	4	80.56	1.64	Regular
3	35.92	1.33	Regular	3	112.68	1.40	Regular
2	37.53	1.04	Regular	2	135.75	1.20	Regular
1	41.56	1.11	Regular	1	149.18	1.10	Regular
		>0.80				>0.80	

Fuente: Elaboración propia

c) Irregularidad de masa o peso

Se tiene cuando el peso de un piso (peso sísmico) es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos.

Tabla 27

Irregularidad de peso para la dirección X e Y

Piso	Peso X-X (Tonf)	Peso Y-Y (Tonf)	Peso i/ Peso i+1	Peso i/ Peso i+1
5	94.83	94.83	-	-
4	92.85	92.85	0.98	0.98
3	92.85	92.85	1.00	1.00
2	92.85	92.85	1.00	1.00
1	72.60	72.60	0.78	0.78
<1.50				

Fuente: Elaboración propia

d) Irregularidad geométrica vertical

La configuración es irregular cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos.

La configuración estructural de la edificación es regular tanto en planta como en elevación, por lo tanto, no presenta irregularidad.

e) Discontinuidad en los sistemas resistentes

Existe cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Todos los elementos estructurales resistentes a cargas laterales mantienen un alineamiento y continuidad desde el primer hasta el último nivel tanto en planta como en elevación, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

4.4.4.2. Irregularidades estructurales en planta (Ip)

a) Irregularidad torsional

Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{m\acute{a}x}$) en esa direcci3n, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio del mismo entrepiso para la misma condici3n de carga (Δ_{prom}).

Este criterio solo aplica en edificios con diafragma r3gido y s3lo si el m3ximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible (0.007).

Tabla 28
Irregularidad torsional para la direcci3n X-X

Piso	Drift prom. X-X	Drift m3x. X-X	Drift m3x./ Drift prom.
5	0.00202	0.00218	1.08
4	0.00357	0.00381	1.07
3	0.00492	0.00517	1.05
2	0.00614	0.00620	1.01
1	0.00572	0.00585	1.02
Drift m3x.	0.00620	>0.0035	<1.30

Fuente: Elaboraci3n propia

Tabla 29
Irregularidad torsional para la direcci3n Y-Y

Piso	Drift prom. Y-Y	Drift m3x. Y-Y	Drift m3x./ Drift prom.
5	0.00069	0.00074	1.07
4	0.00098	0.00109	1.11
3	0.00124	0.00134	1.09
2	0.00136	0.00148	1.09
1	0.00128	0.00137	1.08
Drift m3x.	0.00148	<0.0025	<1.30

Fuente: Elaboraci3n propia

b) Esquinas entrantes

Existe irregularidad cuando se tienen esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

La geometría de la planta del edificio es rectangular y se mantiene constante en todos los pisos de la edificación, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

c) Discontinuidad del diafragma

Existe irregularidad cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

Las losas del edificio presentan aberturas en un 9.80% del área bruta, por lo tanto, no presenta esta irregularidad.

d) Sistemas no paralelos

Se considera irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.

Los elementos estructurales resistentes a fuerzas laterales están orientados en las direcciones de análisis siendo todos estos paralelos, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

Tabla 30

Resumen de irregularidades estructurales en altura “Ia”

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA "Ia"	Irregular ¿Sí? - ¿No?		"Ia" X-X	"Ia" Y-Y
	X-X	Y-Y		
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	No	No	1.00	1.00
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	No	No	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	No	No	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	No	No	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	No	No	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	No	No	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistema Resistentes	No	No	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	No	No	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones	Se toma el valor menor		1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31

Resumen de irregularidades estructurales en planta “Ip”

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA "Ip"	Irregular ¿Sí? - ¿No?		"Ip" X-X	"Ip" Y-Y
	X-X	Y-Y		
Irregularidad Torsional	No	No	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	No	No	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	No	No	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragma	No	No	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	No	No	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones	Se toma el valor menor		1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

Dada la geometría de la edificación tanto en planta como en altura se puede observar en la Tabla 30 y 31 que existe continuidad en los sistemas resistentes en ambas direcciones, por lo tanto, la estructura califica como Regular.

4.5. Análisis estructural de la edificación

4.5.1. Modelo matemático del edificio

Con ayuda del programa ETABS se desarrolló el modelo matemático del edificio como se muestra en la Figura 46.

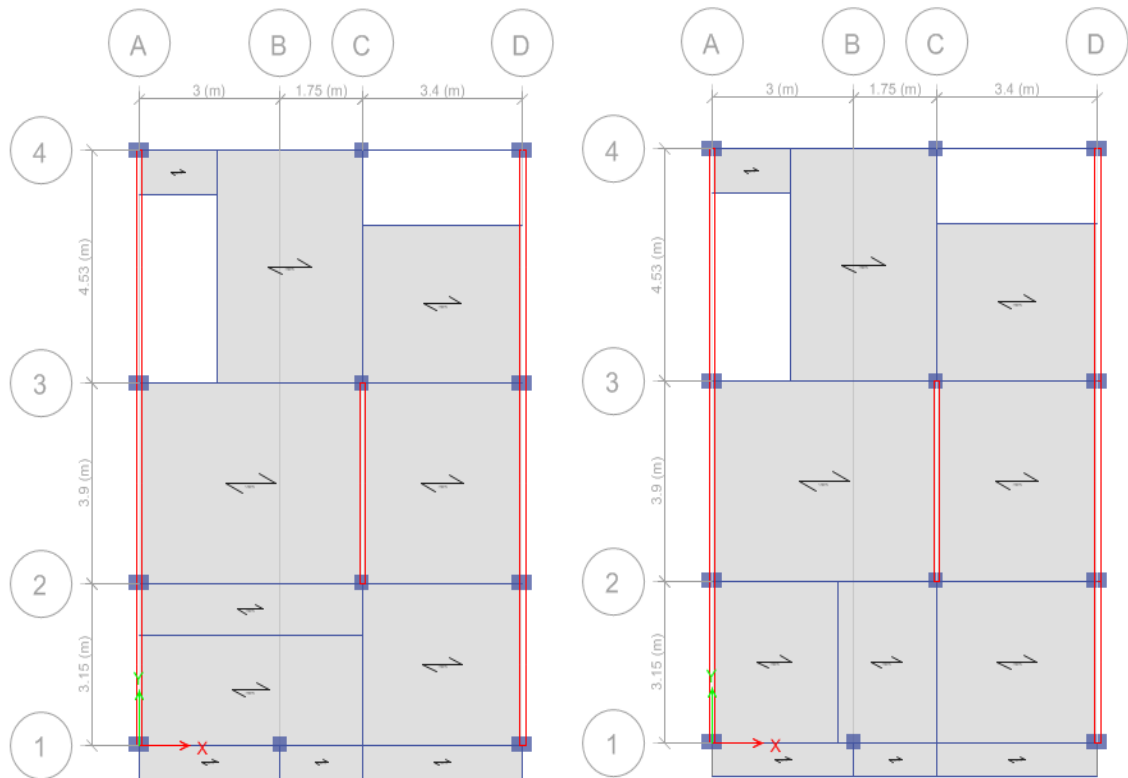


Figura 46 : Modelo en planta del 1er. nivel y del 2do. al 5to. nivel

Fuente: ETABS 2016

En la Figura 47, 48, 49, 50, 51 y 52, se observan las propiedades mecánicas del concreto, acero y albañilería respectivamente; tales son su peso volumétrico, módulo de elasticidad, módulo de poisson, esfuerzo de compresión del concreto y esfuerzo a la fluencia del acero y la resistencia a la compresión de la albañilería.

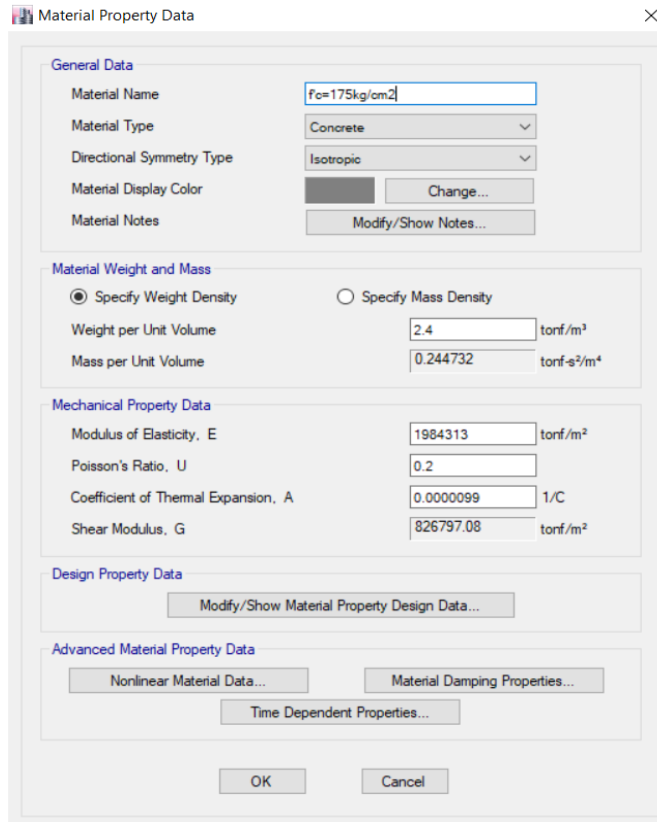


Figura 47 : Propiedades del concreto

Fuente: ETABS 2016

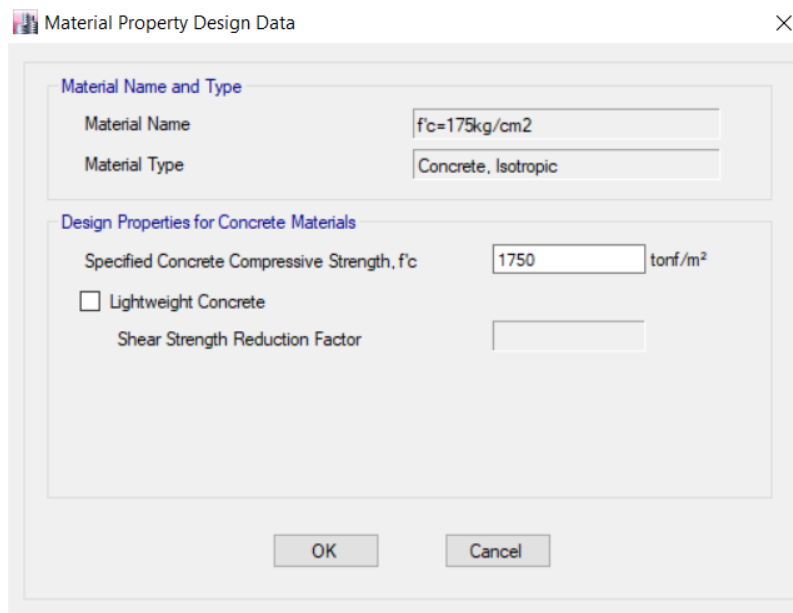


Figura 48 : Esfuerzo de compresión del concreto

Fuente: ETABS 2016

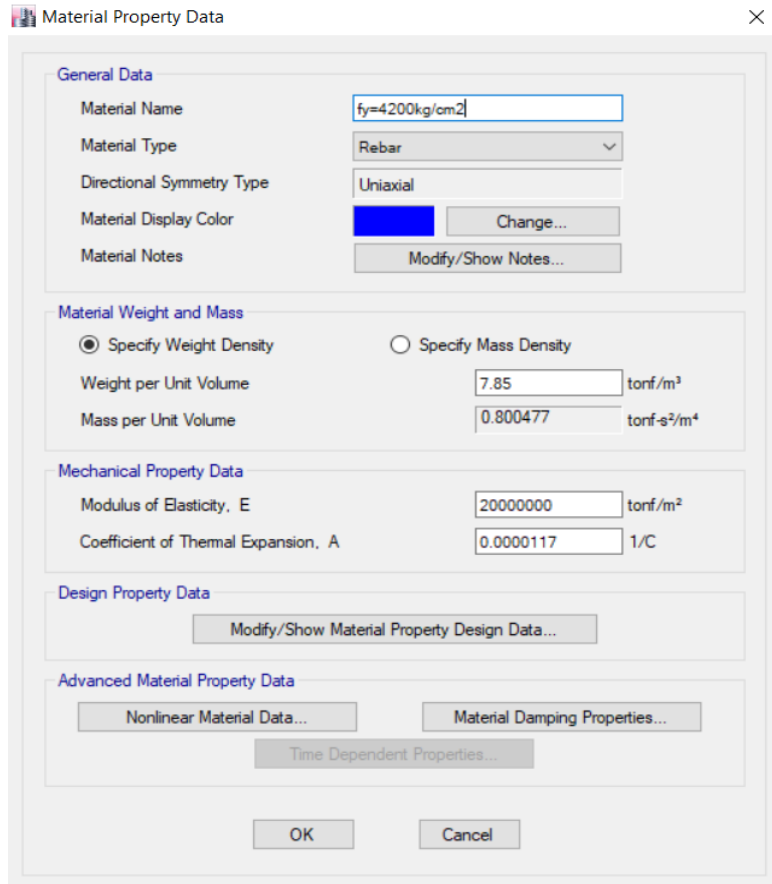


Figura 49 : Propiedades del acero de refuerzo

Fuente: ETABS 2016

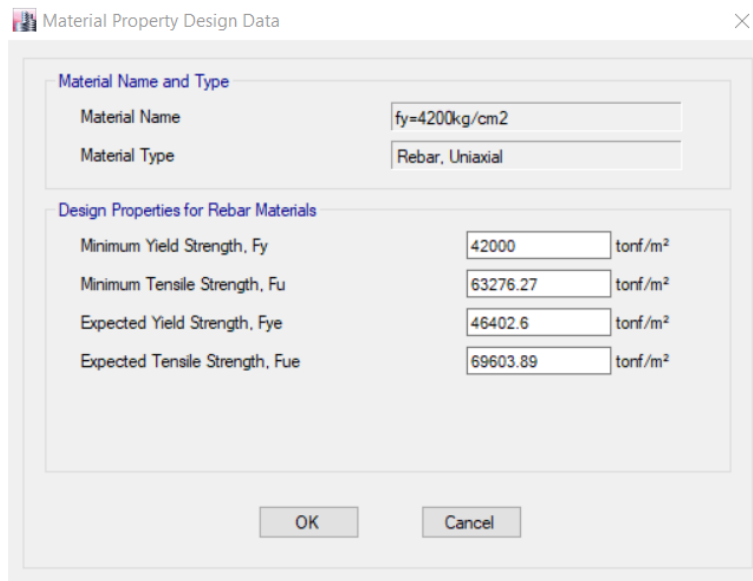


Figura 50 : Esfuerzo de fluencia del acero

Fuente: ETABS 2016

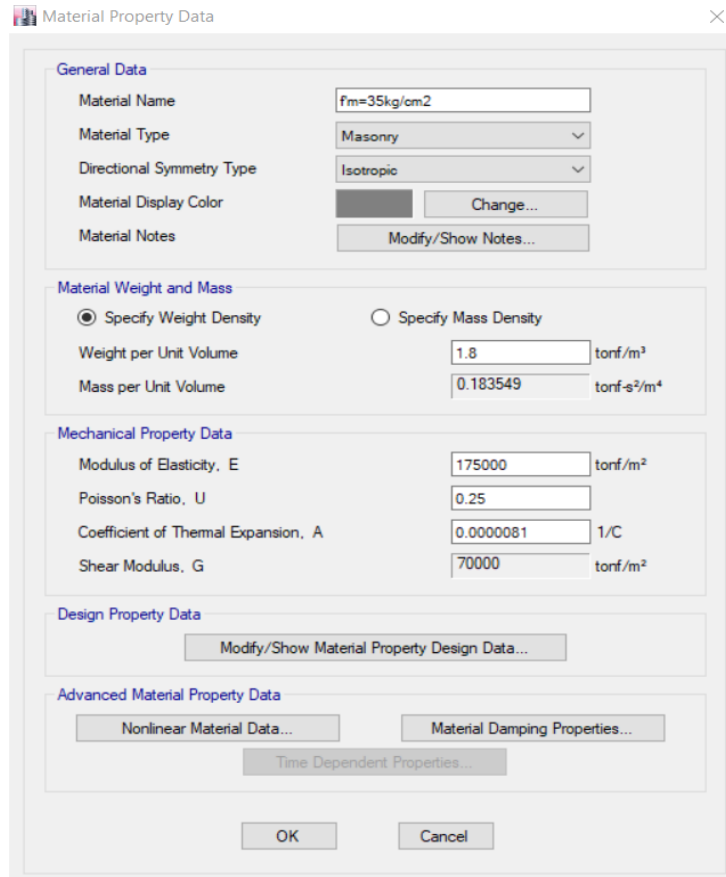


Figura 51 : Propiedades de la albañilería

Fuente: ETABS 2016

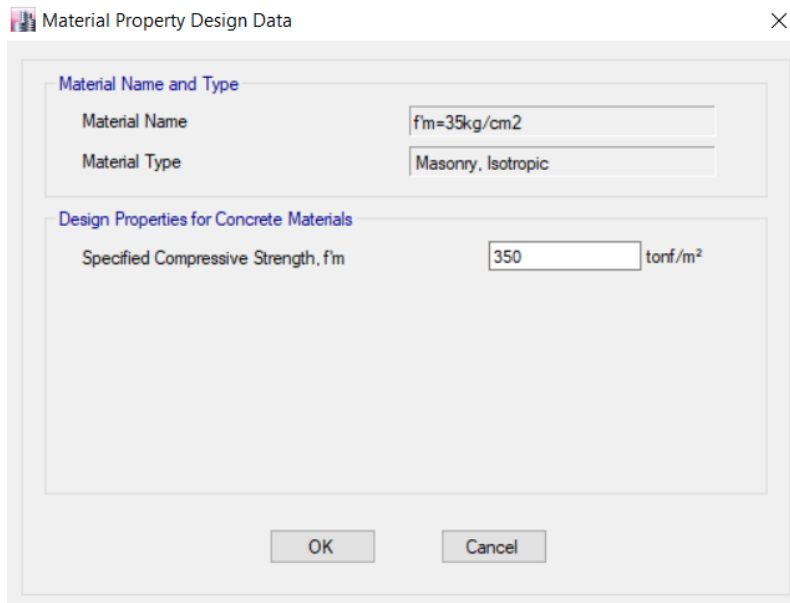


Figura 52 : Esfuerzo a la compresión de la albañilería

Fuente: ETABS 2016

En las Figuras 53, 54, 55 y 56, se observa como referencia una de las secciones de los elementos estructurales que son columnas, vigas, muros y losas aligeradas unidireccionales.

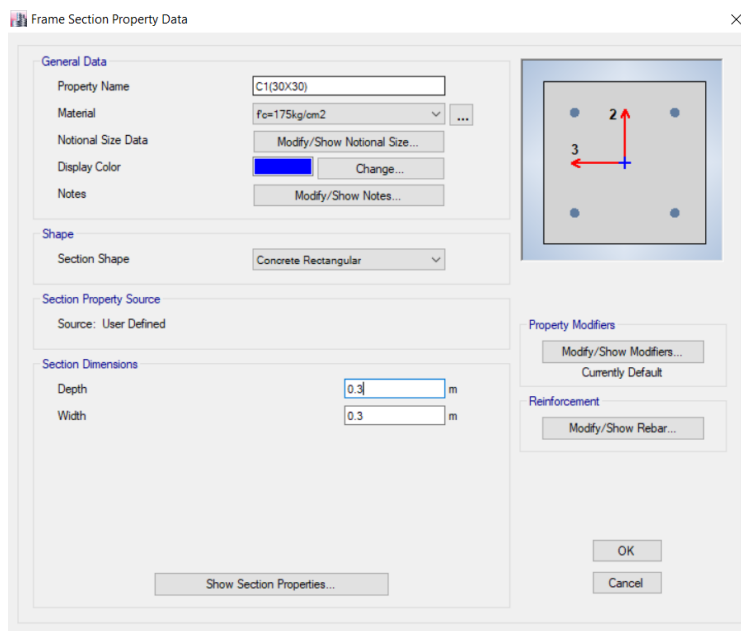


Figura 53 : Sección de columna de concreto armado

Fuente: ETABS 2016

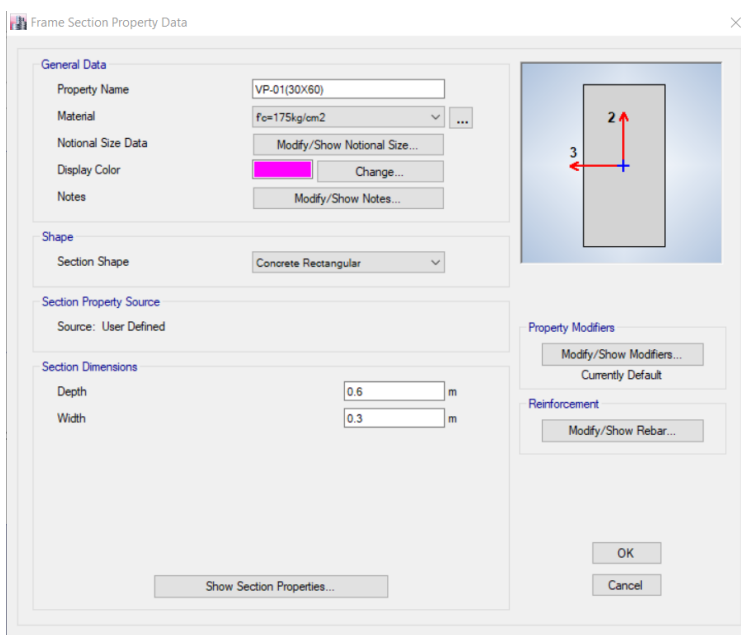


Figura 54 : Sección de viga de concreto armado

Fuente: ETABS 2016

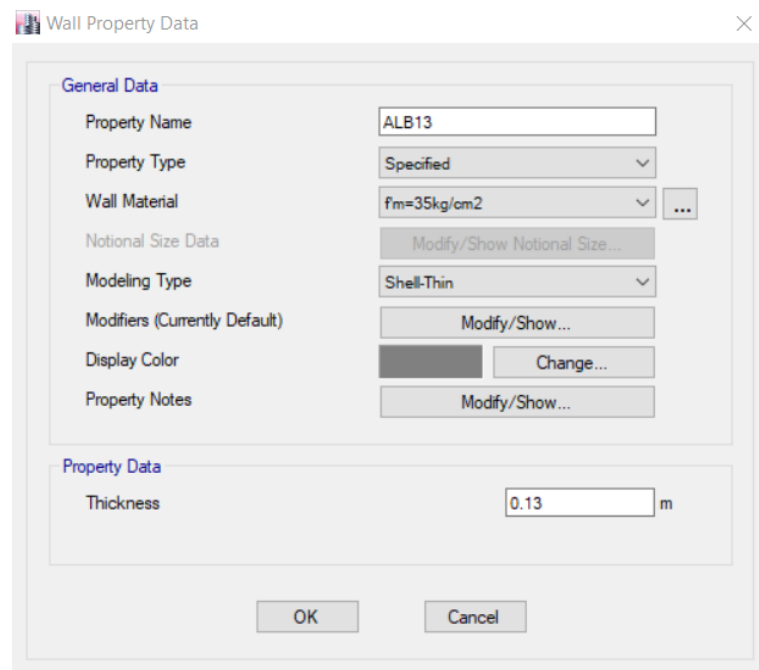


Figura 55 : Espesor del muro de albañilería confinada aparejo de soga

Fuente: ETABS 2016

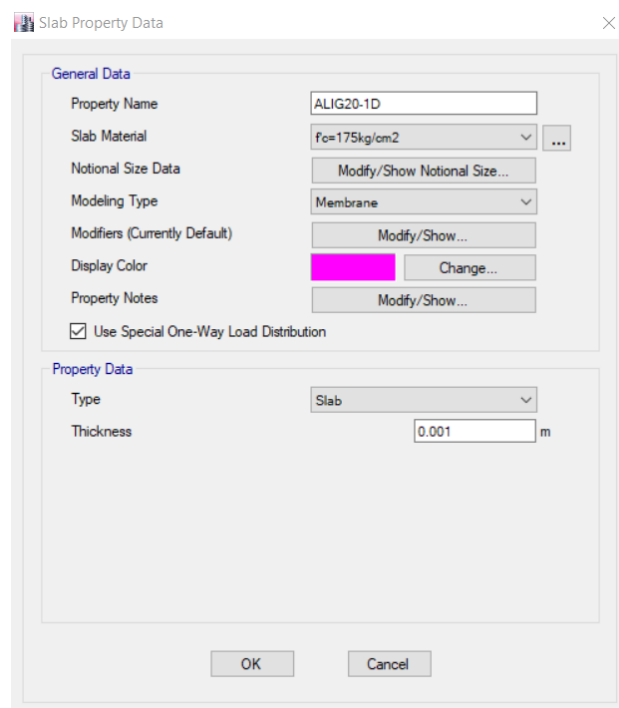


Figura 56 : Definición de la losa aligerada unidireccional

Fuente: ETABS 2016

Se observa en la Figura 57 el modelo estructural en 3D del edificio y planta del primer piso, en el cual se consideran brazos rígidos, empotramientos perfectos y diafragmas rígidos por cada nivel de entrepiso.

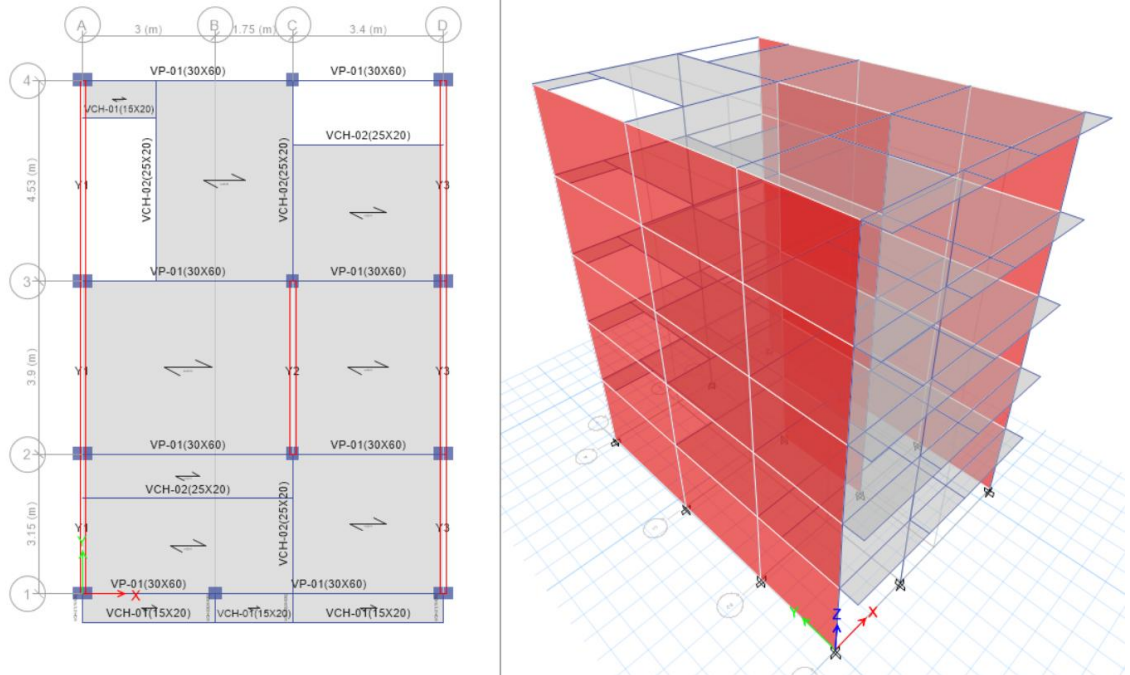


Figura 57 : Modelo estructural de la edificación N° 13

Fuente: ETABS 2016

Debido a que el programa ETABS hace la distribución automática de las cargas de losas a vigas, se asignaron directamente las cargas por metro cuadrado sobre las losas unidireccionales. Por tanto, se ha considerado un único patrón para carga muerta (Dead) en donde incluye el peso propio de losa aligerada, acabados y tabiquería, como se muestra en la Figura 58.

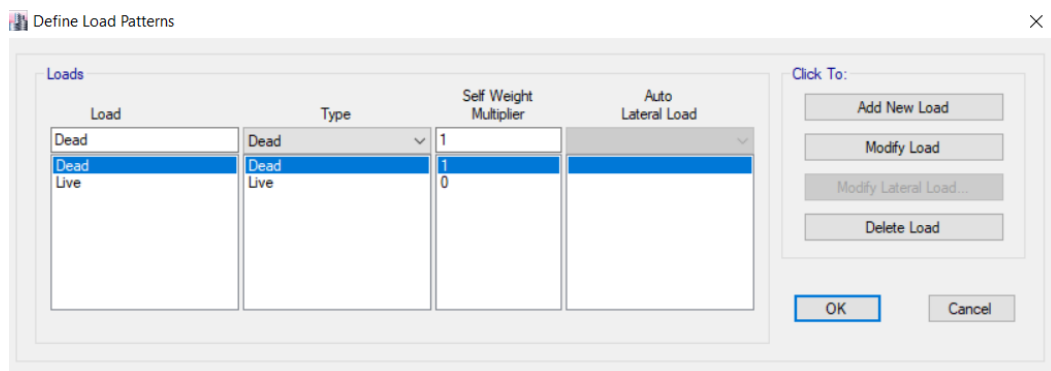


Figura 58 : Definición de patrones de carga muerta y viva

Fuente: ETABS 2016

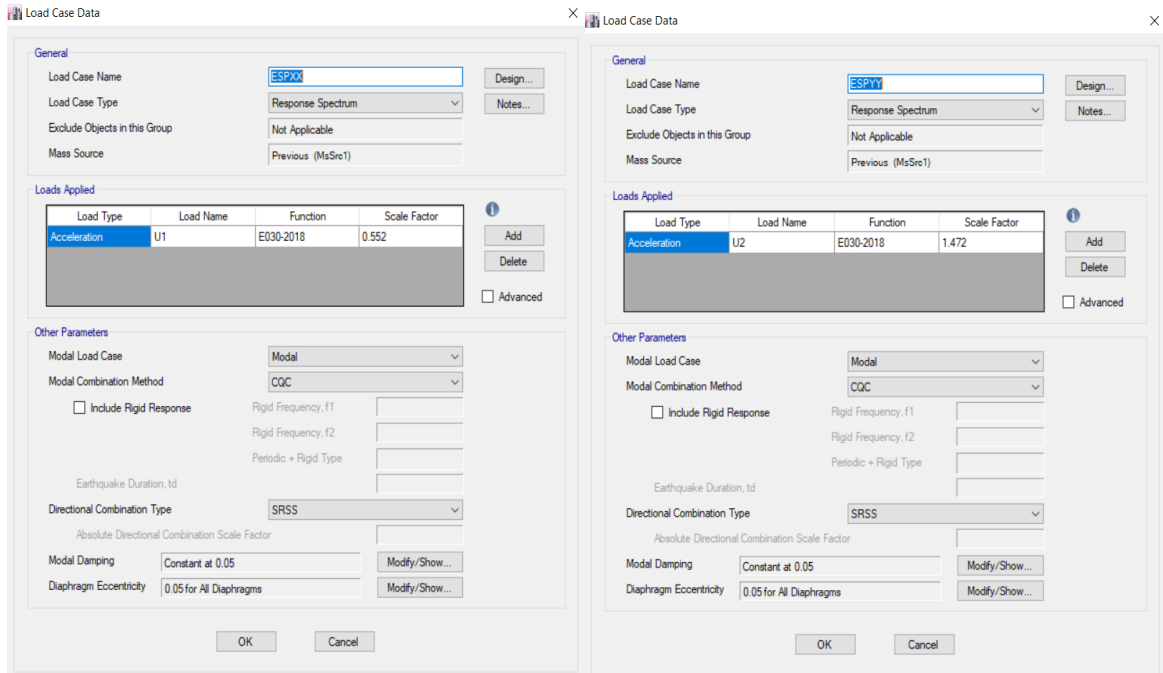


Figura 59 : Casos de cargas con excentricidad accidental para la dirección X e Y

Fuente: ETABS 2016

4.5.2. Análisis dinámico modal espectral

Se realizará un análisis modal espectral con una aproximación en la combinación de los efectos modales y un espectro de respuesta que representa el sismo de diseño.

Las Figura 60 muestra los espectros de pseudo-aceleraciones para el sistema estructural de pórticos de concreto armado en la dirección X-X y para el sistema estructural de albañilería confinada en la dirección Y-Y, respectivamente.

En la Tabla 32 se muestran los valores para el espectro de diseño en la dirección X e Y según la E0.30 diseño sismorresistente.

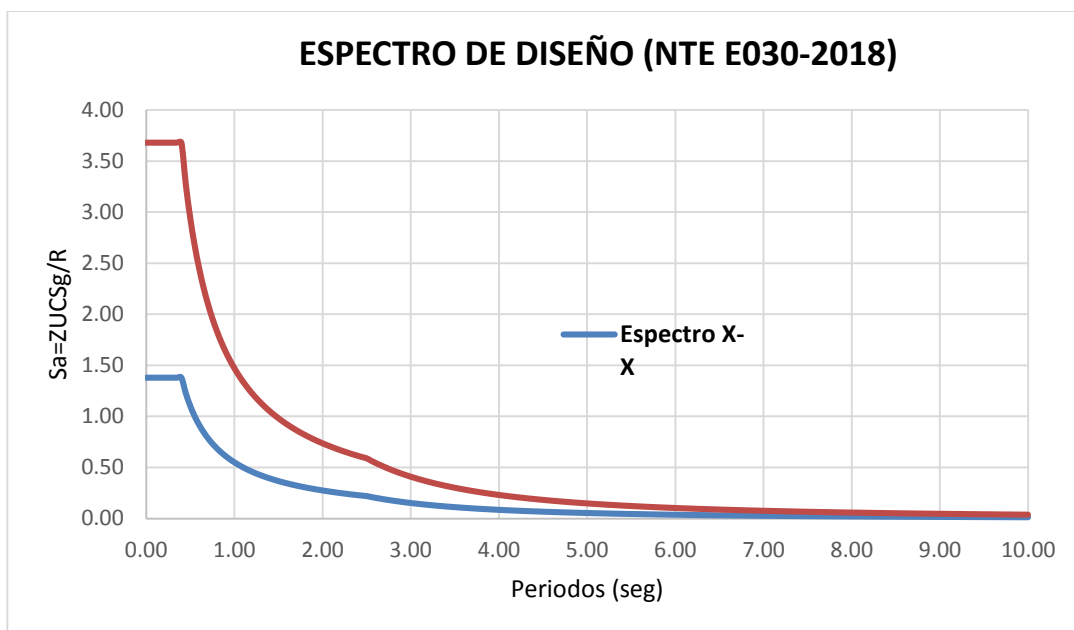


Figura 60 : Espectro de diseño NTE E030-2018 X e Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32

Valores para el espectro de diseño NTE E030-2018 X e Y

T (seg)	ZUCSg/Rx	ZUCSg/Ry	T (seg)	ZUCSg/Rx	ZUCSg/Ry
0.00	1.380	3.679	1.50	0.368	0.981
0.10	1.380	3.679	2.00	0.276	0.736
0.15	1.380	3.679	2.05	0.269	0.718
0.20	1.380	3.679	2.10	0.263	0.701
0.25	1.380	3.679	2.15	0.257	0.684
0.30	1.380	3.679	2.20	0.251	0.669
0.35	1.380	3.679	2.25	0.245	0.654
0.40	1.380	3.679	2.30	0.240	0.640
0.45	1.226	3.270	2.35	0.235	0.626
0.50	1.104	2.943	2.40	0.230	0.613
0.55	1.003	2.675	2.45	0.225	0.601
0.60	0.920	2.453	2.50	0.221	0.589
0.65	0.849	2.264	3.00	0.153	0.409
0.70	0.788	2.102	4.00	0.086	0.230
0.75	0.736	1.962	5.00	0.055	0.147
0.80	0.690	1.839	6.00	0.038	0.102
0.85	0.649	1.731	7.00	0.028	0.075
0.90	0.613	1.635	8.00	0.022	0.057
0.95	0.581	1.549	9.00	0.017	0.045
1.00	0.552	1.472	10.00	0.014	0.037

Fuente: Elaboración propia

4.5.2.1. Masa participativa

En la Figura 61 y la Tabla 33 se presentan los modos de vibración de la estructura y la masa participativa para las direcciones X e Y obtenidos del análisis.

Tabla 33
Modos de vibración

Modo	Período (seg)	Masa participativa dirección X (%)	Masa participativa dirección Y (%)
1	0.552	87.47	0.00
2	0.26	0.00	0.00
3	0.231	0.01	85.61
4	0.179	9.22	0.02
5	0.102	2.37	0.00
6	0.087	0.01	0.00
7	0.077	0.00	11.25
8	0.071	0.75	0.00
9	0.055	0.17	0.00
10	0.053	0.00	0.00
11	0.046	0.00	2.31
12	0.039	0.00	0.00
13	0.034	0.00	0.66
14	0.032	0.00	0.00
15	0.029	0.00	0.14

Fuente: Elaboración propia

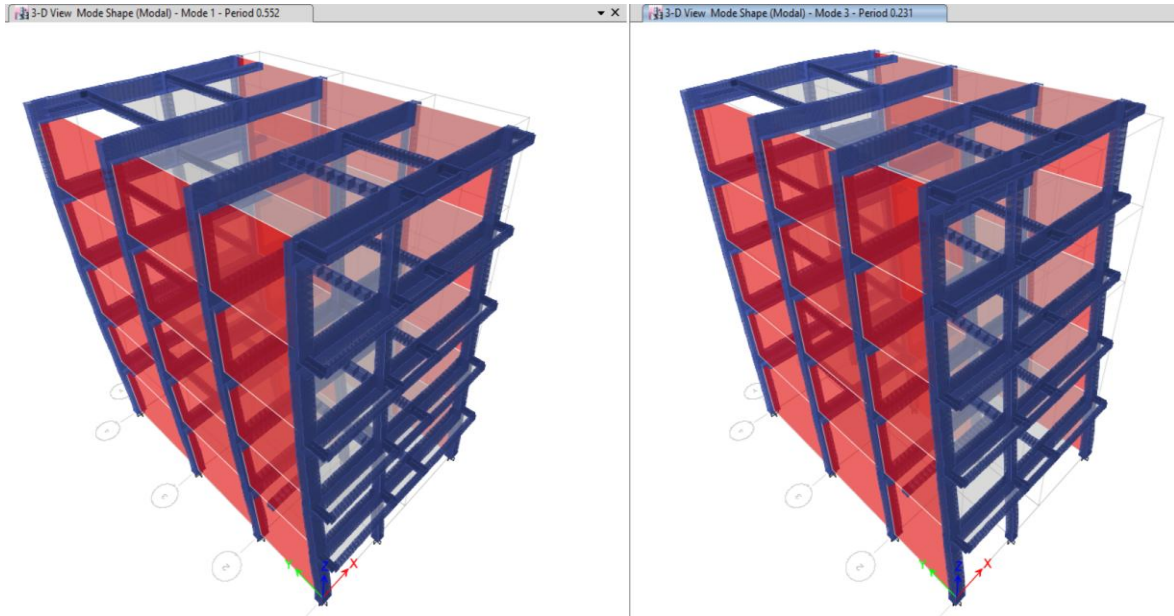


Figura 61 : Modos de vibración predominantes en la dirección X e Y

Fuente: ETABS 2016

4.5.2.2. Derivas de entrepiso

Para estructuras regulares los desplazamientos inelásticos se calculan multiplicando por 0.75R los desplazamientos elásticos. En la dirección X (Pórticos de Concreto Armado), el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no debe exceder de 0.007 y en la dirección Y (Albañilería Confinada) la deriva máxima no debe exceder de 0.005, como se muestra en la Tabla 34.

Tabla 34

Derivas de entrepiso

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X <0.007	Control Y <0.005
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$		
Story5	0.00036	0.00033	0.0022	0.0007	Pasa	Pasa
Story4	0.00064	0.00048	0.0038	0.0011	Pasa	Pasa
Story3	0.00086	0.00060	0.0052	0.0013	Pasa	Pasa
Story2	0.00103	0.00066	0.0062	0.0015	Pasa	Pasa
Story1	0.00098	0.00061	0.0059	0.0014	Pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

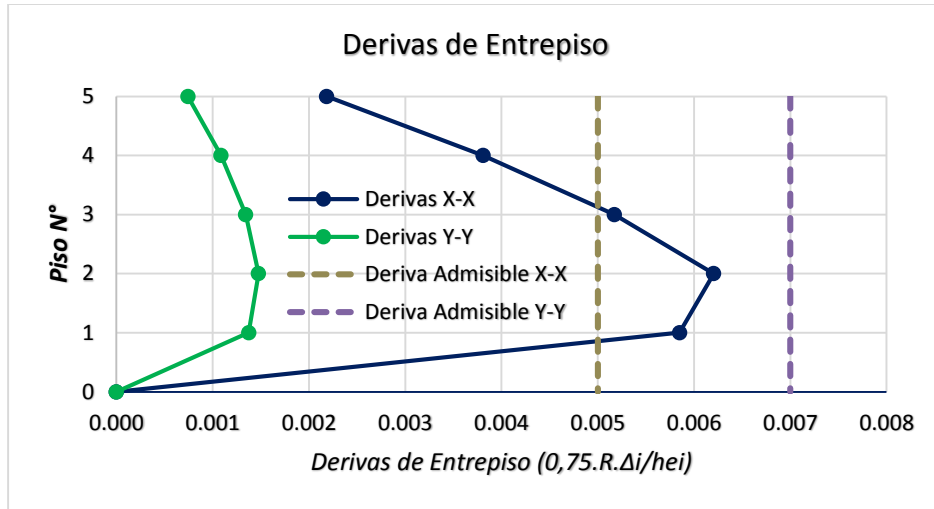


Figura 62 : Derivas de entrepiso

Fuente: Elaboración propia

4.6. Verificación de la albañilería confinada

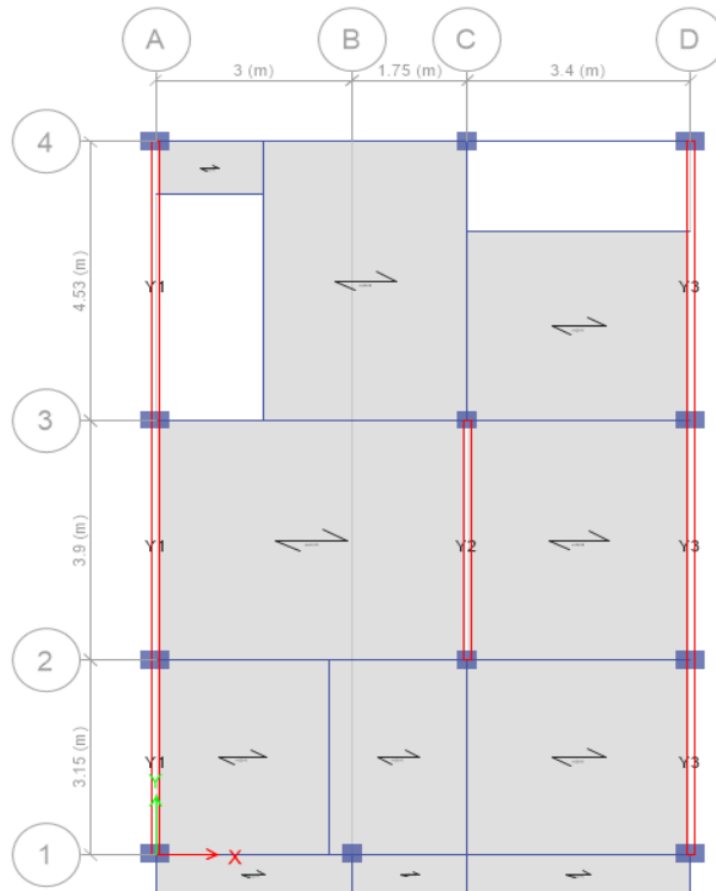


Figura 63 : Disposición de muros de albañilería confinada

Fuente: ETABS 2016

Tabla 35

Geometría de los muros y fuerzas internas ante sismo moderado

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y					
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	
Y1	11.83	0.13	2.60	40.66	37.58	81.86	33.79	61.11	
Y2	4.15	0.13	2.60	27.37	10.61	17.20	8.07	10.91	
Y3	11.83	0.13	2.60	38.82	37.08	82.05	33.61	61.71	

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y					
Dirección Y-Y				Piso 3		Piso 4		Piso 5	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	11.83	0.13	2.60	28.22	45.80	20.40	29.62	10.29	13.67
Y2	4.15	0.13	2.60	5.92	7.36	3.49	3.96	0.83	0.92
Y3	11.83	0.13	2.60	28.20	46.48	20.44	30.26	10.30	14.34

Fuente: Elaboración propia

4.6.1. Verificación del esfuerzo axial máximo

Se verifica el esfuerzo axial máximo por cargas de gravedad con el 100% de sobrecarga (Art. 19.1 - b). Por lo tanto, los muros de albañilería confinada en la dirección Y-Y cumplen con el requisito de resistir las cargas de gravedad actuantes, ya que los esfuerzos producidos por el peso propio de los elementos estructurales son menores a los esfuerzos admisibles, como se muestra en la Tabla 36.

Tabla 36

Esfuerzo axial máximo de los muros de albañilería

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f'c	¿Cumple por axial?
Y1	26.44	62.70	52.50	SI CUMPLE
Y2	50.72	62.70	52.50	SI CUMPLE
Y3	25.24	62.70	52.50	SI CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

4.6.2. Control de fisuración por sismo moderado

Para el control de fisuración se verifica la dirección Y-Y que consta del sistema estructural de albañilería confinada. En el programa ETABS se asignan piers Y1, Y2 e Y3, como se muestra en la Figura 63.

Tabla 37

Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y1

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	11.83	0.13	36.85	37.58	81.87	1.00	47.69	26.23	SÍ, reforzar
2	11.83	0.13	29.55	33.79	61.11	1.00	46.01	25.31	SÍ, reforzar
3	11.83	0.13	22.96	28.22	45.80	1.00	44.50	24.47	SÍ, reforzar
4	11.83	0.13	16.25	20.40	29.62	1.00	42.95	23.63	NO
5	11.83	0.13	9.41	10.29	13.67	1.00	41.38	22.76	NO

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38

Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y2

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	4.15	0.13	23.85	10.61	17.20	1.00	19.24	10.58	SÍ, reforzar
2	4.15	0.13	18.42	8.07	10.91	1.00	17.99	9.90	NO
3	4.15	0.13	13.63	5.92	7.36	1.00	16.89	9.29	NO
4	4.15	0.13	9.08	3.49	3.96	1.00	15.84	8.71	NO
5	4.15	0.13	4.72	0.83	0.92	1.00	14.84	8.16	NO

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39

Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y3

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	11.83	0.13	35.23	37.09	82.06	1.00	47.32	26.03	SÍ, reforzar
2	11.83	0.13	28.34	33.61	61.71	1.00	45.73	25.15	SÍ, reforzar
3	11.83	0.13	22.05	28.20	46.48	1.00	44.29	24.36	SÍ, reforzar
4	11.83	0.13	15.55	20.44	30.26	1.00	42.79	23.54	NO
5	11.83	0.13	8.91	10.30	14.34	1.00	41.26	22.70	NO

Fuente: Elaboración propia

4.6.3. Resistencia al corte del edificio

Tabla 40

Resistencia al corte de los muros de albañilería confinada

Dimensiones de los Muros			Resistencia a fuerza cortante V_m				
Dirección Y-Y			Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5
Muro	L (m)	t (m)	V_m (ton)	V_m (ton)	V_m (ton)	V_m (ton)	V_m (ton)
Y1	11.83	0.13	47.69	46.01	44.50	42.95	41.38
Y2	4.15	0.13	19.24	17.99	16.89	15.84	14.84
Y3	11.83	0.13	47.32	45.73	44.29	42.79	41.26
SUMA			114.25	109.74	105.68	101.59	97.49

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41

Verificación de la resistencia al corte del edificio para sismo severo

Piso	V_m (ton)	VE (ton)	$\sum V_m \geq VE$
1	114.25	149.18	No Cumple
2	109.74	135.75	No Cumple
3	105.68	112.68	No Cumple
4	101.59	80.56	Cumple
5	97.49	39.27	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.7. Análisis estático no lineal (PUSHOVER)

4.7.1. Modelo inelástico

El modelo se construye a partir del utilizado en la evaluación en el programa ETABS. Las vigas y columnas serán modeladas como elementos tipo frame. Las secciones de los elementos estructurales incluirán el acero existente. El punto de control de la curva de capacidad corresponde al centro de masas del último nivel.

4.7.2. Modelo de comportamiento para los materiales

Para modelar el diagrama esfuerzo-deformación de las columnas se usa el modelo de Mander para concreto confinado y para las vigas se usa el modelo de Mander para concreto no confinado, se muestran en la Figura 64. Para el comportamiento no lineal del acero se utiliza el modelo de Park y Paulay que se muestra en la Figura 65.

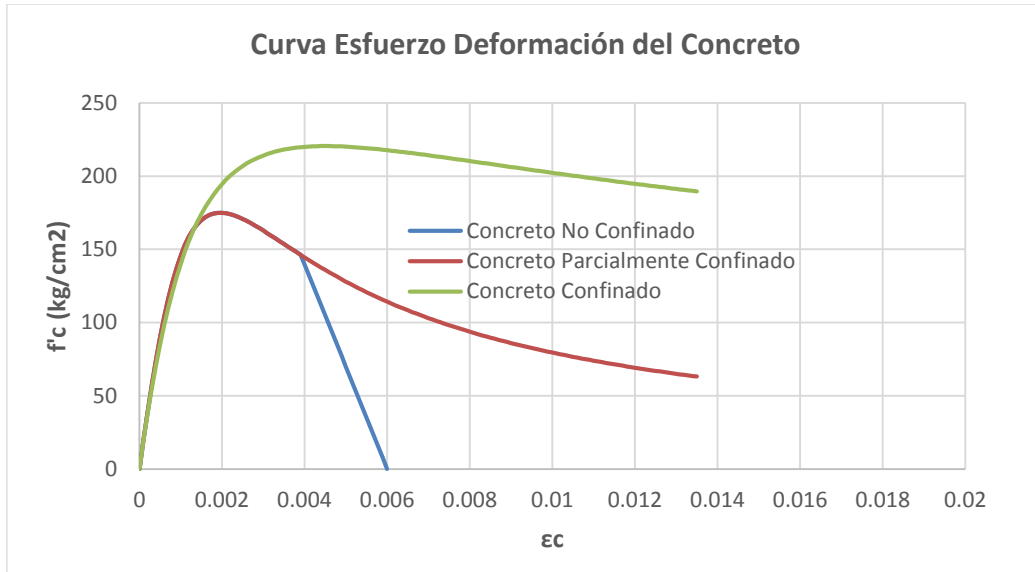


Figura 64 : Diagrama esfuerzo deformación del concreto modelo de Mander, Priestley y Park (1998)

Fuente: Elaboración propia

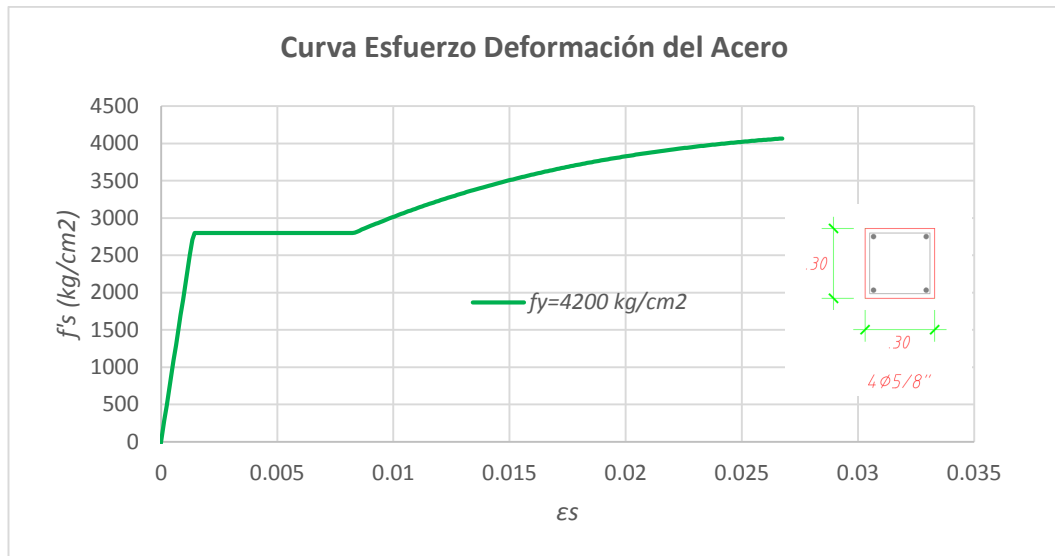


Figura 65 : Diagrama esfuerzo deformación del acero $\text{Ø}5/8"$ Modelo de Park y Paulay

Fuente: Elaboración propia

4.7.3. Diagrama momento curvatura de las secciones

4.7.3.1. Columnas

En la Figura 66 y 67 se muestran los diagramas momento-curvatura de las columnas C1 y C2 que representan la capacidad a flexión y su deformación por curvatura en el rango lineal.

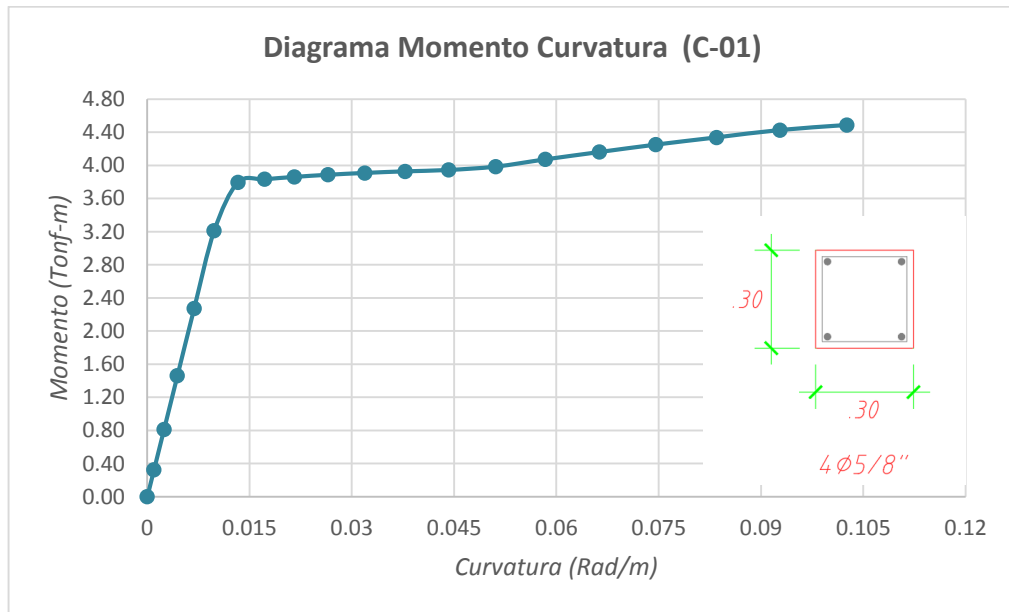


Figura 66 : Diagrama momento-curvatura C-01(30x30)

Fuente: Elaboración propia

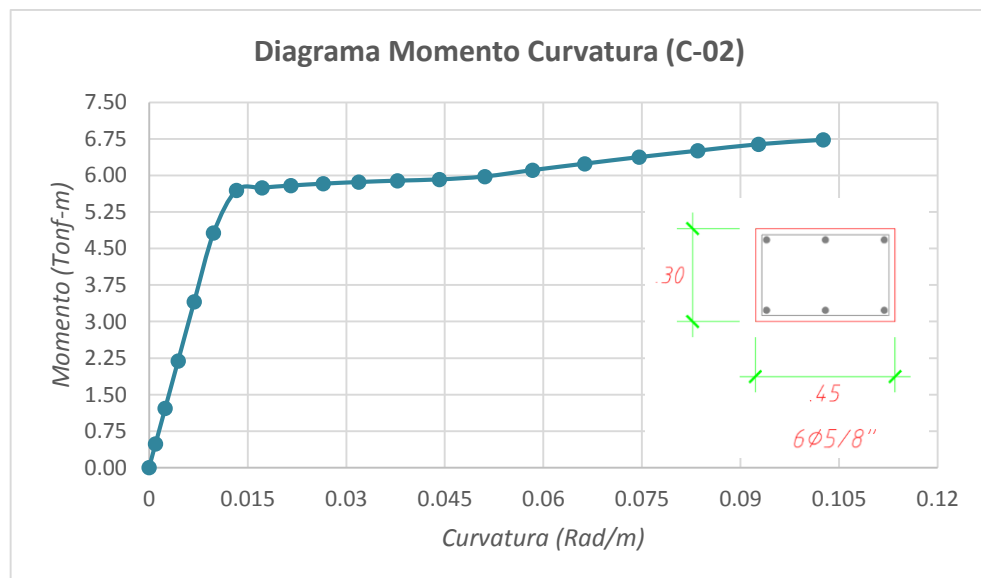


Figura 67 : Diagrama momento-curvatura C-02 (30x45)

Fuente: Elaboración propia

4.7.3.2. Vigas

En la Figura 68, 69 y 70 se muestran los diagramas momento-curvatura de las secciones de viga VCH-01, VCH-02 y VP-01 que representan la capacidad a flexión y su deformación por curvatura en el rango lineal.

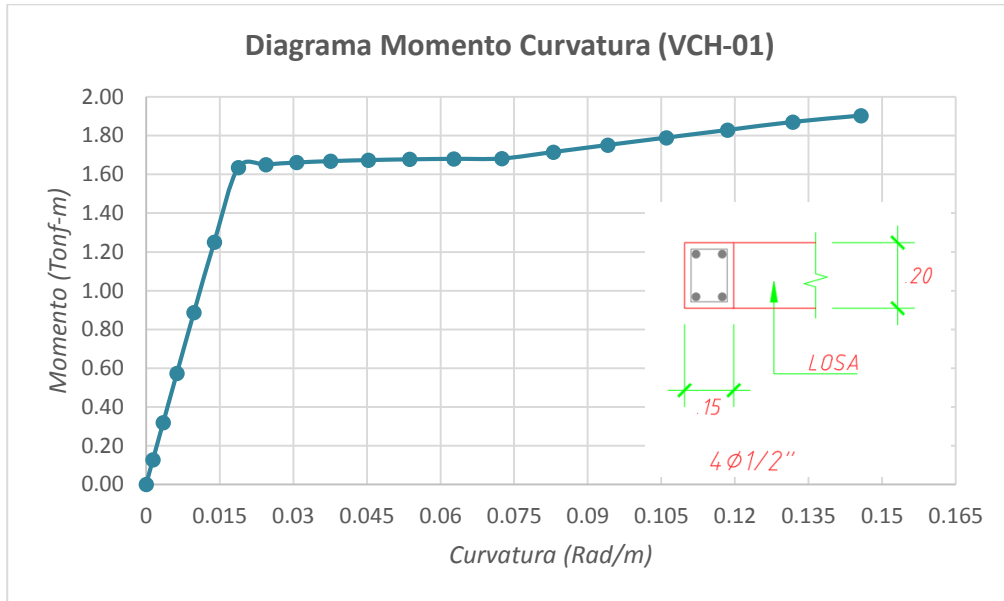


Figura 68 : Diagrama momento-curvatura VCH-01 (15x20)

Fuente: Elaboración propia

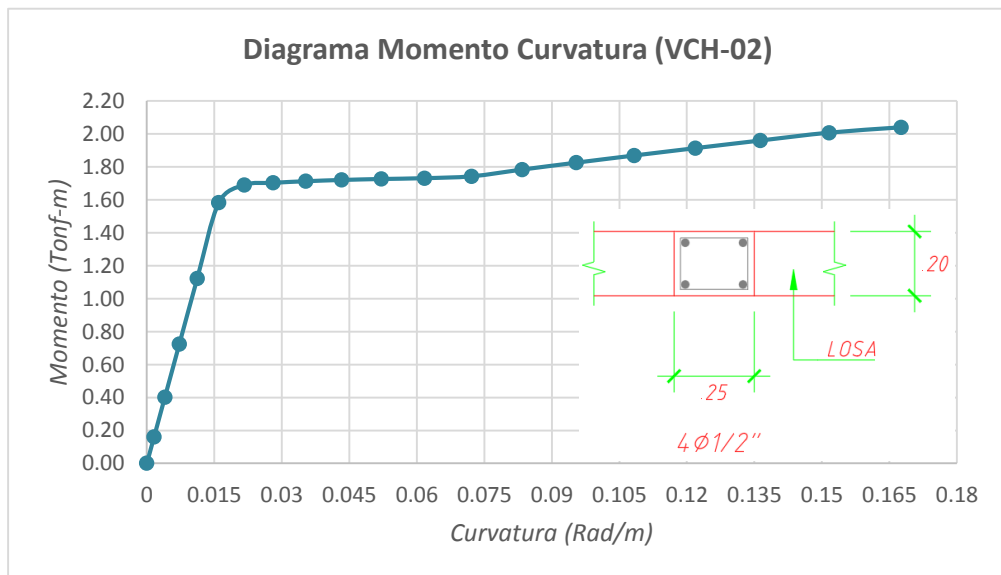


Figura 69 : Diagrama momento-curvatura VCH-02 (25x20)

Fuente: Elaboración propia

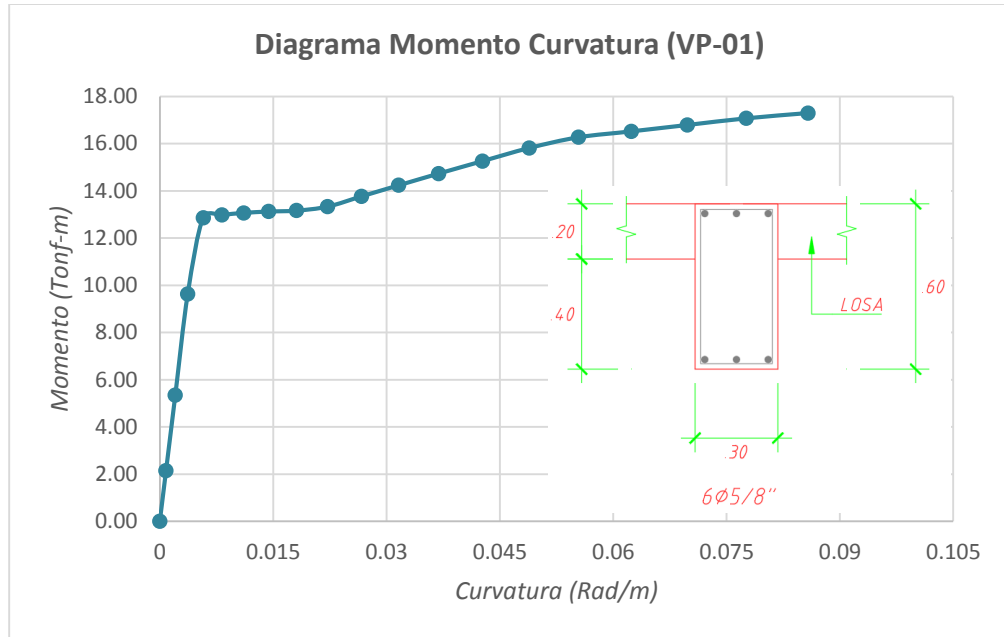


Figura 70 : Diagrama momento-curvatura VP-01(30x60)

Fuente: Elaboración propia

4.7.4. Definición de rotulas plásticas

4.7.4.1. Vigas

Para definir las rótulas plásticas en las vigas previamente se tiene que verificar si las secciones se encuentran controladas por flexión o por corte, para este caso en particular tomamos la viga con mayores solicitaciones. Esta es la viga VP-01 del eje 3 del piso 1.

- Verificación por flexión

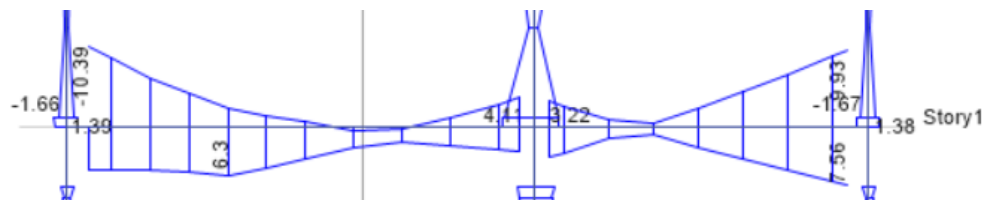


Figura 71 : Diagrama de momento flector M_u (Tonf-m) de la viga VP-01 Eje 3 del Piso 1

Fuente: ETABS 2016

$$Mu = 10.39 \text{ tonf} - m$$

$$d = 60 - \left(4 + 0.95 + \frac{1.58}{2}\right) = 54.26 \text{ cm}$$

$$3\emptyset 5/8" \rightarrow As = 5.94 \text{ cm}^2 \rightarrow a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{5.94 * 4200}{0.85 * 175 * 30} = 5.59 \text{ cm}$$

$$\varphi Mn = \varphi * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.90 * 5.94 * 4200 * \left(54.26 - \frac{5.59}{2}\right) = 11.54 \text{ tonf} - m$$

$$\varphi Mn = 11.54 \text{ tonf} - m > Mu = 10.39 \text{ tonf} - m$$

- Verificación por corte (Diseño por capacidad)

Metrado de cargas

$$\text{Peso propio viga} = 0.30 * 0.60 * 2.40 = 0.43 \text{ tonf} / m$$

$$\text{Peso propio tabique} = 2.20 * 0.15 * 1.90 = 0.63 \text{ tonf} / m$$

$$W_D = 1.06 \text{ tonf} / m$$

$$W_u = 1.25(W_D + W_L) = 1.25 * (1.06 + 0) = 1.33 \text{ tonf} / m$$

$$3\emptyset 5/8" \rightarrow As = 5.94 \text{ cm}^2 \rightarrow a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{5.94 * 4200}{0.85 * 175 * 30} = 5.59 \text{ cm}$$

$$M_{nA}^- = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 5.94 * 4200 * \left(54.26 - \frac{5.59}{2}\right) = 12.82 \text{ tonf} - m$$

$$3\emptyset 5/8" \rightarrow As = 5.94 \text{ cm}^2 \rightarrow a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{5.94 * 4200}{0.85 * 175 * 30} = 5.59 \text{ cm}$$

$$M_{nB}^+ = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 5.94 * 4200 * \left(54.26 - \frac{5.59}{2}\right) = 12.82 \text{ tonf} - m$$

$$Vu = \frac{W_u * L_n}{2} + \frac{M_{prA}^- + M_{prB}^+}{L_n} = \frac{1.33 * 4.23}{2} + \frac{1.25 * (12.82 + 12.82)}{4.23} = 10.39 \text{ tonf}$$

Del levantamiento de tiene estribos $\emptyset 3/8"$ en 2 ramas:

$$\varphi Vs = \frac{\varphi * Av * fy * d}{S} = \frac{0.85 * 0.71 * 2 * 4200 * 54.26}{10} = 27.51 \text{ tonf}$$

$$\varphi Vc = \varphi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 30 * 54.26 = 9.70 \text{ tonf}$$

$$\varphi Vn = 37.21 \text{ tonf} > Vu = 10.39 \text{ tonf}$$

Una vez conocido que las vigas se encuentran controladas por flexión y no por corte, se define las rótulas plásticas por flexión usando la Tabla 11 (Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13), la fuerza cortante que actúa sobre las vigas se obtiene del

análisis, el refuerzo transversal y de cuantías son tomados de los planos del levantamiento. Se obtiene los parámetros para la viga (VP-01).

Cuantías:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) = \frac{0.85 * 0.85 * 175 \frac{kgf}{cm^2}}{4200 \frac{kgf}{cm^2}} \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) = 0.0177$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{5.94cm^2}{30cm * 54.26cm} = 0.0037$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b * d} = \frac{5.94cm^2}{30cm * 54.26cm} = 0.0037$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = \frac{0.0037 - 0.0037}{0.0177} = 0 < 0$$

Refuerzo transversal:

$$s \leq \frac{d}{3} \text{ y } V_s > \frac{3}{4} V_{diseño}$$

$$10.00cm \leq 18.09cm \text{ y } 25.89tonf > 7.79tonf \rightarrow OK$$

Cortante:

$$\frac{V_{diseño}}{b * d * \sqrt{f'_c}} = \frac{10.39 tonf}{0.30m * 0.54m \sqrt{1750 \frac{tonf}{m^2}}} = 1.533$$

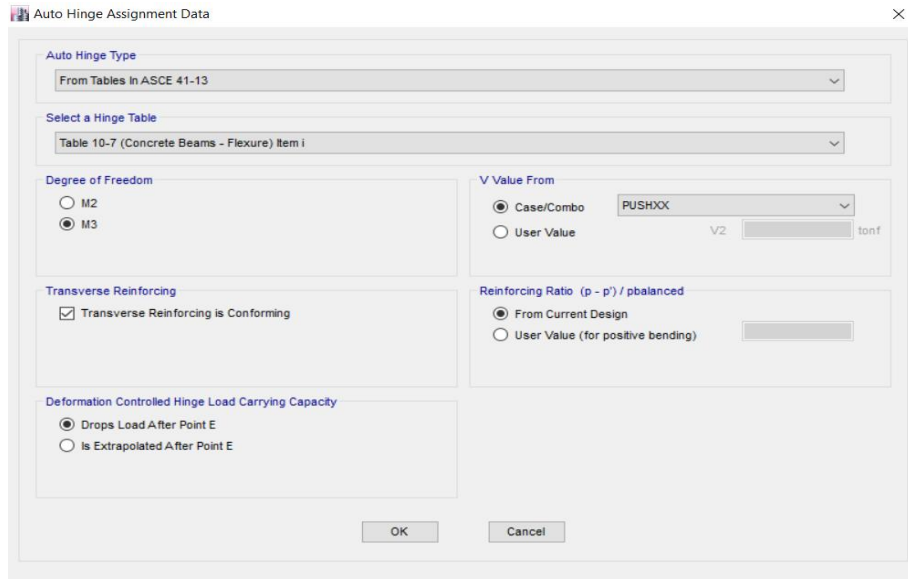


Figura 72 : Definición de rótula plástica por flexión en vigas

Fuente: ETABS 2016

La Figura 73 muestra los parámetros de definición de la rótula plástica por flexión y deformación controlada de la viga (VP-01) extremo izquierdo. El valor 11.47 tonf-m corresponde al momento de fluencia positivo ($A_s=5.94 \text{ cm}^2$). El momento último, definido por el punto C, se toma el factor 1.10 veces el momento de fluencia. Los valores de a, b y c de la Tabla 11 definen los puntos C, D y E. Se debe efectuar el mismo procedimiento para todas las vigas.

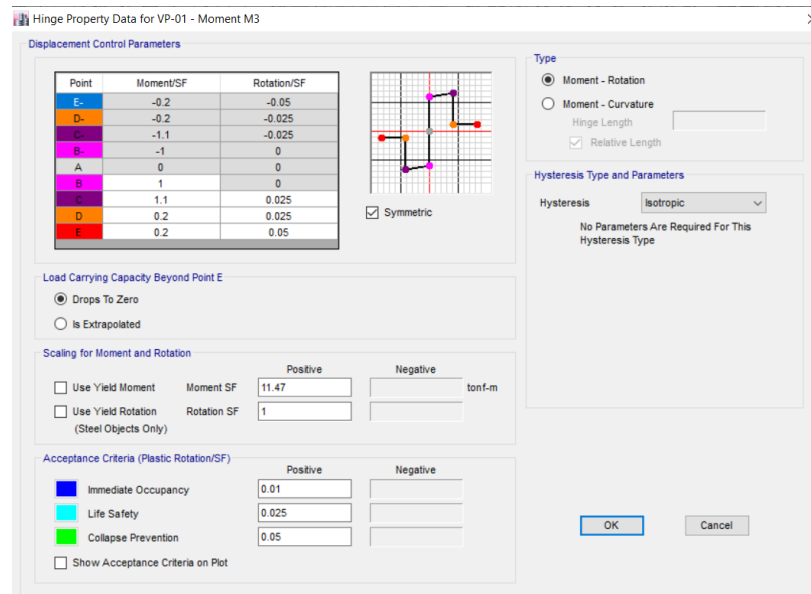


Figura 73 : Asignación del diagrama momento – rotación de la viga VP-01

Fuente: ETABS 2016

4.7.4.2. Columnas

Para definir las rótulas plásticas en las columnas, previamente se debe de verificar la capacidad resistente por flexocompresión y cortante para determinar el posible mecanismo de falla de los elementos.

- Verificación por flexocompresión

Para el primer piso hallamos las solicitaciones (P_u , M_u) producto de las combinaciones de cargas para la columna C-02, tal como se muestra en la Tabla 42.

Tabla 42

Combinaciones de carga de columna C-02 (0.30x0.45) primer piso

Carga	Combinaciones	P (Tonf)	M2 (Tonf-m)	M3 (Tonf-m)	V2 (Tonf)	V3 (Tonf)
Dead (CM)	CM	30.85	-0.41	-0.05	0.43	0.33
Live (CV)	CV	5.57	0.03	0.01	-0.01	0.01
Sismo X-X	CS	7.19	6.40	0.11	0.06	0.54
Sismo Y-Y	CS	6.60	0.33	2.28	1.18	0.04
Gravedad	1.4CM+1.7CV	52.66	-0.52	-0.05	0.59	0.48
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+CS	52.72	5.93	0.06	0.59	0.97
	1.25(CM+CV)-CS	38.34	-6.88	-0.16	0.47	-0.12
	0.9CM+CS	34.96	6.03	0.07	0.45	0.84
	0.9CM-CS	20.58	-6.77	-0.16	0.33	-0.24
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	52.13	-0.15	2.23	1.71	0.47
	1.25(CM+CV)-CS	38.93	-0.81	-2.33	-0.66	0.39
	0.9CM+CS	34.37	-0.04	2.24	1.57	0.34
	0.9CM-CS	21.17	-0.70	-2.33	-0.79	0.26

Fuente: Elaboración propia

De las dimensiones de la columna y de la disposición del acero existente de 6Ø5/8” (cuantía=0.88%) se obtiene su diagrama de interacción donde se han colocado los pares de momento y fuerza axial (M_u , P_u) de todas las combinaciones. Esto se muestra en las Figura 74.

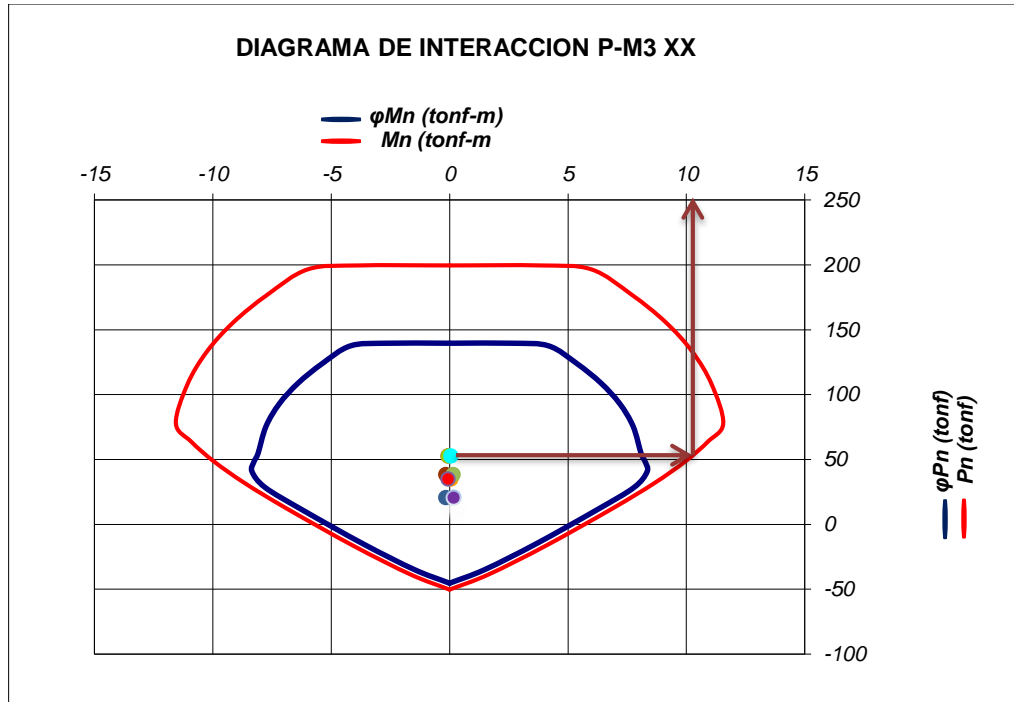


Figura 74 : Diagrama de interacción columna C-02 - con solicitaciones de sismo en X

Fuente: Elaboración propia

- Verificación por corte (Diseño por capacidad)

$$Mn_{top}^+ = 10.20 \text{ tonf} - m$$

$$Mn_{bot}^- = 10.20 \text{ tonf} - m$$

$$Vu = \frac{M_{pr}^{+top} + M_{pr}^{-bot}}{L_n} = \frac{1.25 * (10.20 + 10.20)}{2.60} = 9.81 \text{ tonf}$$

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag} \right) * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{36.42 * 1000}{140 * 30 * 45} \right) * \sqrt{175} * 30 * 45 = 9.60 \text{ tonf}$$

$$\phi Vs = \frac{\phi * Av * fy * d}{S} = \frac{0.85 * 0.71 * 2 * 4200 * 45}{10} = 22.81 \text{ tonf}$$

$$\phi Vn = 32.41 \text{ tonf} > Vu = 9.81 \text{ tonf}$$

Una vez conocida la capacidad de la columna C-02, se definen las rótulas plásticas usando la Tabla 12 (Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13). Serán por flexocompresión y deformación controlada debido a que las cargas actuantes sobre la columna se encuentran en la zona por debajo del punto de falla balanceada como se muestra en la Figura 74, garantizando un comportamiento dúctil.

Cuantía transversal:

$$\rho = \frac{A_v}{b * s} = \frac{(2 * 0.71) \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 16.76 \text{ cm}} = 0.0028$$

Refuerzo transversal:

$$V_{diseño} = 9.81 \text{ tonf}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 39.24}{10} = 23.41 \text{ tonf}$$

$$s \leq \frac{d}{3} \text{ y } V_s > \frac{3}{4} V_{diseño}$$

$$10.00 \text{ cm} \leq 13.08 \text{ cm} \text{ y } 23.41 \text{ tonf} > 7.36 \text{ tonf} \rightarrow OK$$

Cortante en X-X:

$$\frac{V_{diseño}}{b * d * \sqrt{f'_c}} = \frac{9.81 \text{ tonf}}{0.30 \text{ m} * 0.39 \text{ m} \sqrt{1750 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}} = 2.01$$

La ductilidad de un elemento sometido a flexocompresión depende de la carga axial actuante en el elemento. Por lo tanto, los parámetros de modelación (a, b y c) y los criterios de aceptación (IO, LS y CP) se obtienen interpolando, se deben interpolar de la Tabla 12 (Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13), para diferentes niveles de carga axial, a fin de obtener los parámetros (a, b y c).

Tabla 43

Parámetros de modelación y criterios de aceptación de la columna C-02

Carga axial P (tonf)	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	a	B	c	IO	LS	CP
0.10Agf'c = 23.63	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
0.15Agf'c = 35.44	0.025	0.031	0.18	0.005	0.025	0.031
0.20Agf'c = 47.25	0.023	0.028	0.16	0.004	0.022	0.028
0.25Agf'c = 59.06	0.020	0.025	0.14	0.004	0.020	0.025
0.30Agf'c = 70.88	0.018	0.022	0.12	0.004	0.018	0.022
0.35Agf'c = 82.69	0.016	0.020	0.10	0.004	0.016	0.020
0.40Agf'c = 94.50	0.014	0.017	0.08	0.003	0.013	0.017
0.45Agf'c = 106.31	0.012	0.014	0.06	0.003	0.011	0.014
0.50Agf'c = 118.13	0.009	0.011	0.04	0.003	0.009	0.011
0.55Agf'c = 129.94	0.007	0.008	0.02	0.002	0.006	0.008
0.60Agf'c = 141.75	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 75 se muestra los parámetros de modelación del diagrama Momento-Rotación para la rótula plástica por flexocompresión y deformación controlada de la columna C-02. Se debe efectuar el mismo procedimiento para todas las columnas existentes.

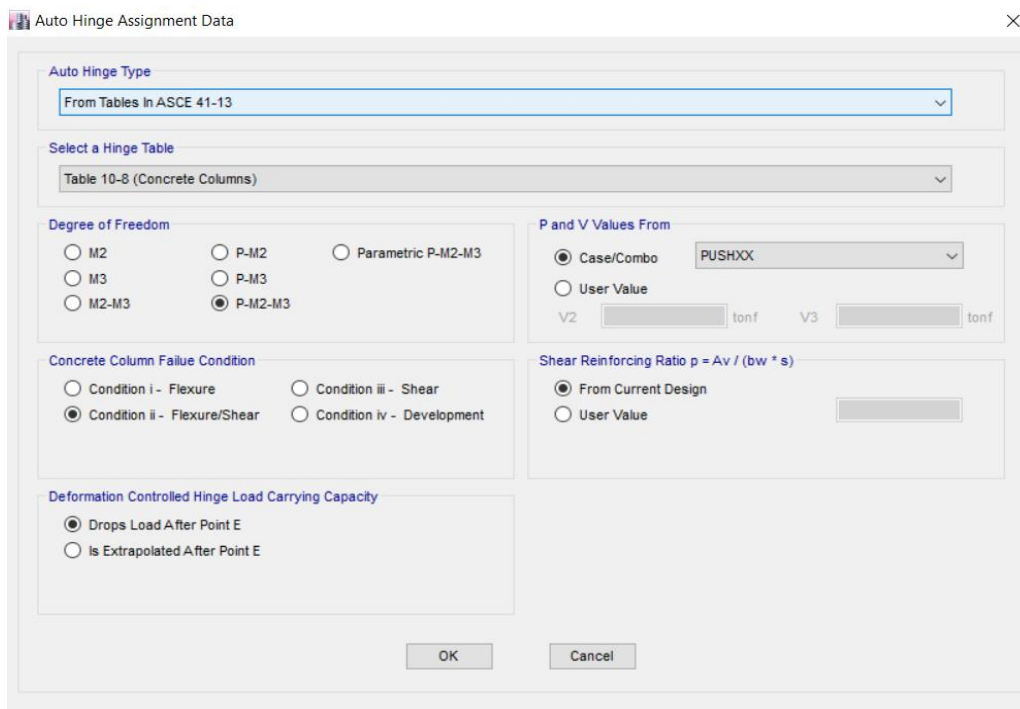


Figura 75 : Definición de rótula plástica por flexocompresión en columnas

Fuente: ETABS 2016

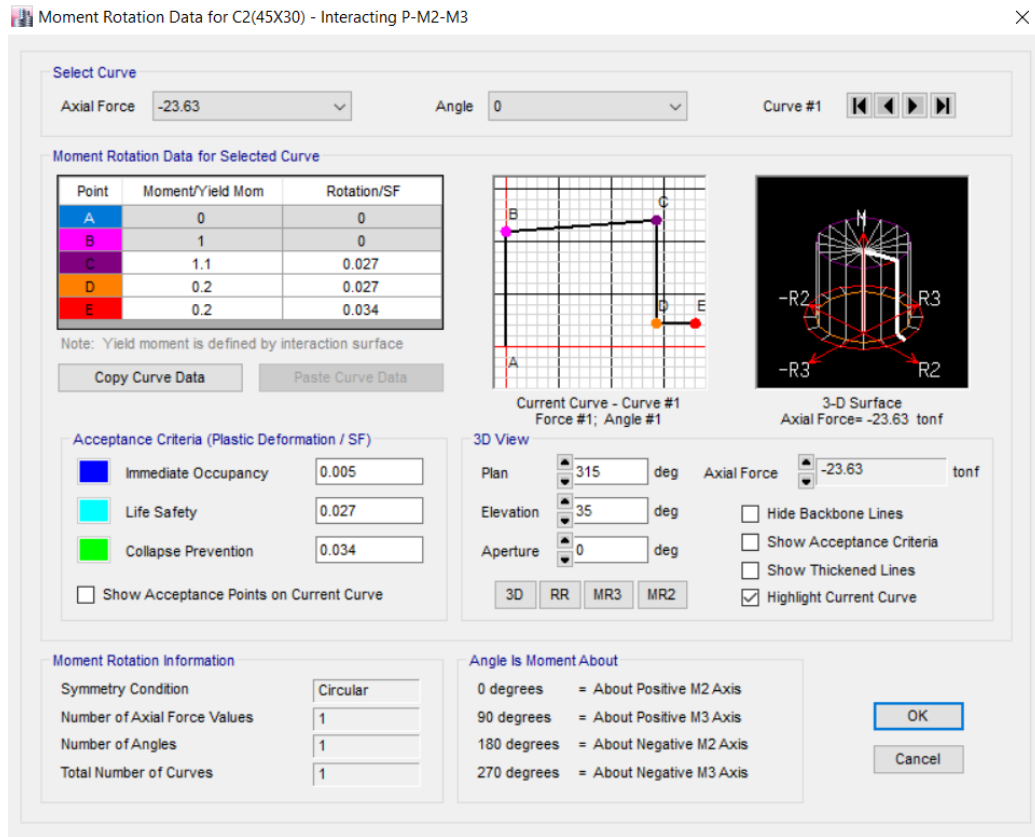


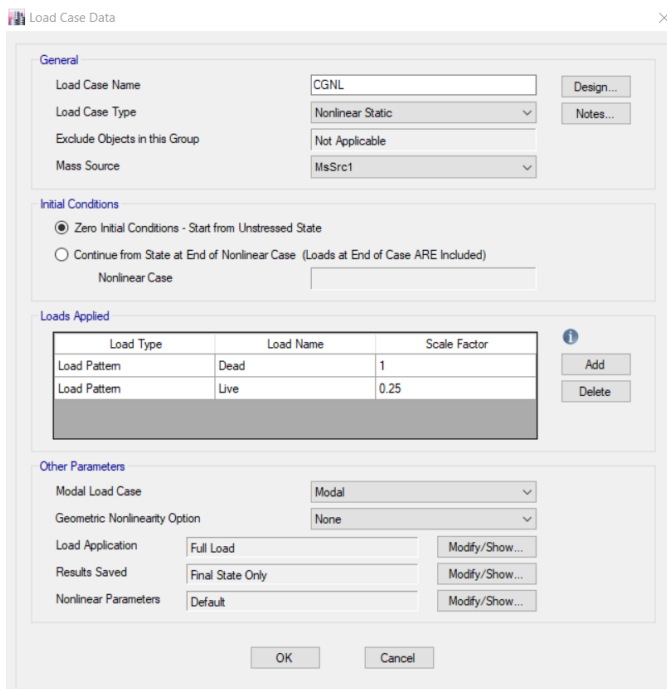
Figura 76 : Diagrama momento rotación de la columnas C-02

Fuente: ETABS 2016

4.7.5. Casos de carga

Se debe definir una condición inicial de carga gravitacional no lineal (CGNL) con el peso sísmico de acuerdo a como lo establece la norma E030 (100% de la Carga Muerta más 25% de la Carga Viva) que iniciará de un estado no esforzado.

El análisis Pushover comenzará a partir de esta condición inicial como se muestra en la Figura 77.



Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

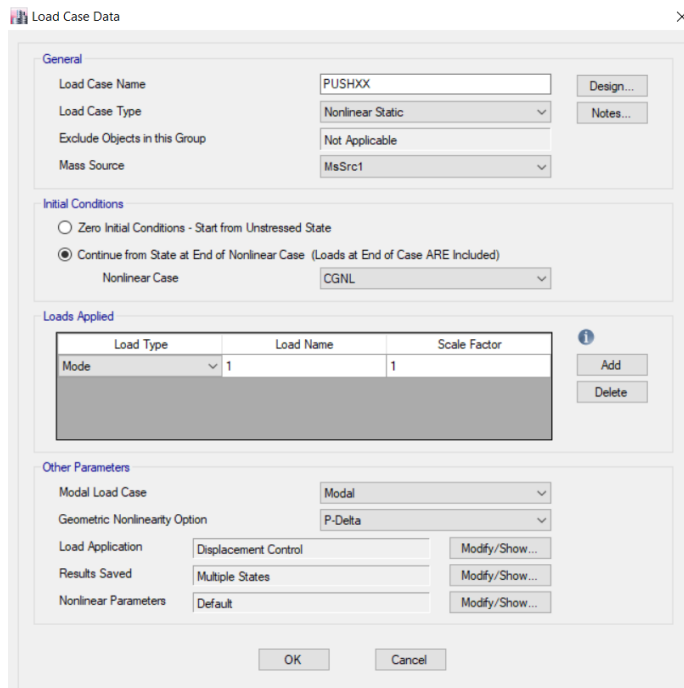
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 77 : Condición inicial de carga gravitacional no lineal (CGNL)
Fuente: ETABS 2016

La Figura 78 muestra la definición del caso de carga pushover para la dirección X en función del modo 1.



Load Case Data

General

Load Case Name: PUSHXX [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 78 : Caso de carga para el análisis pushover X-X
Fuente: ETABS 2016

Para poder registrar el desplazamiento y cortante basal se especifica un punto de control, como se muestra en la Figura 79. Dicho punto corresponde al centro de masa del nivel 5 para la dirección X.

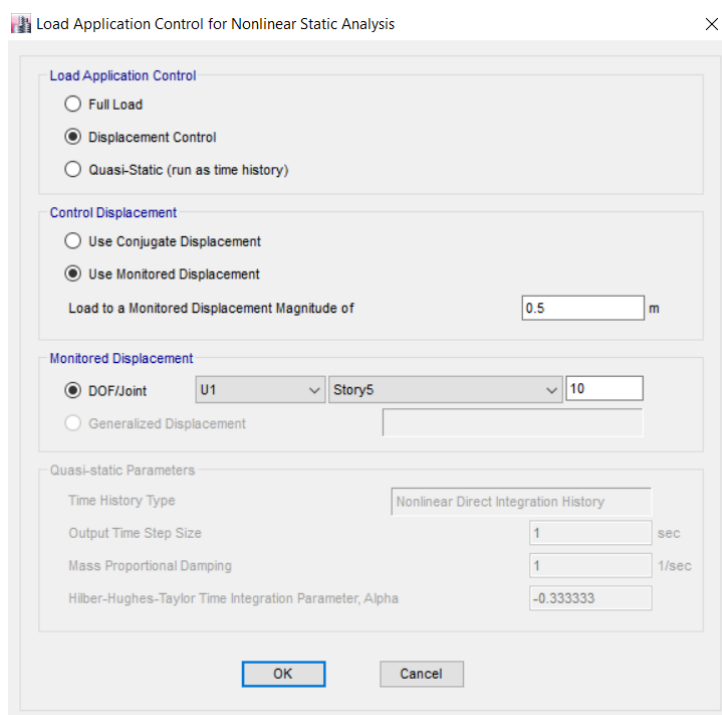


Figura 79 : Punto de control para la dirección X

Fuente: ETABS 2016

4.7.6. Resultados del análisis pushover

4.7.6.1. Formación de rotulas plásticas

El programa ETABS permite visualizar el mecanismo de formación de rotulas plásticas y así poder evaluar la respuesta de cada elemento y de la estructura global.

La primera rótula se forma para un desplazamiento de 0.0153 m. Se forman rótulas en las vigas y columnas de los pórticos ubicados en los ejes 1, 2, 3 y 4. Por otro lado, todas estas se encuentran en un nivel de desempeño operacional del diagrama $M-\phi$ asignado.

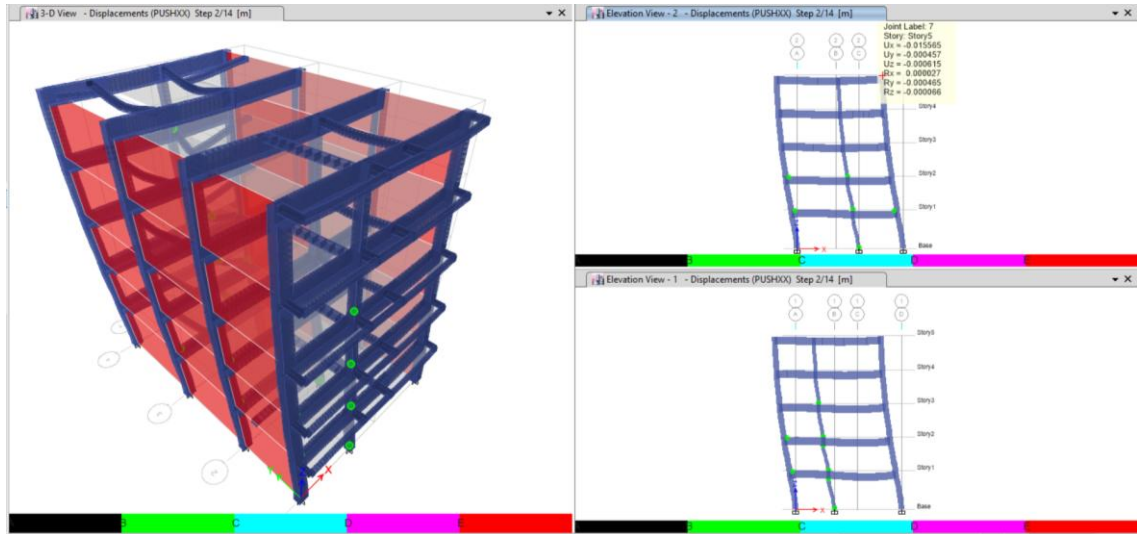


Figura 80 : Formación de las primeras rótulas plásticas

Fuente: ETABS 2016

En la Figura 81 se muestra el desplazamiento último; antes del colapso es de 0.11m. La mayoría de rótulas se forman en vigas y columnas en donde superan su límite de resistencia, lo que define el agotamiento de la estructura originando el colapso de la edificación.

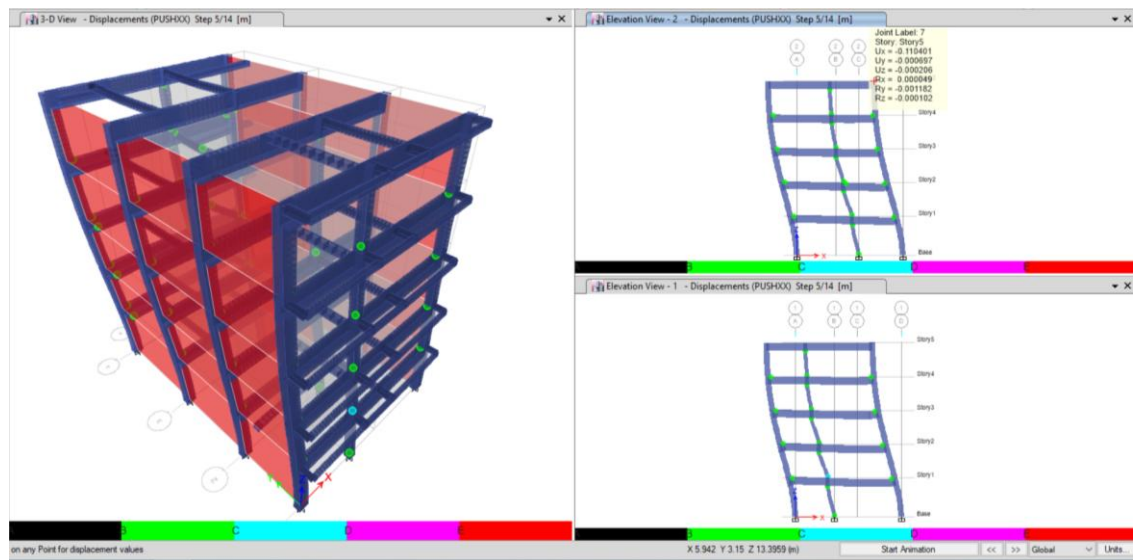


Figura 81 : Formación de rótulas plásticas que originan el colapso

Fuente: ETABS 2016

4.7.6.2. Curva de capacidad y puntos de interés

Con todos los parámetros ya explicados y definidos en el modelo estructural, dentro del programa ETABS, se obtiene la curva de capacidad de la estructura en la dirección X-X la cual se muestra en la Figura 82.

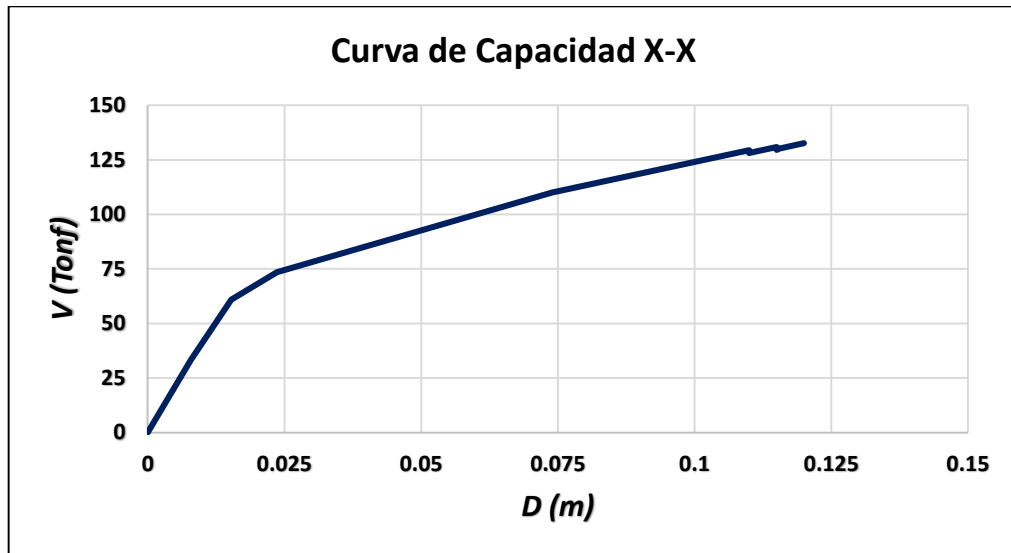


Figura 82 : Curva de capacidad para la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44
Puntos de interés en la dirección X-X

Dirección	Puntos de interés	V (Tonf)	D (m)
X-X	Fluencia	60.932	0.0153
	Colapso	129.424	0.1100

Fuente: Elaboración propia

Con los puntos de la Tabla 44 se puede calcular la ductilidad por desplazamiento, además del factor de sobrerresistencia de la edificación.

$$\mu_{xx} = \frac{D_u}{D_f} = \frac{0.1100 \text{ m}}{0.0153 \text{ m}} \quad \mu_{xx} = 7.19$$

$$SR_{xx} = \frac{V_u}{V_f} = \frac{129.424 \text{ Tonf}}{60.932 \text{ Tonf}} \quad SR_{xx} = 2.12$$

4.7.6.3. Espectro de capacidad

La Tabla 45 contiene los datos de la aceleración espectral y el desplazamiento espectral los cuales corresponden al espectro de capacidad que se muestra en la Figura 83.

Tabla 45

Puntos del espectro de capacidad para la dirección X-X

Sd (m)	Sa (m/s ²)	T (Seg)
0.00000	0.00000	0.000
0.006256	0.082079	0.554
0.012123	0.149806	0.571
0.01915	0.17961	0.655
0.060519	0.277032	0.938
0.088546	0.331136	1.038
0.088604	0.327768	1.043
0.088742	0.328215	1.043
0.092486	0.335459	1.054
0.092503	0.331971	1.059
0.092912	0.333615	1.059
0.096394	0.340404	1.068
0.096456	0.336986	1.073
0.096905	0.338421	1.074

Fuente: ETABS 2016

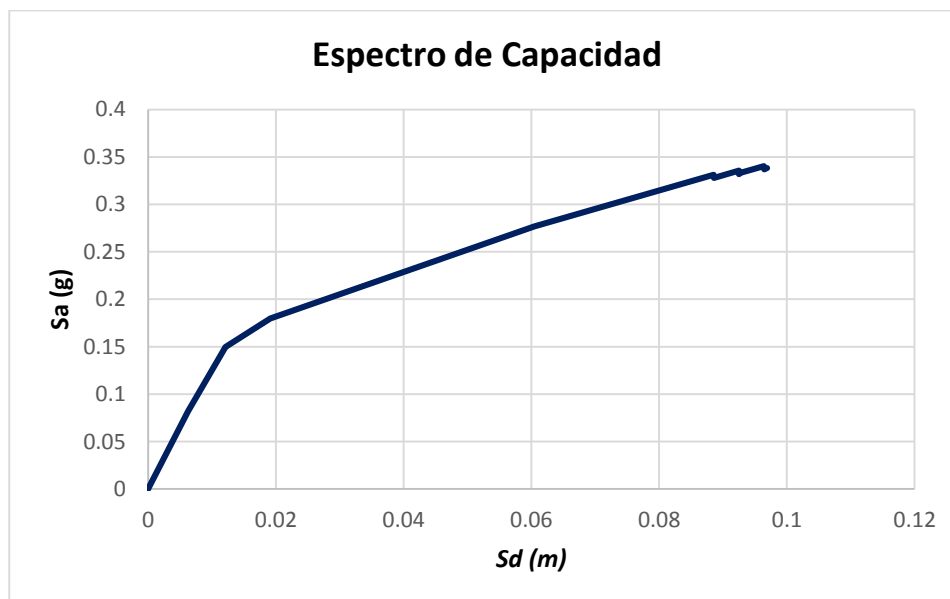


Figura 83 : Espectro de capacidad para la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

4.8. Objetivos de desempeño sísmico

4.8.1. Demanda sísmica

Para evaluar los objetivos de desempeño sísmico seleccionados se debe tener en cuenta los cuatro niveles de sismo dados por el Comité Visión 2000. Estos se determinan a partir del espectro de diseño (elástico) definido con los parámetros de la NTE E.030. El factor de conversión entre dos niveles de sismo diferentes se puede determinar en función de sus periodos de retorno mediante las ecuaciones que se indican en el Ítem 2.2.1.2.1.1

- **Sismo de diseño (Raro)**

Probabilidad de excedencia: $P_{diseño} = 0.10$

Vida útil: $t_{diseño} = 50 \text{ años}$

Aceleración del sismo de diseño: $a_{diseño} = 0.45g = 4.41 \frac{m}{s^2}$

$$T_{diseño} = -\frac{t}{\ln(1-p)} = -\frac{50}{\ln(1-0.10)} = 474.56 \quad \text{Período de retorno}$$

- **Sismo frecuente**

$P_{frecuente} = 0.50$ $t_{frecuente} = 30 \text{ años}$ $k = 0.40$

$$T_{frecuente} = -\frac{t}{\ln(1-p)} = -\frac{30}{\ln(1-0.50)} = 43.28 \quad \text{Período de retorno}$$

$$a_{frecuente} = \left(\frac{T_{frecuente}}{T_{diseño}}\right)^k \cdot a_{diseño} = \left(\frac{43.28}{474.56}\right)^{0.40} * 4.41 = 1.69 \frac{m}{s^2}$$

$$F.C.frecuente = \frac{a_{frecuente}}{a_{diseño}} = \frac{1.69}{4.41} = 0.38$$

- **Sismo de servicio (Ocasional)**

$P_{servicio} = 0.50$ $t_{servicio} = 50 \text{ años}$ $k = 0.40$

$$T_{servicio} = -\frac{t}{\ln(1-p)} = -\frac{50}{\ln(1-0.50)} = 72.13 \quad \text{Período de retorno}$$

$$a_{frecuente} = \left(\frac{T_{servicio}}{T_{diseño}} \right)^k \cdot a_{diseño} = \left(\frac{72.13}{474.56} \right)^{0.40} * 4.41 = 2.08 \frac{m}{s^2}$$

$$F.C._{servicio} = \frac{a_{servicio}}{a_{diseño}} = \frac{2.08}{4.41} = 0.47 = 0.50$$

- **Sismo máximo (Muy raro)**

$$P_{máximo} = 0.10 \quad t_{máximo} = 100 \text{ años} \quad k = 0.40$$

$$T_{máximo} = -\frac{t}{\ln(1-p)} = -\frac{100}{\ln(1-0.10)} = 949.12 \quad \text{Período de retorno}$$

$$a_{máximo} = \left(\frac{T_{máximo}}{T_{diseño}} \right)^k \cdot a_{diseño} = \left(\frac{949.12}{474.56} \right)^{0.40} * 4.41 = 5.82 \frac{m}{s^2}$$

$$F.C._{máximo} = \frac{a_{máximo}}{a_{diseño}} = \frac{5.82}{4.41} = 1.32$$

Tabla 46

Factores de conversión para cada nivel de sismo

Nivel de sismo	Periodo medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia	F.C.
Frecuente	43 años	50% en 30 años	0.38
Servicio (Ocasional)	72 años	50% en 50 años	0.50
Diseño (Raro)	475 años	10% en 50 años	1.00
Máximo (Muy Raro)	970 años	10% en 100 años	1.32

Fuente: Elaboración propia

Conocidos los factores de conversión y la aceleración para el sismo de diseño a_1 , la aceleración para cada tipo de sismo se obtiene como:

$$a_2 = a_1 \cdot FC$$

El espectro elástico de pseudoaceleraciones se obtiene según la ecuación 03, utilizando un factor de reducción $R=1$, cuyos valores se muestran en la Tabla 47.

Tabla 47

Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo

S. Frecuente		S. Servicio		S. Diseño		S. Máximo	
T (seg)	Sa (m/s ²)	T (seg)	Sa (m/s ²)	T (seg)	Sa (m/s ²)	T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.428	0.00	0.563	0.00	1.125	0.00	1.485
0.10	0.428	0.10	0.563	0.10	1.125	0.10	1.485
0.20	0.428	0.20	0.563	0.20	1.125	0.20	1.485
0.30	0.428	0.30	0.563	0.30	1.125	0.30	1.485
0.40	0.428	0.40	0.563	0.40	1.125	0.40	1.485
0.50	0.342	0.50	0.450	0.50	0.900	0.50	1.188
0.60	0.285	0.60	0.375	0.60	0.750	0.60	0.990
0.70	0.244	0.70	0.321	0.70	0.643	0.70	0.849
0.80	0.214	0.80	0.281	0.80	0.563	0.80	0.743
0.90	0.190	0.90	0.250	0.90	0.500	0.90	0.660
1.00	0.171	1.00	0.225	1.00	0.450	1.00	0.594
1.20	0.143	1.20	0.188	1.20	0.375	1.20	0.495
1.40	0.122	1.40	0.161	1.40	0.321	1.40	0.424
1.60	0.107	1.60	0.141	1.60	0.281	1.60	0.371
1.80	0.095	1.80	0.125	1.80	0.250	1.80	0.330
2.00	0.086	2.00	0.113	2.00	0.225	2.00	0.297
2.20	0.078	2.20	0.102	2.20	0.205	2.20	0.270
2.40	0.071	2.40	0.094	2.40	0.188	2.40	0.248
2.60	0.063	2.60	0.083	2.60	0.166	2.60	0.220
2.80	0.055	2.80	0.072	2.80	0.143	2.80	0.189
3.00	0.048	3.00	0.063	3.00	0.125	3.00	0.165
3.50	0.035	3.50	0.046	3.50	0.092	3.50	0.121
4.00	0.027	4.00	0.035	4.00	0.070	4.00	0.093
4.50	0.021	4.50	0.028	4.50	0.056	4.50	0.073
5.00	0.017	5.00	0.023	5.00	0.045	5.00	0.059
6.00	0.012	6.00	0.016	6.00	0.031	6.00	0.041
7.00	0.009	7.00	0.011	7.00	0.023	7.00	0.030
8.00	0.007	8.00	0.009	8.00	0.018	8.00	0.023
9.00	0.005	9.00	0.007	9.00	0.014	9.00	0.018
10.00	0.004	10.00	0.006	10.00	0.011	10.00	0.015

Fuente: Elaboración propia

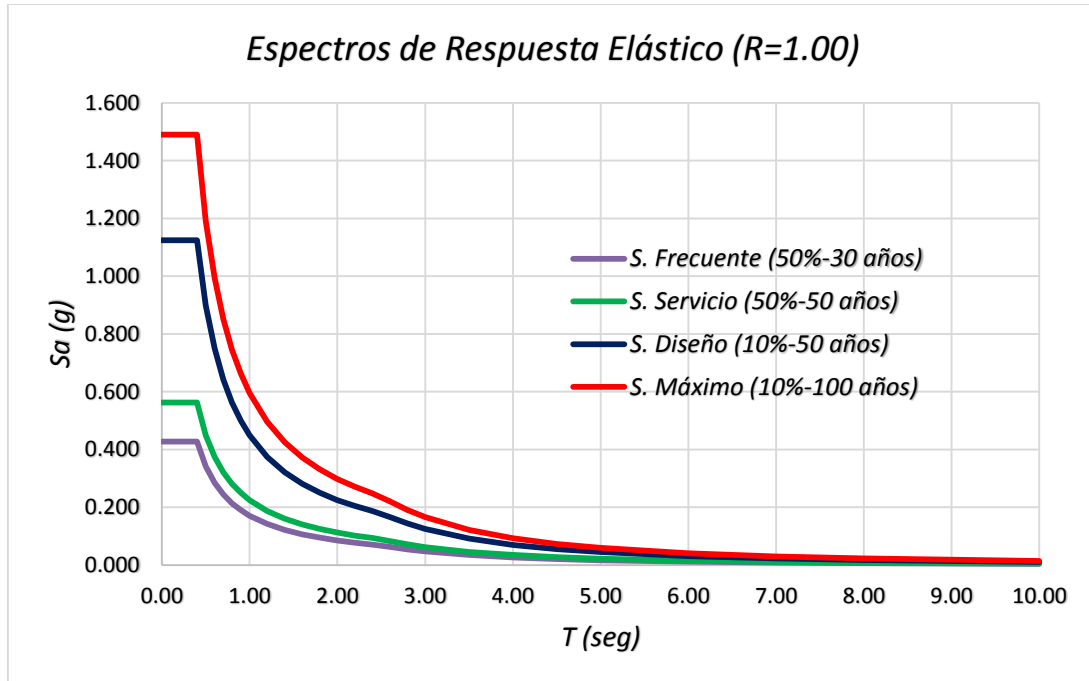


Figura 84 : Espectros de respuesta elásticos (R=1.00) para cada nivel de sismo

Fuente: Elaboración propia

Luego de obtener los espectros elásticos de pseudoaceleraciones se pueden convertir al formato espectral ADRS, el desplazamiento espectral se determina a partir de la ecuación 07.

Tabla 48

Desplazamientos espectrales pasa cada nivel de sismo

T (seg)	S.	S.	S. Diseño	S. Máximo
	Frecuente	Servicio		
	<i>Sd (m)</i>	<i>Sd (m)</i>	<i>Sd (m)</i>	<i>Sd (m)</i>
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0001	0.0001	0.0003	0.0004
0.20	0.0004	0.0006	0.0011	0.0015
0.30	0.0010	0.0013	0.0026	0.0034
0.40	0.0017	0.0023	0.0046	0.0060
0.50	0.0022	0.0028	0.0057	0.0075
0.60	0.0026	0.0034	0.0068	0.0090
0.70	0.0030	0.0040	0.0080	0.0105
0.80	0.0035	0.0046	0.0091	0.0120
0.90	0.0039	0.0051	0.0103	0.0135
1.00	0.0043	0.0057	0.0114	0.0150
1.20	0.0052	0.0068	0.0137	0.0181
1.40	0.0061	0.0080	0.0160	0.0211
1.60	0.0069	0.0091	0.0182	0.0241
1.80	0.0078	0.0103	0.0205	0.0271
2.00	0.0087	0.0114	0.0228	0.0301
2.20	0.0095	0.0125	0.0251	0.0331
2.40	0.0104	0.0137	0.0274	0.0361
2.60	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
2.80	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
3.00	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
3.50	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
4.00	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
4.50	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
5.00	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
6.00	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
7.00	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
8.00	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
9.00	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376
10.00	0.0108	0.0142	0.0285	0.0376

Fuente: Elaboración propia

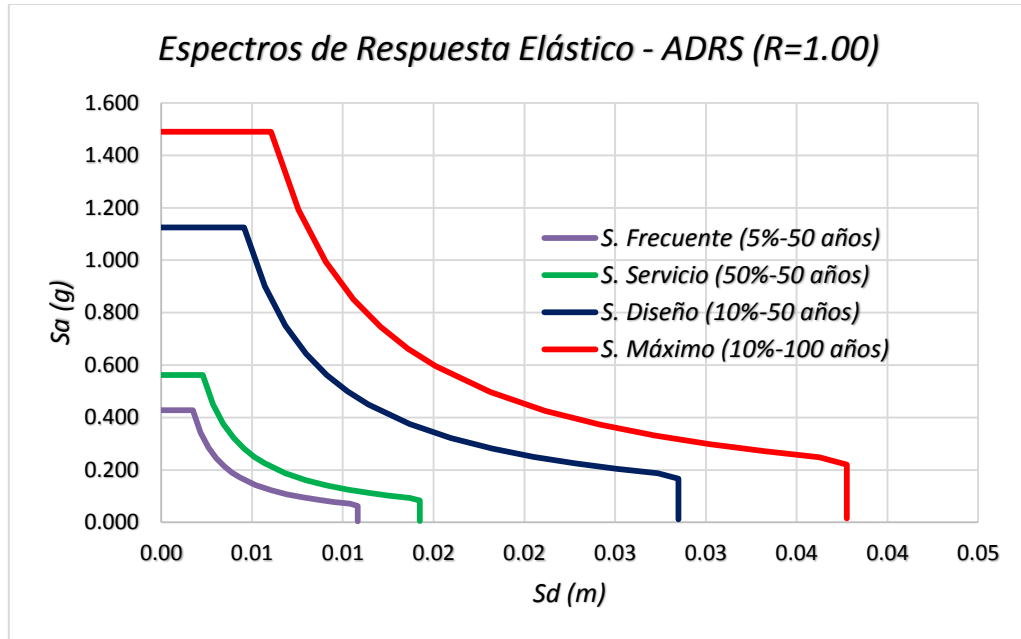


Figura 85 : Espectros de respuesta elásticos - ADRS ($R=1.00$) para cada nivel de sismo

Fuente: Elaboración propia

4.8.2. Puntos de desempeño

Se muestran los puntos de desempeño para cada nivel de sismo en las figuras 86, 87 y 88 y 89. De acuerdo a lo señalado en el ítem 2.2.1.3.7.

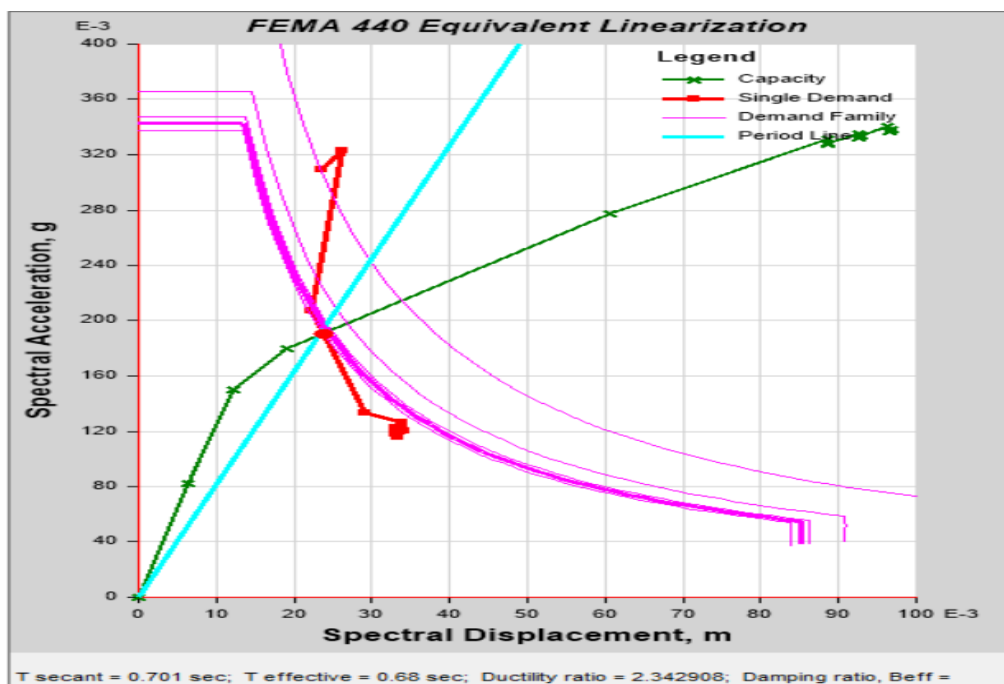


Figura 86 : Punto de desempeño para sismo frecuente

Fuente: ETABS 2016

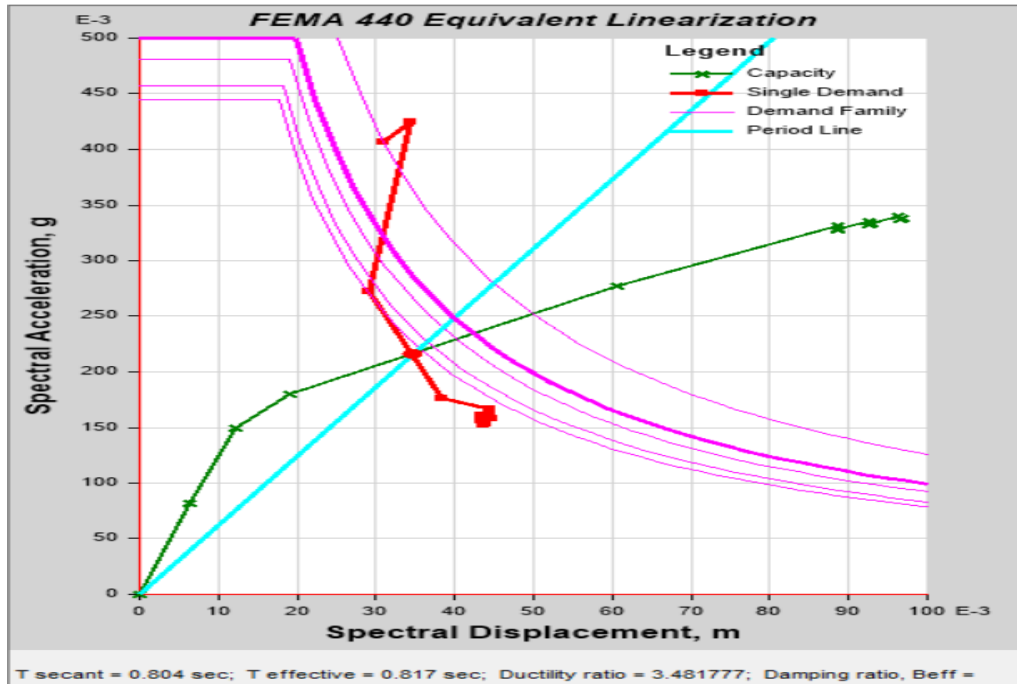


Figura 87 : Punto de desempeño para sismo de servicio

Fuente: ETABS 2016

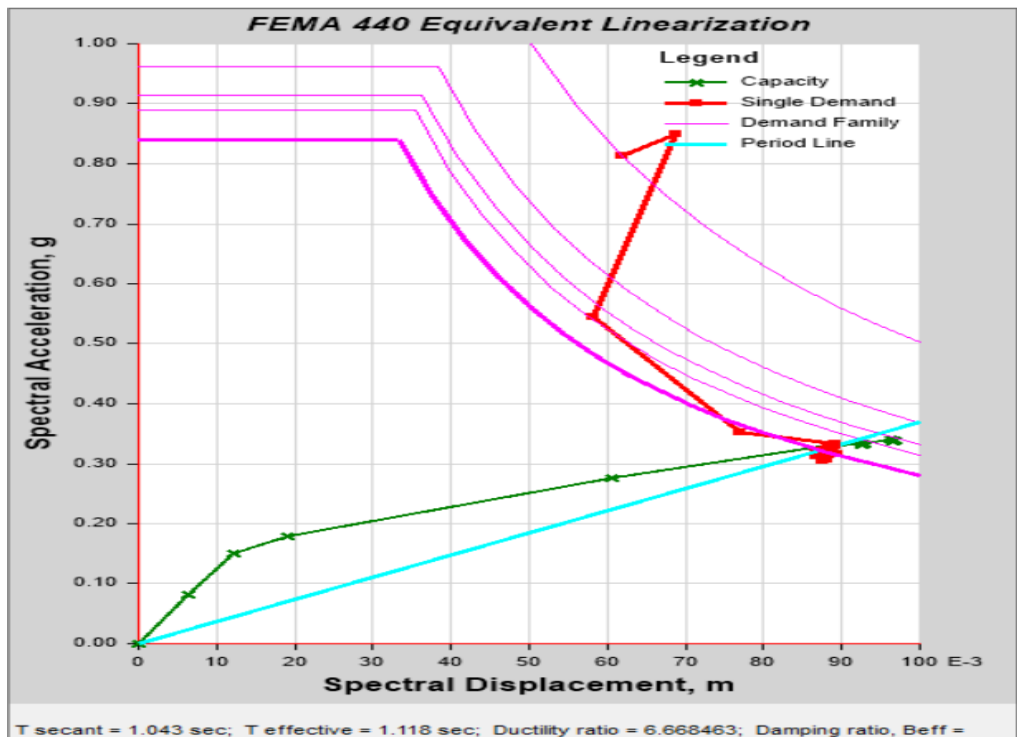


Figura 88 : Punto de desempeño para sismo de diseño

Fuente: ETABS 2016

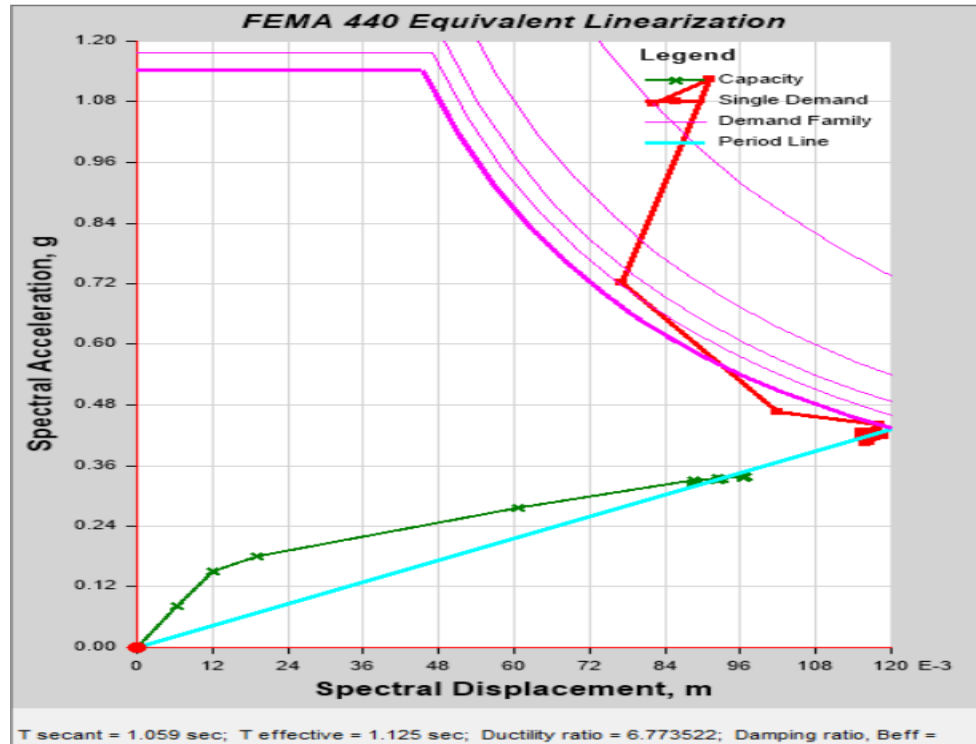


Figura 89 : Punto de desempeño para sismo máximo

Fuente: ETABS 2016

4.9. Evaluación del desempeño sísmico

En la Figura 90 se muestra la respuesta del edificio ante los diferentes niveles de sismo.

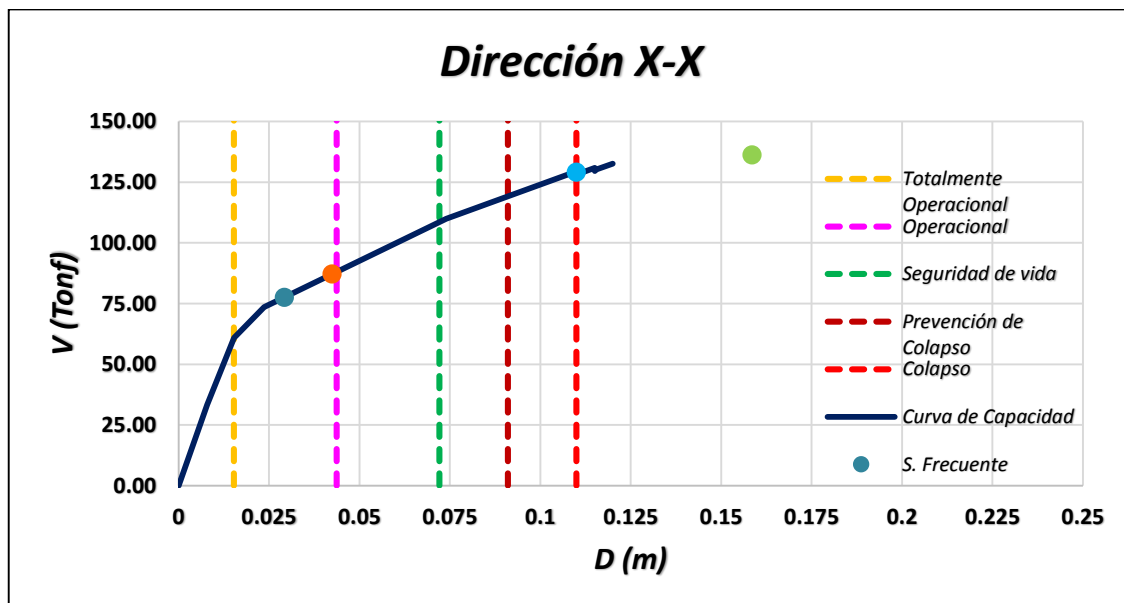


Figura 90 : Desempeño sísmico en X-X

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 49 muestra la evaluación del desempeño sísmico del edificio para los diferentes niveles de sismo.

Tabla 49
Evaluación del desempeño sísmico

Dirección	Sismo	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X-X	Frecuente						NO
	Servicio						SI
	Diseño						NO
	Máximo						NO

Fuente: Elaboración propia

La edificación no presenta un buen comportamiento sísmico para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo, estos dos últimos están en el rango de colapso. Para un sismo de servicio estará en el rango operacional; pero tendrá un comportamiento no adecuado para sismo frecuente incurriendo levemente en el rango no lineal.

4.10. Reforzamiento estructural de edificio

4.10.1. Características del reforzamiento

La propuesta de reforzamiento de la edificación contempla la incorporación de placas de concreto armado de 25 cm de espesor con longitudes de 1.95 m en el eje 1 y 2.15 m en el eje 4 para la dirección X; asimismo, para la dirección Y de 4.25 m dispuesta en el eje C, tal como se muestra en la Figura 91.

Por otro lado, con la incorporación de placas el sistema de pórticos de concreto armado en la dirección X cambia al sistema de muros estructurales debido a que estos elementos absorben el 86% de la fuerza cortante en la base (ver Tabla 50) de acuerdo a lo que establece la norma de Diseño Sismorresistente E.030.

Asimismo, para la dirección de análisis Y, la estructura reforzada presenta 3 sistemas estructurales resistentes a cargas laterales. Por lo tanto, la norma establece que cuando la edificación presente más de 1 sistema estructural se toma el menor

valor de R. Para este caso en particular se considera el sistema de albañilería confinada.

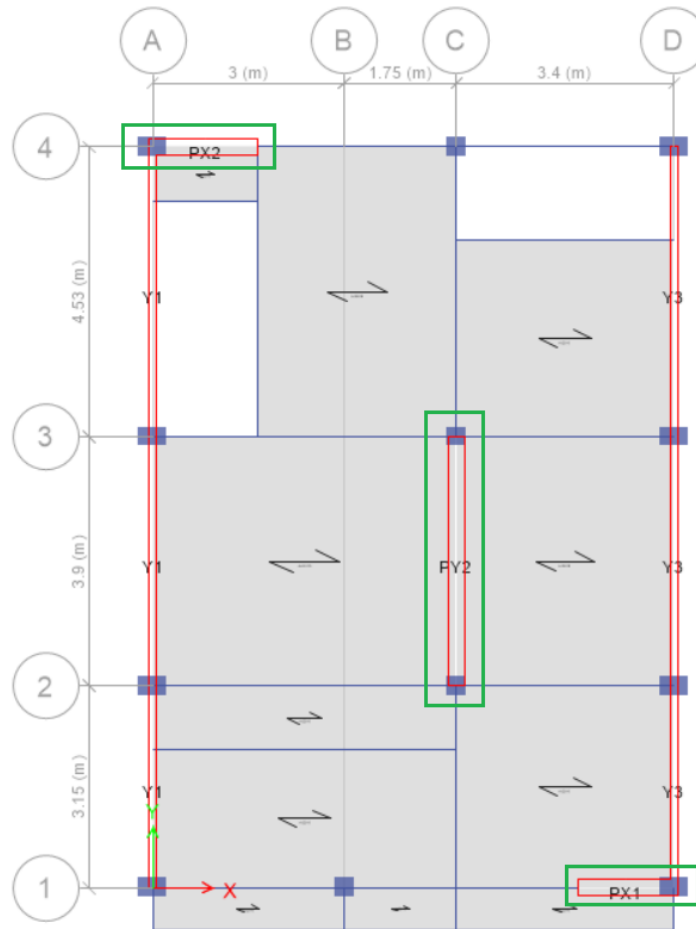


Figura 91 : Vista en planta de elementos de reforzamiento

Fuente: ETABS 2016

Tabla 50

Verificación del sistema estructural para la dirección X

Descripción	Vx (Cortante)		Sistema Estructural
V. Muros	63.01 Tonf	86%	Muros Estructurales
V. Pórticos	10.23 Tonf	14%	
V. Dinámica	73.24 Tonf	100%	

Fuente: Elaboración propia

4.10.2. Derivas de entrepiso

Después de verificar las distorsiones de entrepiso de la estructura reforzada las cuales se muestran en la Tabla 51 se obtiene que en la dirección X el porcentaje

máximo de reducción de deriva es 64%, en la dirección Y se tiene un 55% de reducción máxima de deriva. El promedio para ambas direcciones es de 24%.

Tabla 51

Derivas de entrepiso de la estructura reforzada

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$	<0.007	<0.005
Story5	0.00058	0.00037	0.0026	0.0008	Pasa	Pasa
Story4	0.00075	0.00042	0.0034	0.0009	Pasa	Pasa
Story3	0.00087	0.00045	0.0039	0.0010	Pasa	Pasa
Story2	0.00086	0.00042	0.0039	0.0010	Pasa	Pasa
Story1	0.00047	0.00028	0.0021	0.0006	Pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

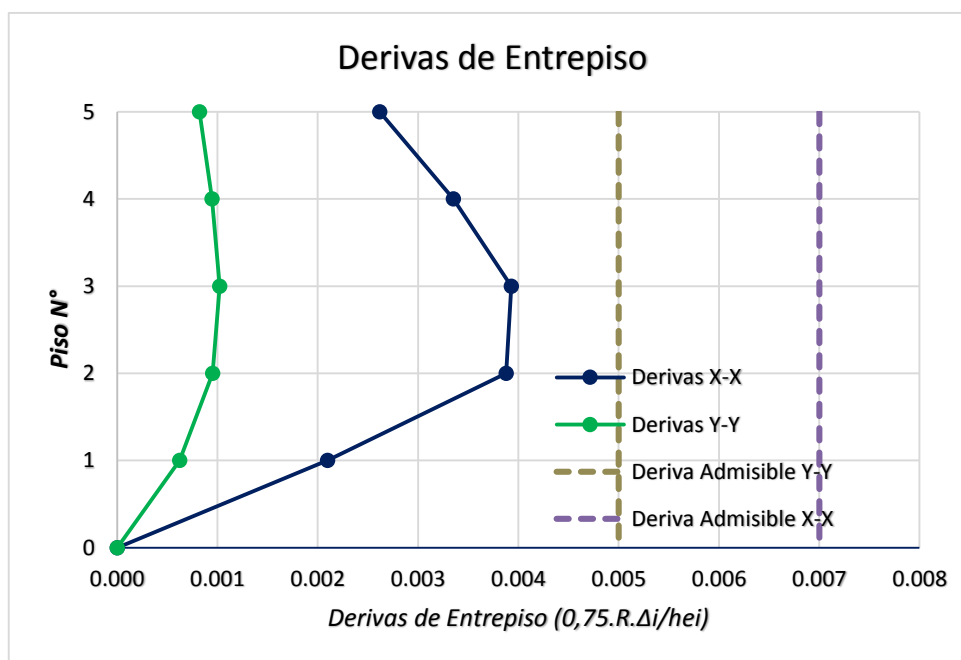


Figura 92 : Derivas de entrepiso de la estructura reforzada

Fuente: Elaboración propia

4.10.3. Diseño de placas de reforzamiento

4.10.3.1. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión se basa en la creación de una curva de capacidad estructural, denominada diagrama de interacción. Resulta del análisis de la sección a fuerza axial y momento flector con su distribución de acero de refuerzo

longitudinal además de la geometría del elemento. Esta curva se obtiene variando el eje neutro para lograr combinaciones de momento flector y fuerza axial.

Además, se debe realizar un diagrama de interacción considerando los factores de reducción de resistencia que establece la Norma E.060.

4.10.3.2. Diseño por corte

En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espera fluencia por flexión del refuerzo vertical, como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada asociada a la máxima fuerza axial del muro mediante $V_u = V_{ua} * (M_n / M_{ua})$.

- **Diseño de la placa PX1**

Para la placa PX1, usamos $\emptyset 3/8 @ 0.20m$, correspondiente a una cuantía de 0.0028 para el refuerzo vertical y horizontal, además de núcleos confinados de $6\emptyset 5/8''$ en el extremo izquierdo y para el extremo derecho se integra la columna existente para formar un solo elemento estructural.

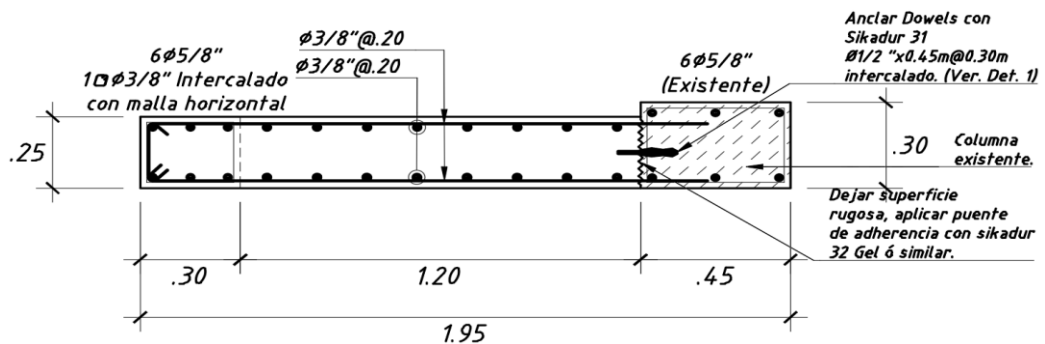


Figura 93 : Diseño final placa PX1

Fuente: Elaboración propia

Para el primer piso hallamos las solicitaciones (P_u , M_u) producto de las combinaciones de carga que actúan en la placa de reforzamiento PX1, tal como se muestra en la Tabla 52.

Tabla 52

Combinaciones de carga placa de reforzamiento PX1 en primer piso

Descripción	Combinaciones	P (Tonf)	M2 (Tonf-m)	M3 (Tonf-m)	V2 (Tonf)	V3 (Tonf)
Gravedad	1.4CM+1.7CV	70.10	-0.31	1.63	1.50	-0.28
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+CS	92.52	-0.11	85.58	34.30	-0.14
	1.25(CM+CV)-CS	29.18	-0.41	-82.73	-31.72	-0.34
	0.9CM+CS	69.65	0.02	85.08	33.77	-0.03
	0.9CM-CS	6.31	-0.29	-83.22	-32.25	-0.23
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	94.93	0.95	18.32	8.75	0.34
	1.25(CM+CV)-CS	26.77	-1.47	-15.47	-6.17	-0.82
	0.9CM+CS	72.06	1.08	17.82	8.22	0.45
	0.9CM-CS	3.90	-1.35	-15.96	-6.70	-0.71

Fuente: Elaboración propia

De las dimensiones de la placa y del acero colocado se obtiene su diagrama de interacción donde se han colocado los pares de momento y fuerza axial (M_u , P_u) de todas las combinaciones. Esto se muestra en las Figuras 94 y 95.

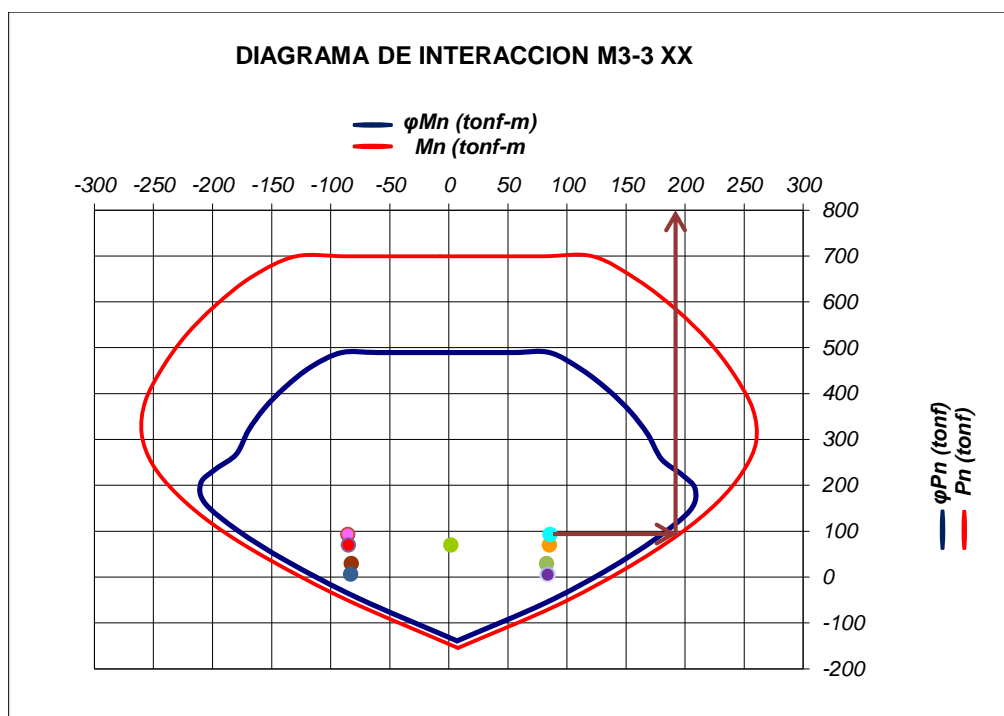


Figura 94 : Diagrama de Interacción PX1 (P-M3) – con solicitaciones de sismo en X

Fuente: Elaboración propia

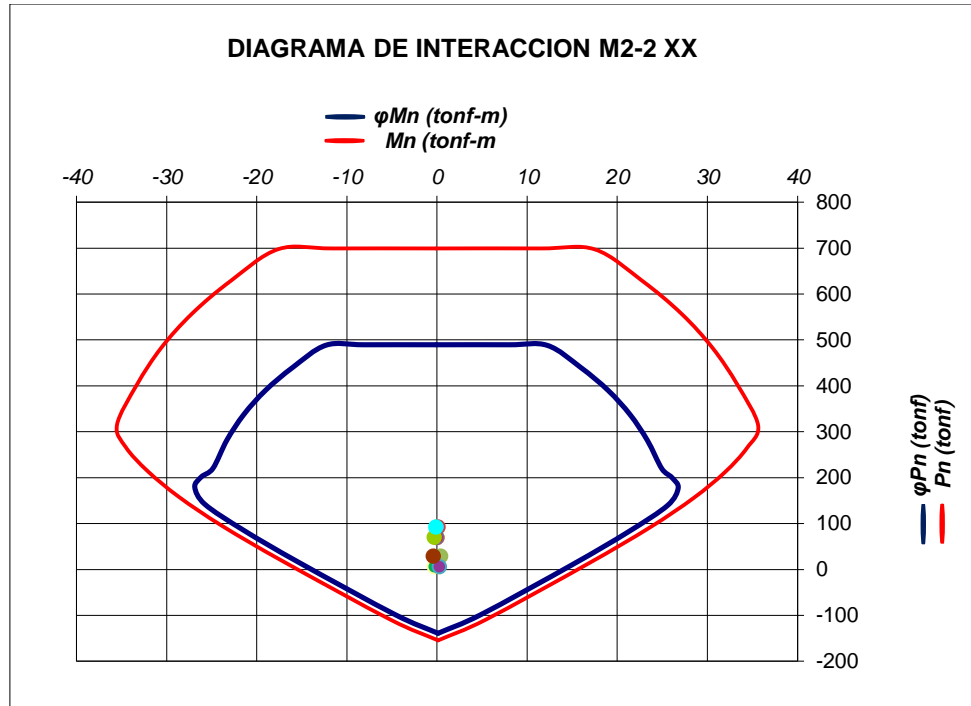


Figura 95 : Diagrama de Interacción PX1 (P-M2) - con solicitaciones de sismo en X

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante (Diseño por capacidad)

$$L = 1.95m \quad b = 0.25m$$

$$Vua = 34.30 \text{ Tonf}$$

$$Mua = 85.58 \text{ Tonf} - m$$

$$Mn = 188.00 \text{ Tonf} - m$$

$$Vu = Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 34.30 * \left(\frac{188.00}{85.58} \right) = 75.35 \text{ Tonf}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{75.35}{0.85} = 88.65 \text{ Tonf}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{0.53 * \sqrt{175} * 25 * 195}{1000} = 34.18 \text{ Tonf}$$

$$Vs = Vn - Vc = 88.65 - 34.18 = 54.47 \text{ Tonf}$$

$$S = \frac{Avs * fy * d}{Vs} = \frac{1.42 * 4200 * 195}{54.47 * 1000} = 21.35 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usamos refuerzo horizontal: Ø3/8"@0.20m en 2 capas

- **Diseño de la placa PX2**

Para este diseño, usamos $\varnothing 3/8@0.25m$ para el refuerzo horizontal correspondiente a una cuantía de 0.0023 y para el refuerzo vertical usamos $\varnothing 3/8@0.225m$ correspondiente a una cuantía de 0.0025; además de núcleos confinados de $6\varnothing 5/8$ en el extremo derecho y para el extremo izquierdo se une la columna de concreto armado existente al muro estructural para formar un solo elemento.

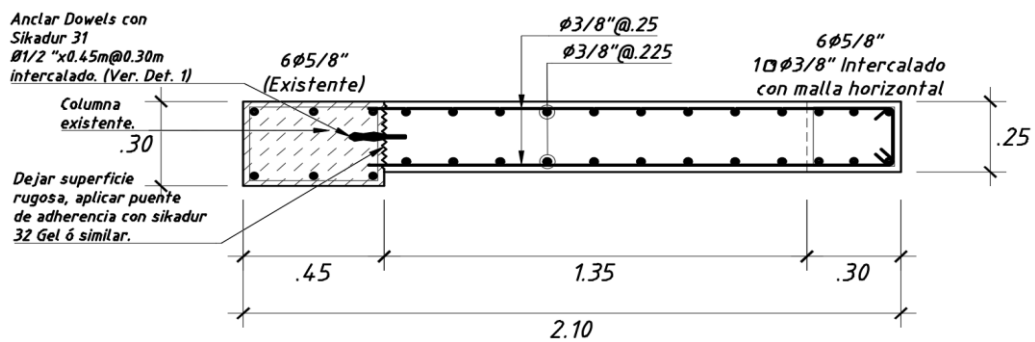


Figura 96 : Diseño final placa PX2

Fuente: Elaboración propia

Para el primer piso hallamos las solicitaciones (P_u , M_u) producto de las combinaciones de cargas para la placa de reforzamiento PX2, tal como se muestra en la Tabla 53.

Tabla 53

Combinaciones de carga placa de reforzamiento PX2 en primer piso

Descripción	Combinaciones	P (Tonf)	M2 (Tonf-m)	M3 (Tonf-m)	V2 (Tonf)	V3 (Tonf)
Gravedad	1.4CM+1.7CV	65.42	0.91	-0.97	-1.11	0.93
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+CS	81.79	1.04	81.76	28.69	0.90
	1.25(CM+CV)-CS	32.39	0.52	-83.48	-30.59	0.68
	0.9CM+CS	61.36	0.68	82.02	29.09	0.54
	0.9CM-CS	11.96	0.16	-83.22	-30.19	0.32
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	87.42	2.11	19.14	7.77	1.39
	1.25(CM+CV)-CS	26.76	-0.56	-20.86	-9.67	0.19
	0.9CM+CS	66.99	1.75	19.40	8.17	1.03
	0.9CM-CS	6.33	-0.91	-20.60	-9.27	-0.17

Fuente: Elaboración propia

De las dimensiones de la placa y del acero colocado se obtiene su diagrama de interacción donde se han colocado los pares de momento y fuerza axial (M_u , P_u) de todas las combinaciones. Esto se muestra en las Figuras 97 y 98.

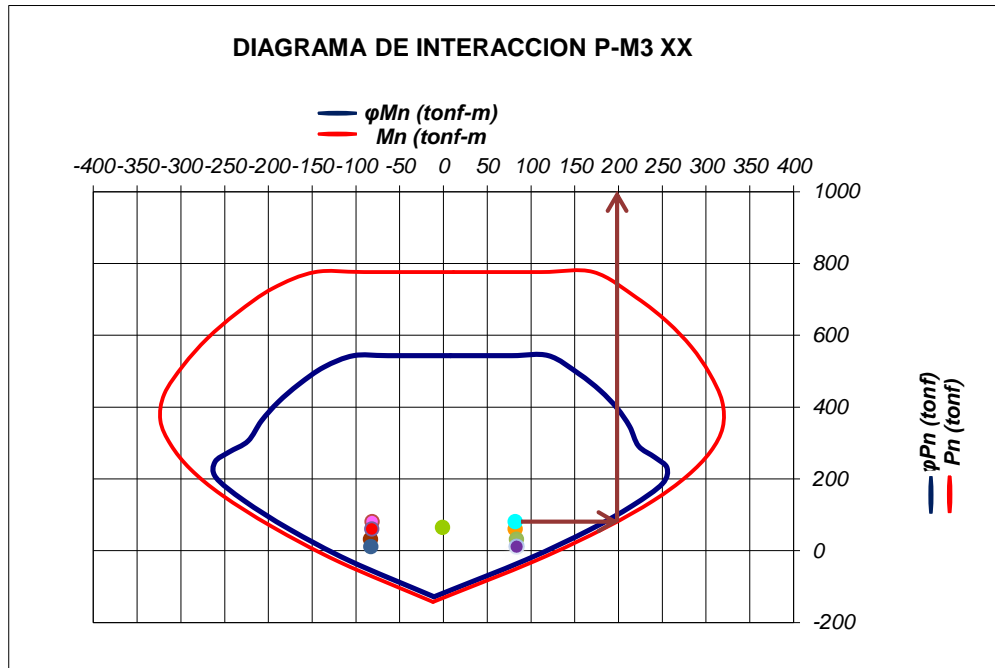


Figura 97 : Diagrama de Interacción PX2 (P-M3) - con solicitaciones de sismo en X

Fuente: Elaboración propia

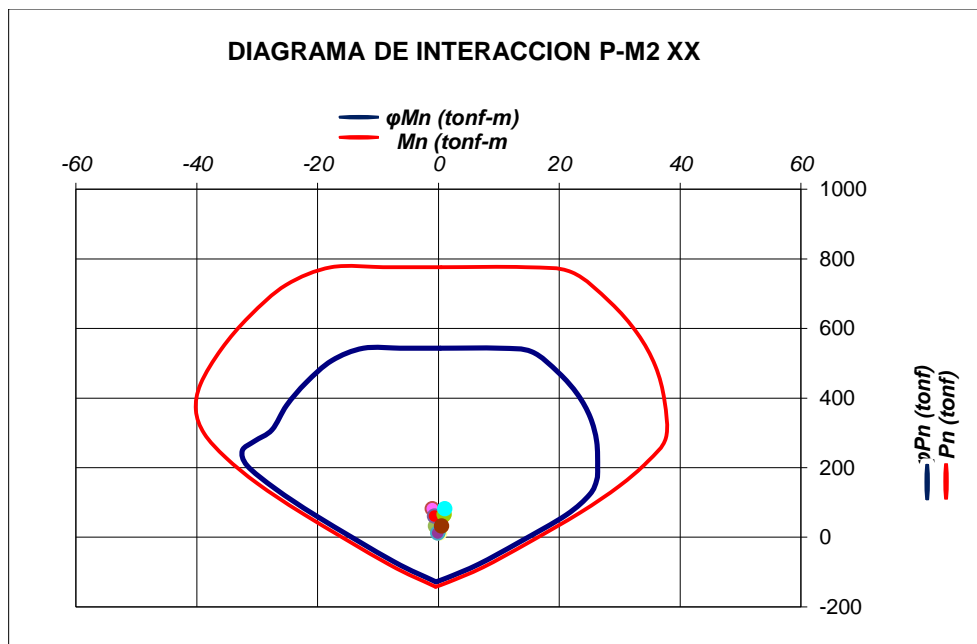


Figura 98 : Diagrama de Interacción PX2 (P-M2) - con solicitaciones de sismo en X

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante (Diseño por capacidad)

$$L = 2.10m \quad b = 0.25m$$

$$Vua = 28.69 \text{ Tonf}$$

$$Mua = 81.76 \text{ Tonf} - m$$

$$Mn = 195.00 \text{ Tonf} - m$$

$$Vu = Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 28.69 * \left(\frac{195.00}{81.76} \right) = 68.43 \text{ Tonf}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{68.53}{0.85} = 80.50 \text{ Tonf}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{0.53 * \sqrt{175} * 25 * 215}{1000} = 37.69 \text{ Tonf}$$

$$Vs = Vn - Vc = 80.50 - 37.69 = 42.81 \text{ Tonf}$$

$$S = \frac{Avs * fy * d}{Vs} = \frac{1.42 * 4200 * 215}{42.81 * 1000} = 29.95 \text{ cm}$$

Por lo tanto usamos refuerzo horizontal: $\emptyset 3/8" @ 0.25m$ en 2 capas

- **Diseño de la placa PY2**

Para la placa PY2, usamos $\emptyset 3/8" @ 0.20m$ para el refuerzo horizontal correspondiente a una cuantía de 0.0028, y para el refuerzo vertical usamos $\emptyset 3/8" @ 0.25m$ correspondiente a una cuantía de 0.0023; además se integra las columnas de los extremos. De las dimensiones de la placa y del acero colocado se obtiene su diagrama de interacción donde se han colocado los pares Mu, Pu de todas las combinaciones.

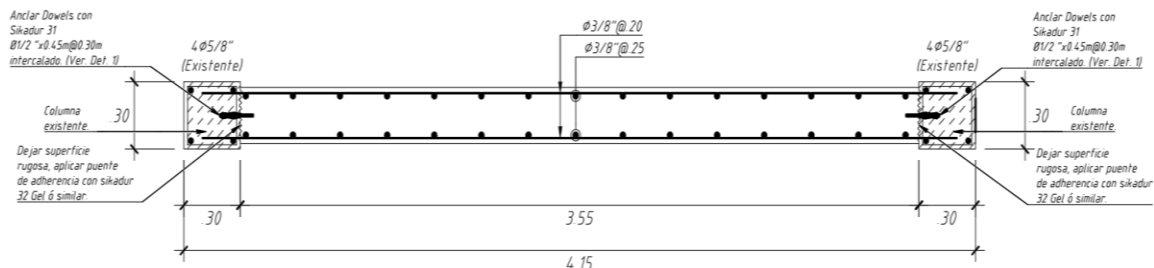


Figura 99 : Diseño final placa PY2

Fuente: Elaboración propia

Para el primer piso hallamos las solicitaciones (P_u , M_u) producto de las combinaciones de cargas para la placa de reforzamiento PY2, tal como se muestra en la Tabla 54.

Tabla 54

Combinaciones de carga placa de reforzamiento PY2 en primer piso

Descripción	Combinaciones	P (Tonf)	M2 (Tonf-m)	M3 (Tonf-m)	V2 (Tonf)	V3 (Tonf)
Gravedad	1.4CM+1.7CV	218.14	-0.26	-5.39	-1.98	-0.35
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+CS	198.99	6.60	11.29	1.36	5.83
	1.25(CM+CV)-CS	177.61	-7.05	-20.37	-4.74	-6.43
	0.9CM+CS	124.52	6.68	13.47	2.11	5.94
	0.9CM-CS	103.14	-6.96	-18.19	-4.00	-6.32
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	189.40	0.32	354.81	92.37	0.19
	1.25(CM+CV)-CS	187.20	-0.77	-363.89	-95.75	-0.79
	0.9CM+CS	114.93	0.40	356.99	93.12	0.30
	0.9CM-CS	112.73	-0.68	-361.71	-95.01	-0.68

Fuente: Elaboración propia

De las dimensiones de la placa y del acero colocado se obtiene su diagrama de interacción donde se han colocado los pares de momento y fuerza axial (M_u , P_u) de todas las combinaciones. Esto se muestra en las Figuras 100 y 101.

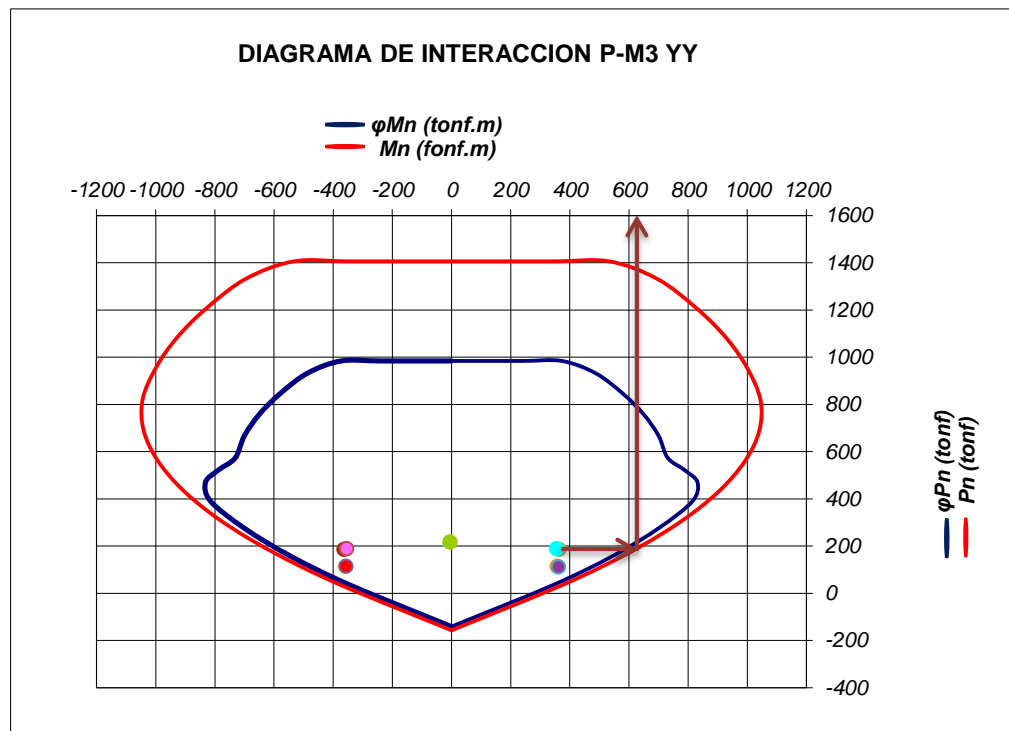


Figura 100 : Diagrama de Interacción PY2 (P-M3) - con solicitaciones de sismo en Y

Fuente: Elaboración propia

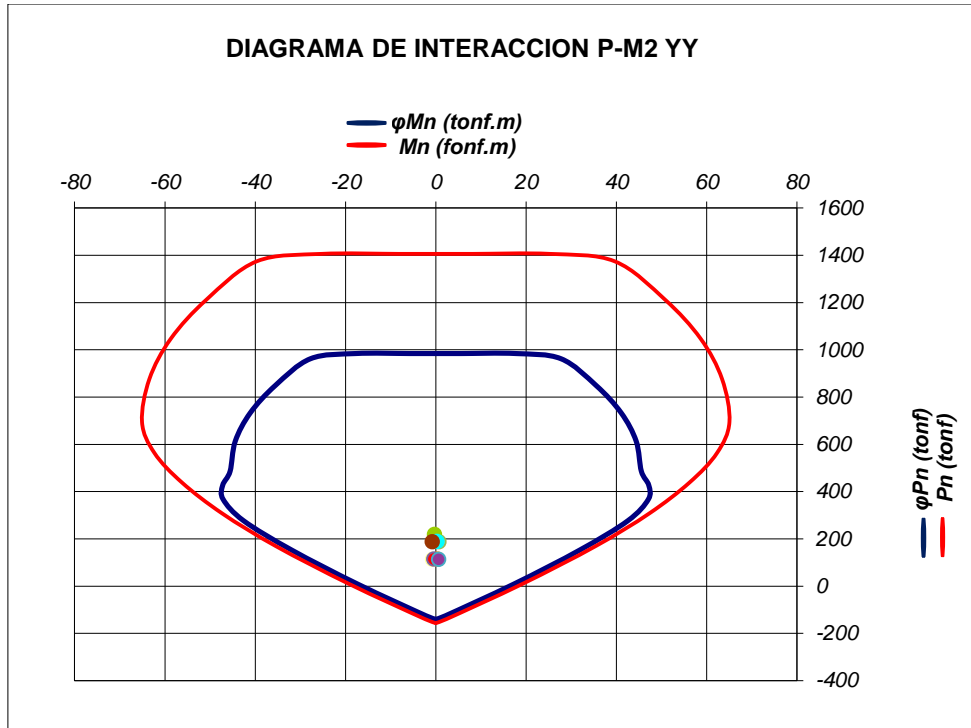


Figura 101 : Diagrama de Interacción PY2 (P-M2) - con solicitaciones de sismo en Y

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante (Diseño por capacidad)

$$L = 4.15m \quad b = 0.25m$$

$$V_{ua} = 92.37 \text{ Tonf}$$

$$M_{ua} = 354.81 \text{ Tonf} - m$$

$$M_n = 640.00 \text{ Tonf} - m$$

$$V_u = V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 92.37 * \left(\frac{640.00}{354.81} \right) = 166.62 \text{ Tonf}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{166.62}{0.85} = 196.02 \text{ Tonf}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{0.53 * \sqrt{175} * 25 * 415}{1000} = 72.74 \text{ Tonf}$$

$$V_s = V_n - V_c = 196.02 - 72.74 = 123.28 \text{ Tonf}$$

$$S = \frac{A_{vs} * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 415}{123.28 * 1000} = 20.08 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usamos refuerzo horizontal: Ø3/8"@0.20m en 2 capas

4.10.4. Dirección X-X

Utilizando el método de las fibras para modelar el comportamiento no lineal de los muros estructurales el cual contempla el programa ETABS, en la Figura 102 se muestran los puntos de desempeño de la estructura reforzada para los diferentes niveles de sismo, los cuales cambiaron sus objetivos básicos.

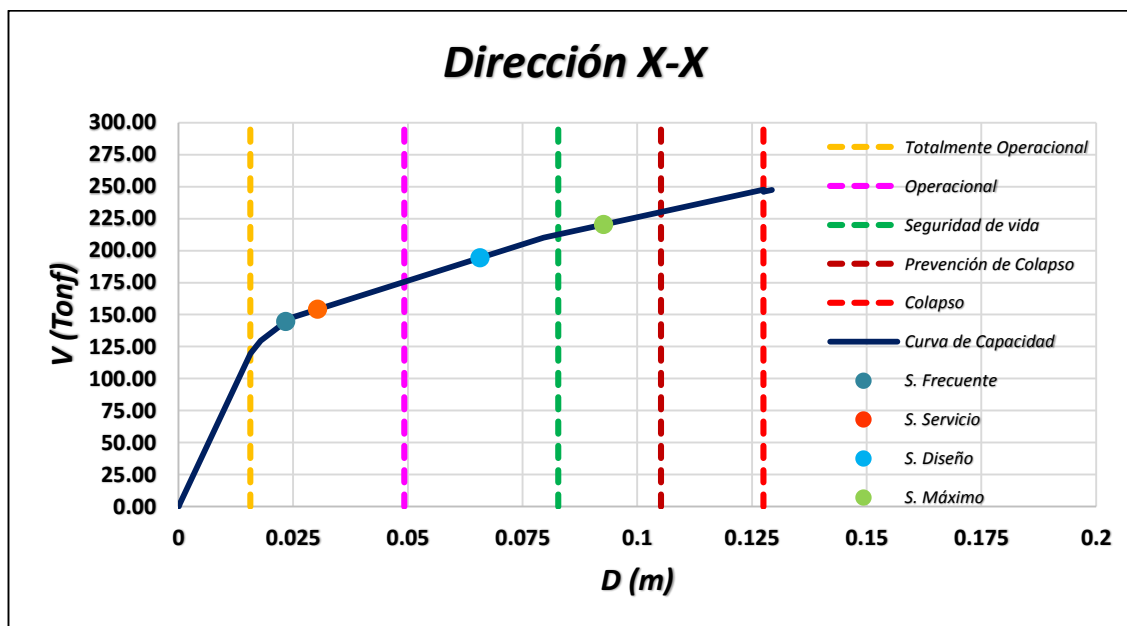


Figura 102 : Desempeño sísmico de la estructura reforzada

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, en la Tabla 55 se indican los objetivos de desempeño sísmico alcanzados para los diferentes niveles de sismo.

Tabla 55

Evaluación del desempeño sísmico de estructura reforzada

Dirección	Sismo	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X-X	Frecuente		SI				NO
	Servicio		SI				SI
	Diseño			SI			SI
	Máximo				SI		SI

Fuente: Elaboración propia

La edificación reforzada presenta un buen comportamiento sísmico para el sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Estos tres últimos cumplen con los

objetivos básicos de desempeño, pero tendrá un comportamiento no adecuado para sismo frecuente incurriendo levemente en el rango no lineal como se muestra en la Figura 102.

4.10.5. Dirección Y-Y

En las Tablas 56 y 58 se muestran que los muros de albañilería en la dirección Y-Y no se agrietan por corte ante un sismo moderado, además del aporte de cortante que brinda el muro de concreto armado como parte del reforzamiento de la estructura.

Tabla 56

Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y1 para sismo moderado

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	11.83	0.13	29.52	14.82	32.92	1.00	46.01	25.30	NO
2	11.83	0.13	23.30	21.21	35.84	1.00	44.58	24.52	NO
3	11.83	0.13	18.07	20.85	32.10	1.00	43.37	23.85	NO
4	11.83	0.13	12.91	17.89	25.30	1.00	42.18	23.20	NO
5	11.83	0.13	7.68	13.80	17.70	1.00	40.98	22.54	NO

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57

Resistencia al corte del muro de concreto armado pier Y2

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	Vm (ton)
1	4.15	0.25	134.87	47.94	188.71	72.74
2	4.15	0.25	106.85	30.69	86.67	72.74
3	4.15	0.25	79.57	19.36	35.90	72.74
4	4.15	0.25	52.04	8.85	14.80	72.74
5	4.15	0.25	24.41	7.96	19.27	72.74

Fuente: Elaboración propia

Tabla 58

Verificación por fisuración del muro de albañilería pier Y3 para sismo moderado

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	11.83	0.13	26.96	15.11	35.97	1.00	45.42	24.98	NO
2	11.83	0.13	21.31	22.22	38.72	1.00	44.12	24.27	NO
3	11.83	0.13	16.52	22.76	35.59	1.00	43.02	23.66	NO
4	11.83	0.13	11.81	20.33	28.82	1.00	41.93	23.06	NO
5	11.83	0.13	7.07	16.00	21.05	1.00	40.84	22.46	NO

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, se verifica que la resistencia al corte del edificio es mayor que el corte producido por un sismo severo. Por tanto, los muros de albañilería de la estructura cumplen con las disposiciones de la norma E070.

Tabla 59

Resistencia al corte de muros de albañilería con reforzamiento

Dimensiones de los Muros			Resistencia a fuerza cortante Vm (ton)				
Dirección Y-Y			Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5
Muro	L (m)	t (m)	Vm (ton)	Vm (ton)	Vm (ton)	Vm (ton)	Vm (ton)
Y1	11.83	0.13	46.01	44.58	43.37	42.18	40.98
PY2	4.15	0.25	72.74	72.74	72.74	72.74	72.74
Y3	11.83	0.13	45.42	44.12	43.02	41.93	40.84
SUMA			164.17	161.44	159.13	156.85	154.56

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60

Verificación de la resistencia al corte del edificio para sismo severo de la estructura reforzada

Piso	Vm (ton)	VE (ton)	$\sum Vm \geq VE$
1	164.17	146.83	Cumple
2	161.44	136.17	Cumple
3	159.13	115.79	Cumple
4	156.85	85.38	Cumple
5	154.56	43.41	Cumple

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

5.1. Discusión

5.1.1. Derivas de entrepiso

Las distorsiones de entrepiso de las edificaciones de 3 pisos para el sistema estructural de pórticos de concreto armado en la dirección X-X, el 28% cumple con las derivas admisibles mientras que el 62% no cumplen con dicho límite de 0.007. Esto se muestra en la Figura 103.

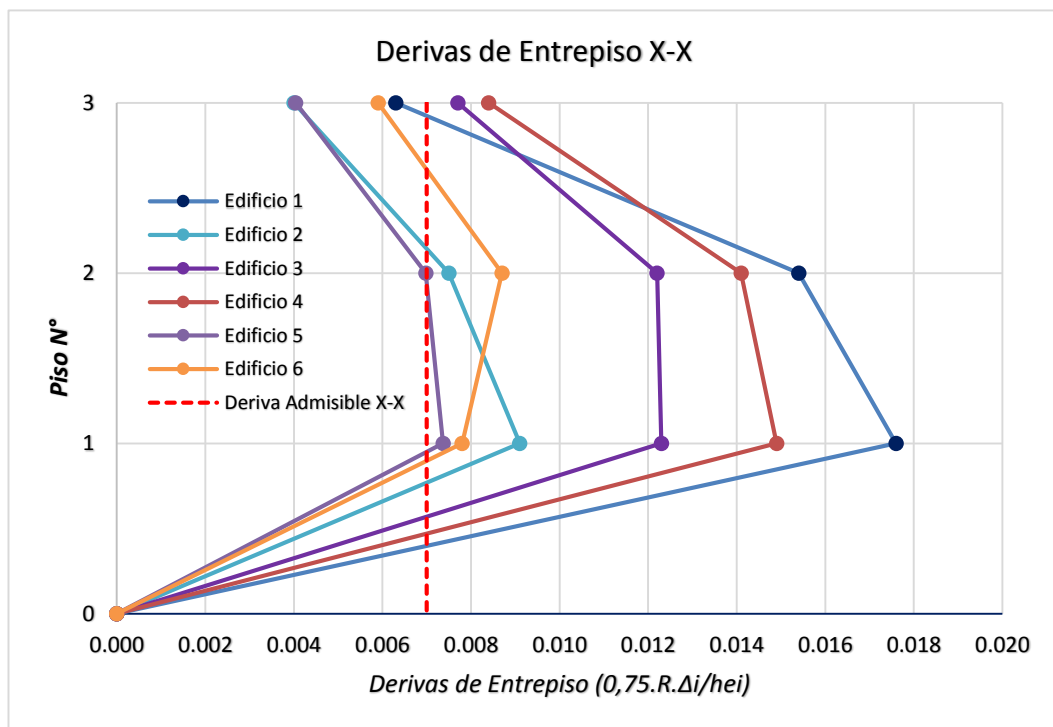


Figura 103 : Derivas de entrepiso de edificios de 03 pisos en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Para los edificios de 4 pisos, el 37% cumplen con la deriva admisible y el 63% sobrepasa el límite de 0.007 para el sistema estructural de pórticos de concreto armado en la dirección X-X. Esto se muestra en la Figura 104.

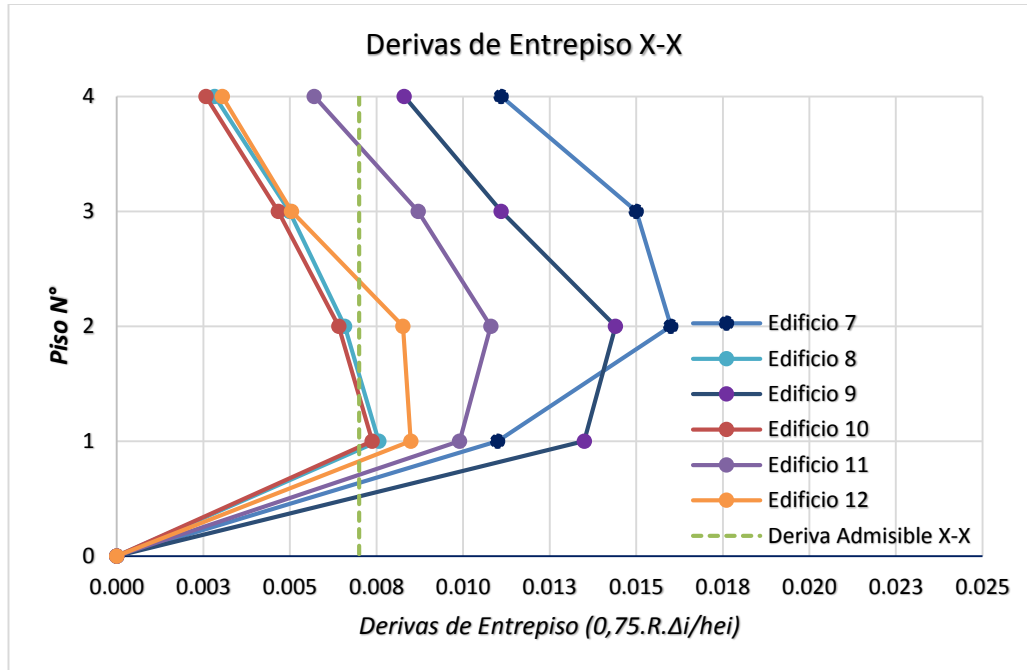


Figura 104 : Derivas de entrepiso de edificios de 04 pisos en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, en los modelos de 5 pisos en la dirección X-X, el 63% cumple con la deriva admisible y el 37% sobrepasa la deriva límite de 0.007.

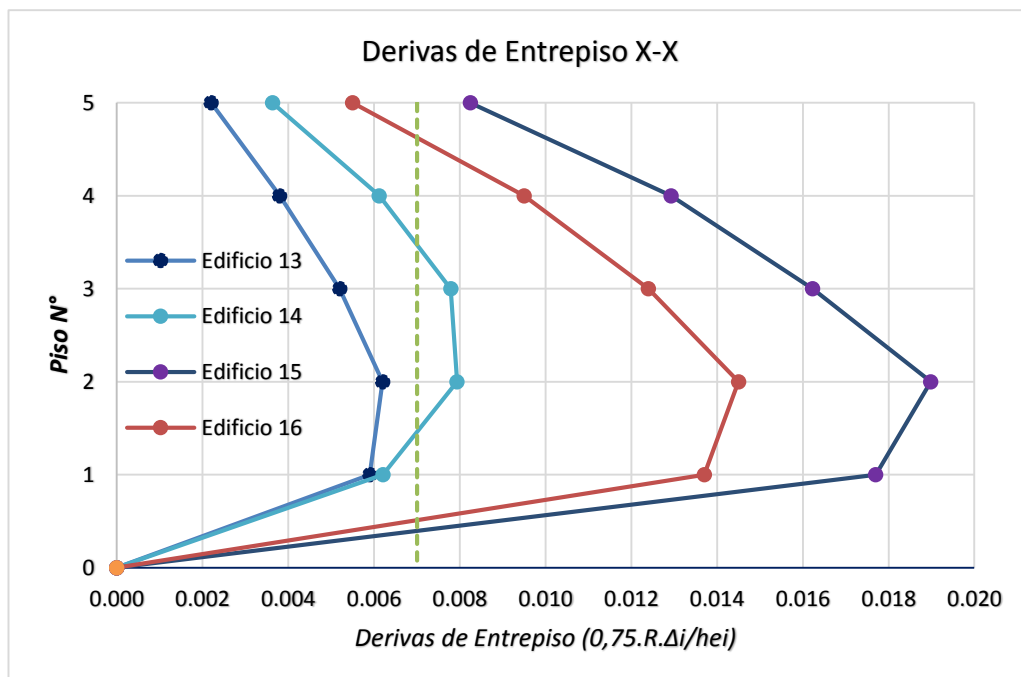


Figura 105 : Derivas de entrepiso de edificios de 05 pisos en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, para el sistema estructural de muros de albañilería confinada en la dirección Y-Y para las edificaciones de 3, 4 y 5 pisos el 100% cumplen con las derivas admisibles de 0.005. Esto se debe a que los muros ofrecen muy buena rigidez lateral; como se muestran en las Figuras 105, 106 y 107.

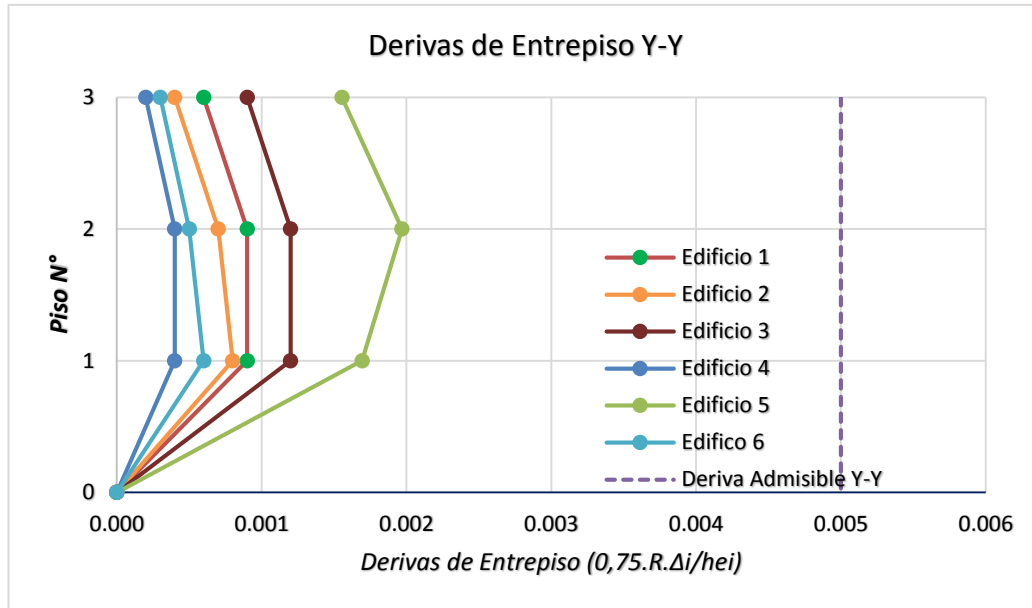


Figura 106 : Derivas de entrepiso de edificios de 03 pisos en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

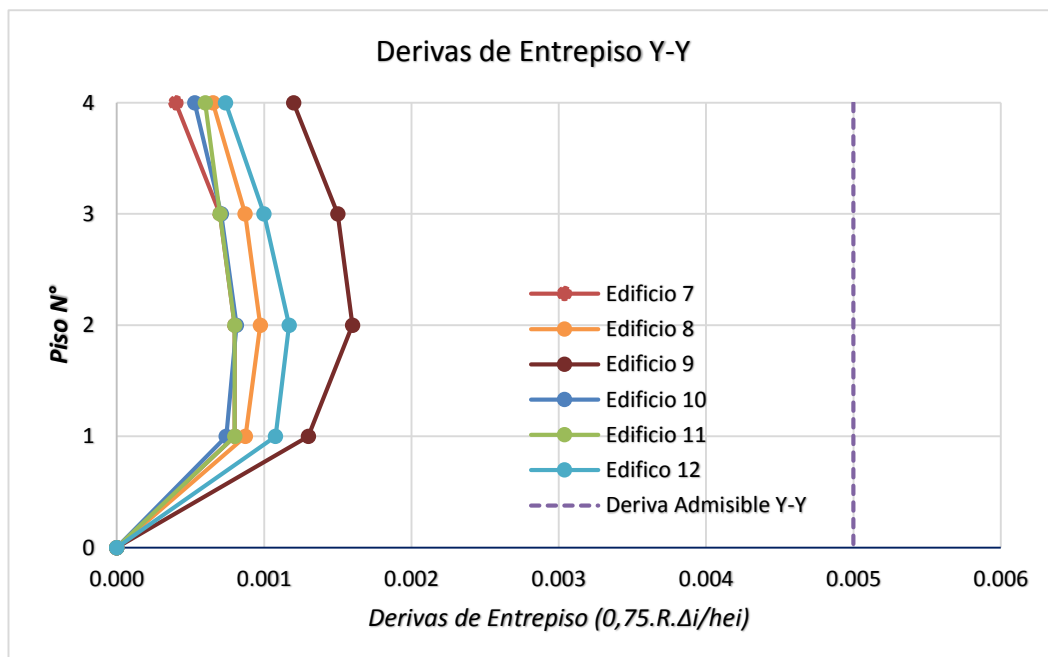


Figura 107 : Derivas de entrepiso de edificios de 04 pisos en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

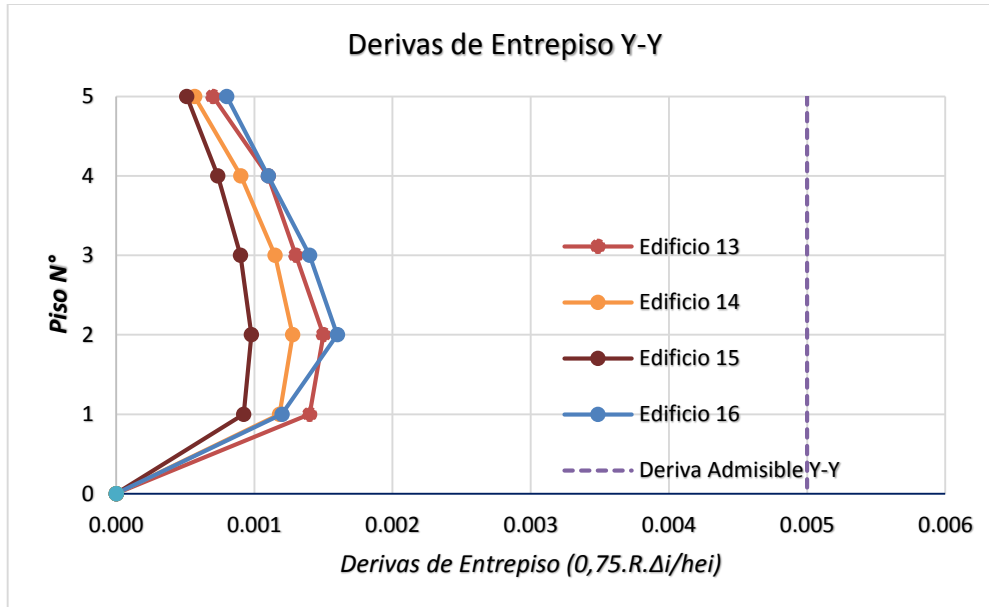


Figura 108 : Derivas de entrepiso de edificios de 05 pisos en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

5.1.2. Desempeño de las edificaciones

En la Figura 109, el 69% de las edificaciones alcanzan el objetivo de desempeño operacional, el 25% de seguridad de vida, y el 6% de colapso ante un sismo frecuente. Por tanto, no cumplen con el objetivo de desempeño de totalmente operacional como lo establece el comité Visión 2000.

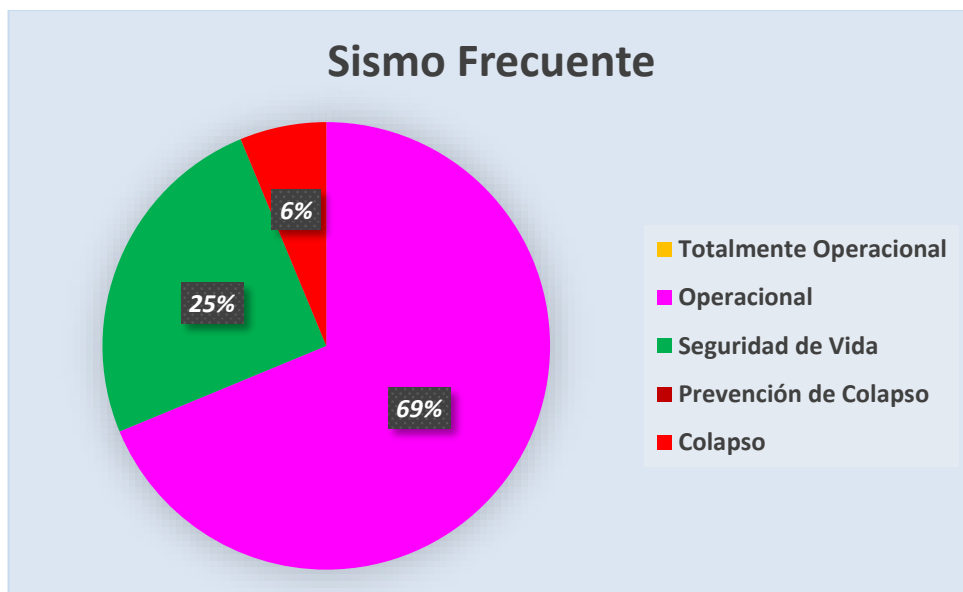


Figura 109 : Desempeño de las edificaciones frente a sismo frecuente

Fuente: Elaboración propia

El 37% de las edificaciones alcanza el objetivo básico de desempeño esperado para el sismo de servicio el cual es operacional. El 37% de los edificios están en seguridad de vida, el 13% en prevención de colapso y el 13% en colapso. Estos no cumplen con el objetivo esperado de desempeño sísmico.

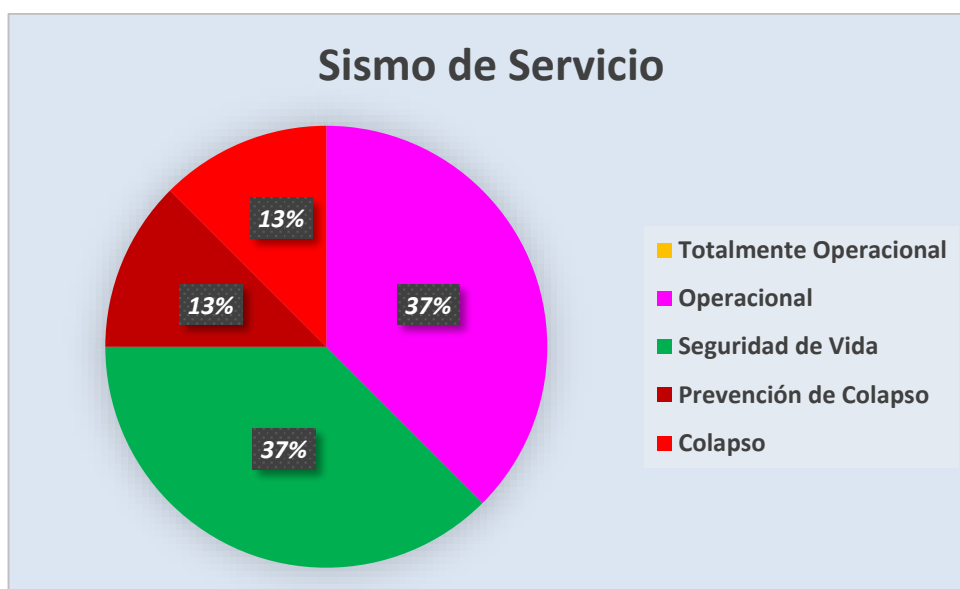


Figura 110 : Desempeño de las edificaciones frente a sismo de servicio

Fuente: Elaboración propia

Para el sismo de diseño el objetivo esperado es seguridad de vida, pero solo el 6% cumple con el objetivo básico de desempeño sísmico. Otro 6% se encuentra en prevención de colapso y el 88% de las edificaciones se encuentra en colapso siendo estas vulnerables dado que en la norma E.030 establece este nivel de sismo para el diseño de nuestros edificios en el Perú.

Los resultados de nuestro estudio son comparables con lo que señala el autor Cosinga (2018) para el distrito de Chaclacayo, pues el porcentaje de viviendas que no alcanzan a cumplir el objetivo de desempeño de seguridad de vida para el sistema aperticado es similar. Además, concluimos que el método de análisis estático no lineal (pushover) es el más eficiente para determinar o predecir el comportamiento de las edificaciones.

De igual manera, si comparamos nuestros resultados con los del estudio de Arévalo (2020), podemos encontrar porcentajes muy cercanos en lo que respecta al colapso de las edificaciones para el sismo de diseño.

De otro lado, el reforzamiento sísmico planteado para los muros de albañilería confinada coincide con lo encontrado por Cosinga (2018), lo que nos lleva a señalar que reduciría la vulnerabilidad de las edificaciones, ya que mejora su capacidad de respuesta.



Figura 111 : Desempeño de las edificaciones frente a sismo de diseño (Raro)

Fuente: Elaboración propia

En caso de producirse el sismo máximo, el 100% de las edificaciones colapsaría debido a que no cumplen con el objetivo básico de desempeño sísmico el cual es prevención de colapso. Esto sucedería pues se encuentran en colapso para este nivel de sismo.

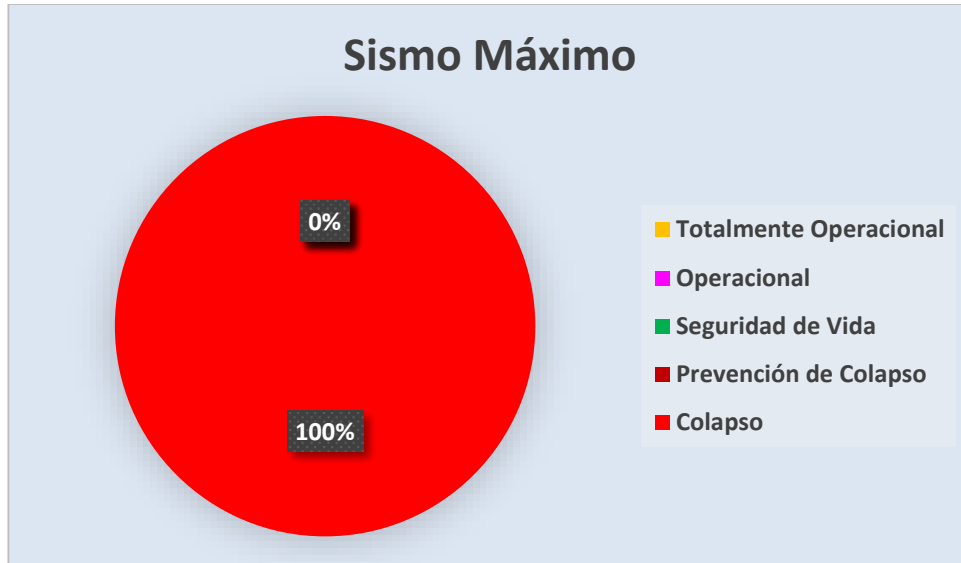


Figura 112 : Desempeño de las edificaciones frente a sismo máximo (Muy Raro)

Fuente: Elaboración propia

5.1.3. Control de la albañilería confinada

5.1.3.1. Verificación del esfuerzo axial máximo

En la Figura 113, se muestra que el 100% de las edificaciones evaluadas cumple con la verificación del esfuerzo axial máximo ante cargas de gravedad a servicio, de acuerdo a lo establecido en la norma E070 de Albañilería.

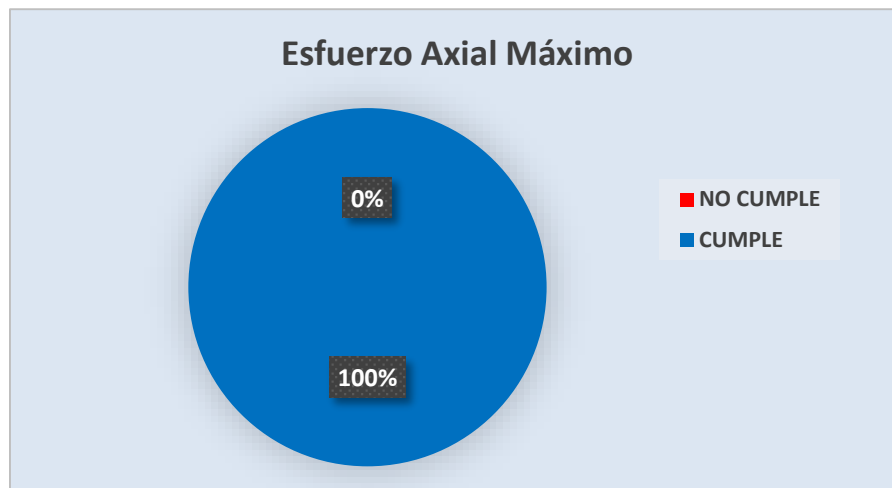


Figura 113 : Verificación del esfuerzo axial máximo

Fuente: Elaboración propia

5.1.3.2. Verificación de la fisuración por sismo moderado

En la Figura 114, el 37% de las edificaciones cumple con el control de fisuración ante sismo moderado y el 63% de viviendas no cumple con dicha verificación.

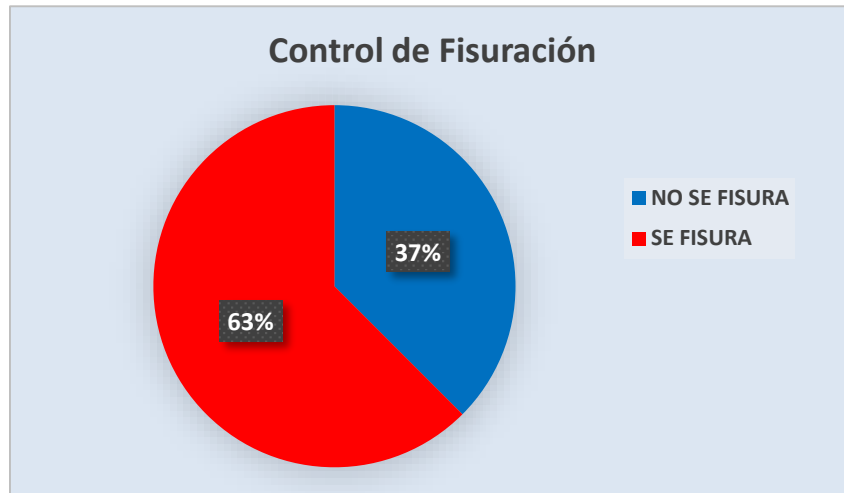


Figura 114 : Control de fisuración ante sismo moderado

Fuente: Elaboración propia

5.1.3.3. Resistencia al corte de las edificaciones

En la Figura 115, el 69% de las edificaciones cumple con la verificación de la resistencia al corte para el sismo severo en cada entrepiso. Asimismo, el 31% de las viviendas no cumple con la verificación que estipula la norma E070 de Albañilería.

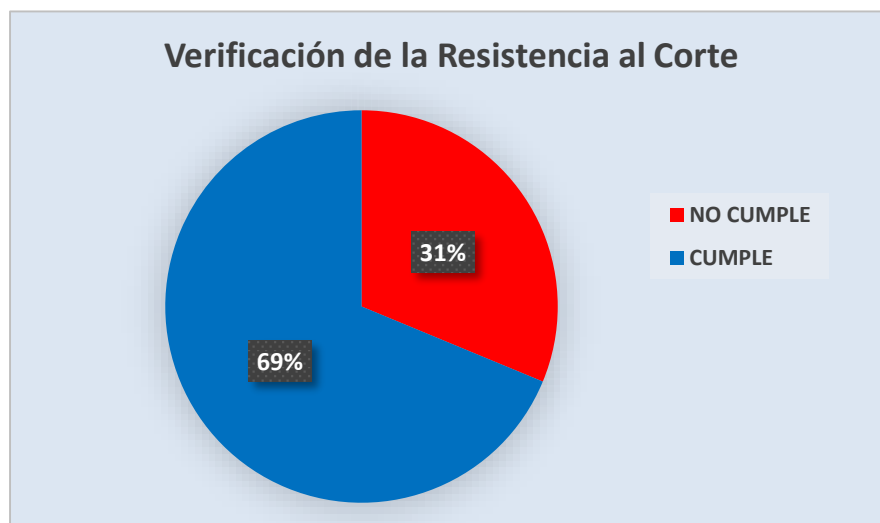


Figura 115 : Verificación de resistencia al corte de las edificaciones

Fuente: Elaboración propia

5.2. Conclusiones

- Se determinó que la capacidad sísmica de las edificaciones para el sistema estructural de pórticos mediante el análisis estático no lineal (pushover), solo el 6% de las viviendas tienen un buen comportamiento para el sismo de diseño, mientras que el 94% no cumple con el objetivo básico de desempeño debido a que la demanda supera su capacidad, por otro lado, para el sistema estructural de albañilería confinada se determinó que el 100% de las edificaciones cumple el esfuerzo axial máximo, el 37% cumple con el control de fisuración ante un sismo moderado y, para la resistencia al corte global, el 69% de las edificaciones es mayor que el corte producido por un sismo severo según la norma de albañilería E.070.
- Se identificaron que los sistemas estructurales de las 16 viviendas son de pórticos de concreto armado en la dirección X, y albañilería confinada en la dirección Y. De ellas 6 son de 3 pisos, 6 son de 4 pisos y 4 son de 5 pisos.
- Se realizó el levantamiento estructural tomando las medidas de cada elemento que conforma cada estructura identificando cuántas de acero en columnas que están en el orden de 0.81% a 1.35%.
- En base a los resultados del análisis sísmico dinámico modal espectral con empotramiento en la base, se determinaron las derivas de entrepiso para los sistemas estructurales. De ello se obtuvo como resultado que el 33% de las viviendas cumplen con la deriva admisible de 0.007 para pórticos de concreto armado y el 100% de las edificaciones cumple con la deriva admisible de 0.005 para la albañilería confinada como lo establece la norma E.030.
- Se verificó que el 63% de las edificaciones no cumplen con el control de fisuración y el 31% no cumple con la verificación de la resistencia al corte global como establece la norma E.070.
- Se determinaron las curvas de capacidad de las edificaciones para el sistema estructural de pórticos de concreto armado obteniendo ductilidades por desplazamiento que están entre 4 a 9.

- Se identificó que el 100% de las edificaciones no cumple con el objetivo básico de desempeño de totalmente operacional para el sismo frecuente, el 37% cumple con el objetivo básico de operacional para el sismo de servicio, el 6% de las edificaciones cumple con el objetivo de seguridad de vida para el sismo de diseño, y el 100% de las edificaciones no cumple con el objetivo de prevención de colapso para el sismo máximo.
- Se realizó el reforzamiento a manera de ejemplo de la edificación N°13, en la cual se planteó un sistema de muros estructurales en el sentido débil (Dirección X) que brinda una rigidez apropiada disminuyendo las distorsiones de entrepiso que anteriormente se encontraban cercanas a los límites de la norma. De esta manera, se obtuvo el objetivo de desempeño de seguridad de vida para el sismo de diseño, la cual se contempla en las normativas de diseño sismo resistente en el mundo. Para la Dirección Y se reemplazó el muro de albañilería por uno de concreto armado, lográndose cumplir con los criterios de resistencia que establece la norma E.070.
- Las limitaciones de este estudio son que no se realizaron ensayos de laboratorio que permitan conocer de manera estadística la resistencia de los materiales de cada edificación, tampoco se realizaron exploraciones para detectar el refuerzo y su posición, ni ubicar posibles puntos débiles en traslapes, o extremos de barras debido a una mala ejecución. Por lo anterior, la metodología probabilística es la más conveniente en nuestro estudio.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar una investigación más a detalle que implique ensayos de núcleos de diamantina en puntos estratégicos de elementos estructurales representativos de las edificaciones a evaluar.
- En futuros estudios, se debe poner mayor énfasis en la evaluación estructural del sistema estructural aporticado, dado que en todos los edificios analizados es el factor más vulnerable con respecto al sistema de albañilería confinada.
- En futuros estudios, se recomienda evaluar el efecto de la interacción suelo-estructura y su comportamiento en el desempeño sísmico de las edificaciones.
- El uso del Análisis Estático No Lineal (pushover) se limita a estructuras cuyos principales modos de vibración sean traslacionales. Si estas condiciones no se cumplen se debería de realizar un Análisis Dinámico No Lineal.
- Para definir las rótulas plásticas en los elementos estructurales, se recomienda verificar el mecanismo de falla de cada elemento para determinar si las secciones se encuentran controladas por corte, flexión o flexocompresión.
- Se recomienda realizar investigaciones relacionadas a reforzamientos de viviendas que contemplen los parámetros costo, tiempo y mano de obra entre otras con el fin de determinar el costo que implicaría este tipo de trabajos para este tipo de edificaciones.
- Para futuras investigaciones, se recomienda realizar evaluaciones estructurales de edificaciones existentes con procedimientos de Análisis Estático No Lineal (pushover) debido a que este tipo de análisis nos permite determinar la capacidad de la estructura y el nivel de desempeño sísmico de manera más exacta a la de un análisis convencional.

REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. Quito.
- Aguilar & Alva (2004). Microzonificación sísmica de Lima.
- Alva, J. (2016). Evaluación de la relación de los factores estructurales en la vulnerabilidad sísmica de viviendas en laderas de la urbanización Tahuantinsuyo del distrito de Independencia, Lima. Universidad Privada del Norte, Lima, Perú.
- Arbildo, J. (2017). Vulnerabilidad sísmica de las viviendas de albañilería confinada en la ciudad de Cajamarca, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Arévalo, A. (2020). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en viviendas autoconstruidas de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones en el A.H. San José, distrito de San Martín de Porres. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- ASCE/SEI 41-13. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2. California: Applied Technology Council.
- Caidedo, Barbat, Canas & Aguiar (1994). Vulnerabilidad sísmica de edificios. Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE). Barcelona.
- Consigna, A. (2019). Evaluación del riesgo y desempeño sísmico de las edificaciones de albañilería confinada del distrito de Chaclacayo de la región Lima en el año 2018. Universidad Peruana Unión, Lima, Perú.
- Chopra, ANIL K. (2014). Dinámica de estructuras. Cuarta edición. México: Pearson.
- Choque & Luque (2019). Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, Perú.
- Díaz, A. (2015). Determinación de la vulnerabilidad sísmica de la casona Espinach – ex palacio municipal de la ciudad de Cajamarca. Universidad Privada del Norte, Cajamarca, Perú.
- Farfán & Díaz (2009). Estudio de vulnerabilidad sísmica estructural en un sector de la zona 12, de la ciudad de Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.

Gallegos & Casabonne (2005). Albañilería estructural. Fondo editorial: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Gutiérrez, L. (2020). Ensayo de esclerometría – ASTM C805 mitos y verdades. Huánuco.

Ismael, E. (2003). Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro. Universidad Nacional Autónoma de México, México.

INDECI. (2017). Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8 Mw.

Mc Cormac, Jack y Brown, Russell. Diseño de Concreto Reforzado. Octava Edición. México: Alfaomega.

Mercado & Sabogal (2016). Análisis de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporricadas de concreto reforzado en la ciudad de Cartagena caso estudio: edificio Concasa y Banco del Estado. Universidad de Cartagena, Cartagena, Colombia.

Morales, J. (2015). Nivel de riesgo sísmico en la I.E. San Marcos provincia San Marcos – 2014. Universidad Privada del Norte, Cajamarca, Perú.

NTE E.020. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima: SENCICO

NTE E.030. (2018). R.M. N°355-2018-VIVIENDA que modifica la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

NTE E.060. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima: SENCICO.

NTE E.70. (2006). Norma E.070 Albañilería. Lima: SENCICO.

Ottazzi, G. (2006), Diseño en concreto armado. Fondo editorial: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Park, R., & Paulay, T. (1980). Estructuras de concreto reforzado. México: Limusa.

Polanco, L. (2016). Estudio de la vulnerabilidad sísmica del distrito del Rímac. Análisis del problema y medidas de mitigación. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

Romo Proaño, M. (2010). Temas de hormigón armado. Escuela Politécnica del Ejercicio, Quito, Ecuador.

San Bartolomé, A. (1998), Análisis de edificios. Fondo editorial: Pontificia Universidad Católica del Perú.

San Bartolomé, A. (1994), Construcciones de albañilería, comportamiento sísmico y diseño estructural. Fondo editorial: Pontificia Universidad Católica del Perú.

San Bartolomé & Quiun (2010). Diseño sísmico de edificaciones de albañilería confinada.

San Bartolomé, A. (2007), <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.

SENCICO. (2005). Comentarios a la norma E.070 albañilería, Lima.

SEAOC Vision 2000 Committe. (1995). Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California: Structural Engineers Association of California.

Tavera, H. (2014). Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú. Instituto Geofísico del Perú.

ANEXOS

ANEXO N° 1. PANEL FOTOGRÁFICO



Anexo 1.1 : Fachada de la edificación N° 01



Anexo 1.2 : Fachada de la edificación N° 02



Anexo 1.3 : Se puede apreciar la columna ubicada entre los ejes 3 y 4 además se verifica la continuidad de los muros de albañilería de soga del edificio N° 02



Anexo 1.4 : Fachada de la edificación N° 03



Anexo 1.5 : Se aprecia que los pórticos están formados por vigas chatas en todos los pisos del edificio N° 03



Anexo 1.6 : Fachada de la edificación N° 04



Anexo 1.7 : Toma de medidas de columna de sección de .20x.30m y verificación del peralte de la losa aligerada $h=0.20m$ en la azotea del edificio N° 04



Anexo 1.8 : Vista de la edificación N° 05



Anexo 1.9 : Toma de medidas de columnas del edificio N° 05



Anexo 1.10 : Fachada de la edificación N° 06



Anexo 1.11 : Fachada de la edificación N° 07



Anexo 1.12 : Verificación de continuidad de muros portantes de albañilería confinada del edificio N° 07



Anexo 1.13 : Fachada de la edificación N° 08



Anexo 1.14 : Fachada de la edificación N° 09



Anexo 1.15 : Fachada de la edificación N° 10



Anexo 1.16 : Toma de medidas de columnas y vigas peraltadas del edificio N° 10

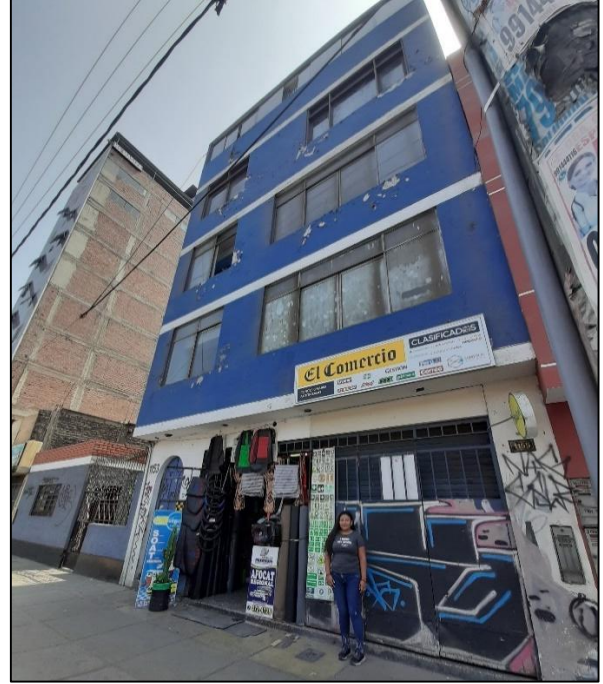


Anexo 1.17 : Fachada de la edificación N° 11



Anexo 1.18 : Fachada de la edificación N° 12

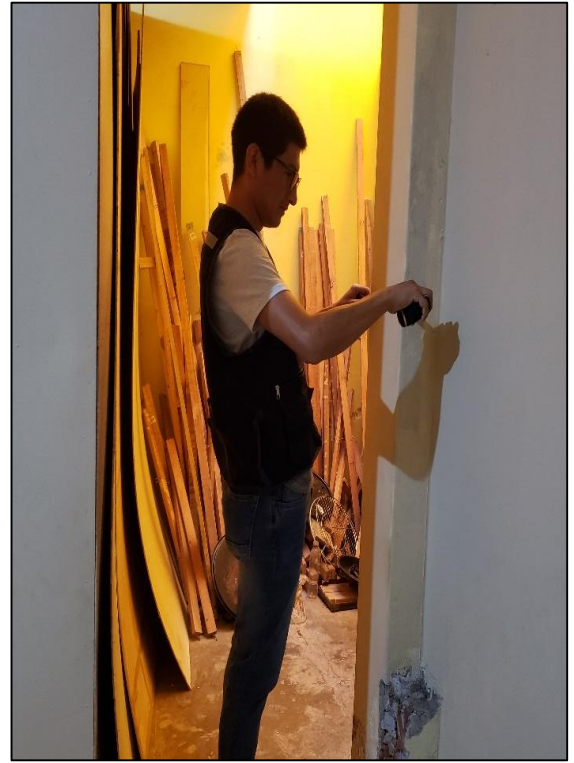




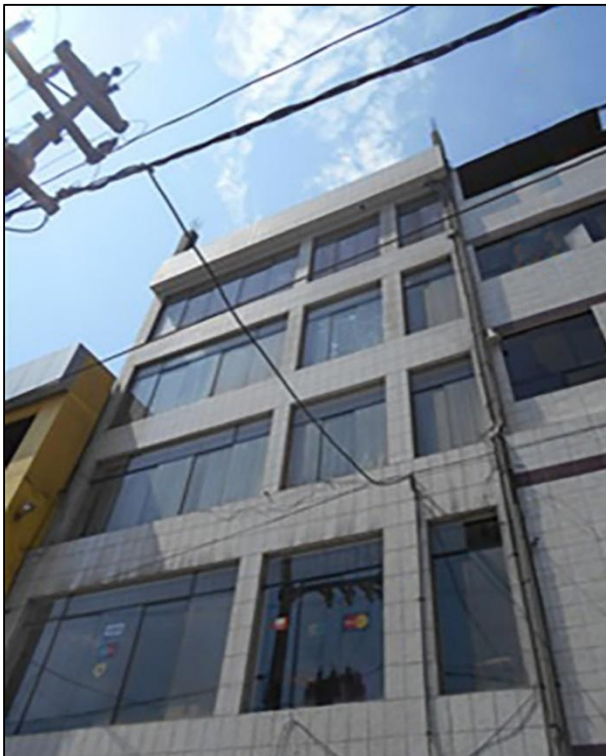
Anexo 1.19 : Fachada de la edificación N° 13



Anexo 1.20 : Toma de medidas de viga peraltada en el 3er. piso y altura de entrepiso en el 1er. piso del edificio N° 13



Anexo 1.21 : Toma de medidas de columnas del edificio N° 13



Anexo 1.22 : Fachada de la edificación N° 14



Anexo 1.23 : Fotografías del interior se aprecia la columna de sección circular y la continuidad de los muros de albañilería en el 3er. Piso de la edificación N° 14



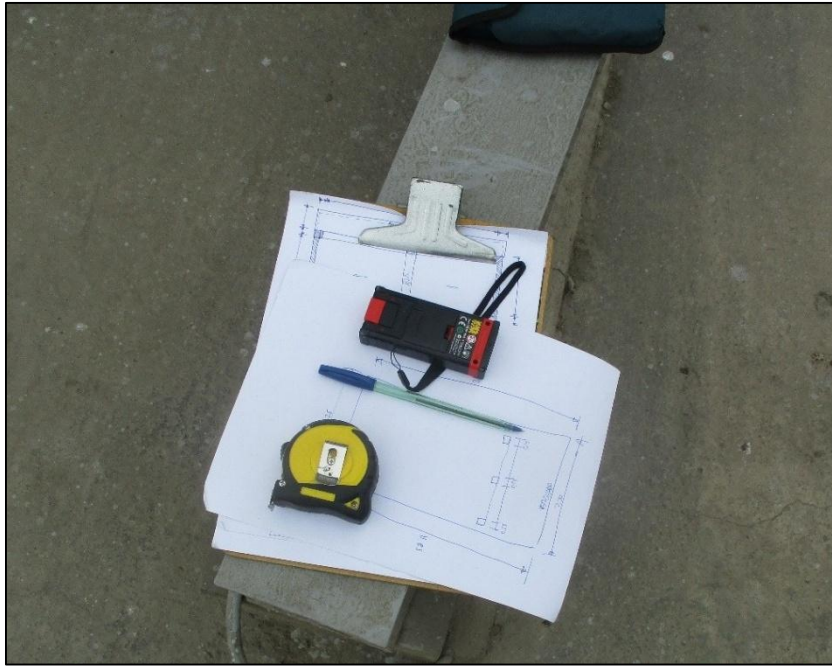
Anexo 1.24 : Pórtico con columna de sección circular en el 4to piso y muro confinado de albañilería con presencia de fisuras en el 1er piso de la edificación N° 14



Anexo 1.25 : Fachada de la edificación N° 15



Anexo 1.26 : Fachada de la edificación N° 16



Anexo 1.27 : Equipos utilizados para el levantamiento estructural de las edificaciones



Anexo 1.28 : Levantamiento estructural de las edificaciones N° 08 y N° 06

ANEXO N° 2. CUADROS DE DERIVAS DE LAS EDIFICACIONES

Anexo 2.1

Derivas de entrepiso del edificio N° 01

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$	<0.007	<0.005
Story3	0.00079	0.00023	0.0047	0.0005	Pasa	Pasa
Story2	0.00192	0.00034	0.0115	0.0007	No pasa	Pasa
Story1	0.00220	0.00033	0.0132	0.0007	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.1

Derivas de entrepiso del edificio N° 02

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$	<0.007	<0.005
Story3	0.00067	0.00017	0.0040	0.0004	Pasa	Pasa
Story2	0.00125	0.00031	0.0075	0.0007	No pasa	Pasa
Story1	0.00151	0.00037	0.0091	0.0008	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.2

Derivas de entrepiso del edificio N° 03

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$	<0.007	<0.005
Story3	0.00182	0.00011	0.0098	0.0002	No pasa	Pasa
Story2	0.00271	0.00016	0.0146	0.0003	No pasa	Pasa
Story1	0.00225	0.00016	0.0122	0.0003	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.3

Derivas de entrepiso del edificio N° 04

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$	<0.007	<0.005
Story3	0.00141	0.00010	0.0084	0.0002	No pasa	Pasa
Story2	0.00236	0.00016	0.0141	0.0004	No pasa	Pasa
Story1	0.00248	0.00018	0.0149	0.0004	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.4

Derivas de entrepiso del edificio N° 05

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X <0.007	Control Y <0.005
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$		
Story3	0.00067	0.00069	0.0040	0.0016	Pasa	Pasa
Story2	0.00116	0.00088	0.0070	0.0020	Pasa	Pasa
Story1	0.00123	0.00075	0.0074	0.0017	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.5

Derivas de entrepiso del edificio N° 06

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X <0.007	Control Y <0.005
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$		
Story3	0.00099	0.00015	0.0059	0.0003	Pasa	Pasa
Story2	0.00146	0.00022	0.0087	0.0005	No pasa	Pasa
Story1	0.00130	0.00025	0.0078	0.0006	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.6

Derivas de entrepiso del edificio N° 07

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X <0.007	Control Y <0.005
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$		
Story3	0.00184	0.00020	0.0111	0.0004	No pasa	Pasa
Story3	0.00250	0.00030	0.0150	0.0007	No pasa	Pasa
Story2	0.00267	0.00037	0.0160	0.0008	No pasa	Pasa
Story1	0.00183	0.00036	0.0110	0.0008	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.7

Derivas de entrepiso del edificio N° 08

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X <0.007	Control Y <0.005
	Drift X	Drift Y	$0.75 \cdot R_x \cdot \text{Drift X}$	$0.75 \cdot R_y \cdot \text{Drift Y}$		
Story4	0.00047	0.00029	0.0028	0.0007	Pasa	Pasa
Story3	0.00083	0.00039	0.0050	0.0009	Pasa	Pasa
Story2	0.00110	0.00043	0.0066	0.0010	Pasa	Pasa
Story1	0.00126	0.00039	0.0076	0.0009	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.8

Derivas de entrepiso del edificio N° 09

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	Rx*Drift X	Ry*Drift Y	<0.007	<0.005
Story4	0.00122	0.00049	0.0083	0.0012	No pasa	Pasa
Story3	0.00163	0.00059	0.0111	0.0015	No pasa	Pasa
Story2	0.00212	0.00061	0.0144	0.0016	No pasa	Pasa
Story1	0.00199	0.00053	0.0135	0.0013	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.9

Derivas de entrepiso del edificio N° 10

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	0.75*Rx*Drift X	0.75*Ry*Drift Y	<0.007	<0.005
Story4	0.00043	0.00024	0.0026	0.0005	Pasa	Pasa
Story3	0.00078	0.00032	0.0047	0.0007	Pasa	Pasa
Story2	0.00107	0.00036	0.0064	0.0008	Pasa	Pasa
Story1	0.00123	0.00033	0.0074	0.0007	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.10

Derivas de entrepiso del edificio N° 11

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	0.75*Rx*Drift X	0.75*Ry*Drift Y	<0.007	<0.005
Story4	0.00095	0.00025	0.0057	0.0006	Pasa	Pasa
Story3	0.00145	0.00033	0.0087	0.0007	No pasa	Pasa
Story2	0.00180	0.00036	0.0108	0.0008	No pasa	Pasa
Story1	0.00165	0.00035	0.0099	0.0008	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.11

Derivas de entrepiso del edificio N° 12

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	0.75*Rx*Drift X	0.75*Ry*Drift Y	<0.007	<0.005
Story4	0.00051	0.00033	0.0030	0.0007	Pasa	Pasa
Story3	0.00084	0.00044	0.0050	0.0010	Pasa	Pasa
Story2	0.00138	0.00052	0.0083	0.0012	No pasa	Pasa
Story1	0.00142	0.00048	0.0085	0.0011	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.12

Derivas de entrepiso del edificio N° 14

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	Rx*Drift X	Ry*Drift Y	<0.007	<0.005
Story5	0.00050	0.00021	0.0036	0.0006	Pasa	Pasa
Story4	0.00085	0.00033	0.0061	0.0009	Pasa	Pasa
Story3	0.00108	0.00043	0.0078	0.0012	No pasa	Pasa
Story2	0.00110	0.00047	0.0079	0.0013	No pasa	Pasa
Story1	0.00086	0.00044	0.0062	0.0012	Pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.13

Derivas de entrepiso del edificio N° 15

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	0.75*Rx*Drift X	0.75*Ry*Drift Y	<0.007	<0.005
Story5	0.00137	0.00023	0.0082	0.0005	No pasa	Pasa
Story4	0.00215	0.00033	0.0129	0.0007	No pasa	Pasa
Story3	0.00271	0.00040	0.0162	0.0009	No pasa	Pasa
Story2	0.00316	0.00044	0.0190	0.0010	No pasa	Pasa
Story1	0.00295	0.00041	0.0177	0.0009	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2.14

Derivas de entrepiso del edificio N° 16

Story	Rango elástico		Rango inelástico		Control X	Control Y
	Drift X	Drift Y	0.75*Rx*Drift X	0.75*Ry*Drift Y	<0.007	<0.005
Story5	0.00090	0.00037	0.0041	0.0006	Pasa	Pasa
Story4	0.00155	0.00047	0.0071	0.0008	No pasa	Pasa
Story3	0.00202	0.00061	0.0093	0.0011	No pasa	Pasa
Story2	0.00237	0.00069	0.0109	0.0012	No pasa	Pasa
Story1	0.00225	0.00052	0.0103	0.0009	No pasa	Pasa

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 3: VERIFICACIÓN DE LA ALBAÑILERÍA CONFINADA

Anexo 3.1

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 01

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y							
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	
Y1	10.68	0.23	2.40	51.47	21.45	65.90	19.17	40.17	10.14	16.86	
Y2	4.02	0.23	2.40	35.84	11.06	20.43	6.05	7.79	2.76	3.03	
Y3	9.05	0.23	2.40	84.02	21.48	56.93	14.07	26.84	6.47	10.23	
Y4	10.68	0.23	2.40	55.81	25.51	68.65	21.87	41.90	11.58	18.14	

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	20.95	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	38.77	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y3	40.37	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y4	22.72	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería

Sismo en Y-Y- Muro Y1

Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	10.68	0.23	47.02	21.45	65.90	1.00	73.45	40.40	NO
2	10.68	0.23	31.56	19.17	40.17	1.00	69.90	38.44	NO
3	10.68	0.23	16.92	10.14	16.86	1.00	66.53	36.59	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y2

Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	4.02	0.23	31.53	11.06	20.43	1.00	30.83	16.96	NO
2	4.02	0.23	12.82	6.05	7.79	1.00	26.53	14.59	NO
3	4.02	0.23	6.58	2.76	3.03	1.00	25.09	13.80	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y3

Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	9.05	0.23	73.70	21.48	56.93	1.00	70.03	38.52	NO
2	9.05	0.23	41.32	14.07	26.84	1.00	62.58	34.42	NO
3	9.05	0.23	19.69	6.47	10.23	1.00	57.61	31.68	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y4

Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	10.68	0.23	50.47	25.51	68.65	1.00	74.25	40.83	NO
2	10.68	0.23	33.73	21.87	41.90	1.00	70.40	38.72	NO
3	10.68	0.23	17.91	11.58	18.14	1.00	66.76	36.72	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\Sigma V_m \geq V_E$
1	248.56	138.69	Cumple
2	229.40	109.71	Cumple
3	215.98	56.21	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.2

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 02

Dimensiones de los Muros Dirección Y-Y				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y						
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	Piso 1			Piso 2		Piso 3	
				P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	20.70	0.13	2.40	52.29	37.55	81.70	28.12	47.26	13.68	20.07
Y2	20.70	0.13	2.40	48.01	38.47	83.79	28.93	48.67	14.27	20.90

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	19.43	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	17.84	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
Sismo en Y-Y- Muro									
Y1									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	20.70	0.13	47.29	37.55	81.70	1.00	79.50	43.72	NO
2	20.70	0.13	31.39	28.12	47.26	1.00	75.84	41.71	NO
3	20.70	0.13	16.79	13.68	20.07	1.00	72.48	39.87	NO

Sismo en Y-Y- Muro									
Y2									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	20.70	0.13	43.84	38.47	83.79	1.00	78.70	43.29	NO
2	20.70	0.13	29.37	28.93	48.67	1.00	75.38	41.46	NO
3	20.70	0.13	16.20	14.27	20.90	1.00	72.35	39.79	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\Sigma V_m \geq V_E$
1	158.20	138.14	Cumple
2	151.22	105.63	Cumple
3	144.83	52.19	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.3

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 03

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y						
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	17.97	0.13	2.40	62.78	61.34	199.36	50.47	121.05	30.18	54.80
Y2	17.97	0.23	2.40	67.20	61.23	205.58	50.19	123.83	29.20	54.39

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	26.87	50.52	52.50	SI CUMPLE
Y2	16.26	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
				Sismo en Y-Y- Muro		Y1			
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	17.97	0.13	58.17	61.34	199.36	1.00	72.95	40.12	SI, reforzar
2	17.97	0.13	41.03	50.47	121.05	1.00	69.01	37.95	SI, reforzar
3	17.97	0.13	24.79	30.18	54.80	1.00	65.27	35.90	NO

				Sismo en Y-Y- Muro		Y2			
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	17.97	0.23	61.34	61.23	205.58	1.00	119.50	65.73	NO
2	17.97	0.23	42.87	50.19	123.83	1.00	115.25	63.39	NO
3	17.97	0.23	24.64	29.20	54.39	1.00	111.06	61.08	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	192.45	115.92	Cumple
2	101.34	94.21	Cumple
3	96.98	55.71	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.4

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 04

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y						
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	19.38	0.13	2.40	51.70	18.75	49.62	13.78	29.65	7.26	12.64
Y2	3.03	0.13	2.40	5.48	2.21	3.32	0.91	1.26	0.14	0.21
Y3	19.38	0.13	2.40	41.88	18.95	46.12	13.68	27.86	7.12	12.08

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	Fa (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	20.52	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	13.91	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y3	16.62	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
Sismo en Y-Y- Muro Y1									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	19.38	0.13	46.25	18.75	49.62	1.00	74.88	41.18	NO
2	19.38	0.13	30.38	13.78	29.65	1.00	71.23	39.18	NO
3	19.38	0.13	16.50	7.26	12.64	1.00	68.04	37.42	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y2									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	3.03	0.13	5.03	2.21	3.32	1.00	11.20	6.16	NO
2	3.03	0.13	3.33	0.91	1.26	1.00	10.81	5.95	NO
3	3.03	0.13	1.91	0.14	0.21	1.00	10.48	5.77	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y3									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	19.38	0.13	38.06	18.95	46.12	1.00	73.00	40.15	NO
2	19.38	0.13	24.96	13.68	27.86	1.00	69.98	38.49	NO
3	19.38	0.13	14.05	7.12	12.08	1.00	67.48	37.11	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	VE (ton)	$\sum V_m \geq VE$
1	158.95	69.44	Cumple
2	151.89	52.10	Cumple
3	145.87	26.46	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.5

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 05

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y						
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	3.70	0.13	2.40	11.77	18.31	28.2	15.31	19.23	7.47	8.99
Y2	6.85	0.13	2.40	11.35	16.06	29.01	12.43	17.76	6.42	8.36

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f'c	¿Cumple por axial?
Y1	24.47	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	12.75	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
Sismo en Y-Y- Muro						Y1			
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	3.70	0.13	10.38	18.31	28.20	1.00	14.65	8.06	SI, reforzar
2	3.70	0.13	6.91	15.31	19.23	1.00	13.85	7.62	SI, reforzar
3	3.70	0.13	3.70	7.47	8.99	1.00	13.12	7.21	SI, reforzar

Sismo en Y-Y- Muro						Y2			
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	6.85	0.13	10.61	16.06	29.01	1.00	25.15	13.83	SI, reforzar
2	6.85	0.13	7.41	12.43	17.76	1.00	24.41	13.43	NO
3	6.85	0.13	4.63	6.42	8.36	1.00	23.77	13.08	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	39.80	82.76	No Cumple
2	38.27	66.00	No Cumple
3	36.89	36.62	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.6

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 06

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y						
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	15.63	0.23	2.40	55.85	37.559	88.6657	28.86	52.87	14.94	23.35
Y2	15.63	0.23	2.40	58.37	37.403	88.4061	28.76	52.74	14.91	23.32

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	15.54	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	16.24	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
Sismo en Y-Y- Muro									
Y1									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	15.63	0.23	51.39	37.56	88.67	1.00	103.49	56.92	NO
2	15.63	0.23	34.48	28.86	52.87	1.00	99.60	54.78	NO
3	15.63	0.23	19.67	14.94	23.35	1.00	96.19	52.91	NO

Sismo en Y-Y- Muro									
Y2									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	15.63	0.23	53.45	37.40	88.41	1.00	103.96	57.18	NO
2	15.63	0.23	35.79	28.76	52.74	1.00	99.90	54.95	NO
3	15.63	0.23	20.31	14.91	23.32	1.00	96.34	52.99	NO

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.7

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 07

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y								
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	15.40	0.23	2.40	90.39	45.05	152.00	36.97	102.86	26.89	61.63	12.81	23.70
Y2	15.40	0.23	2.40	94.25	42.80	145.69	35.11	98.41	25.53	58.99	12.22	22.75

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	25.52	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	26.61	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
Sismo en Y-Y- Muro									
Y1									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	15.40	0.23	81.42	45.05	152.00	1.00	109.05	59.98	NO
2	15.40	0.23	59.18	36.97	102.86	1.00	103.93	57.16	NO
3	15.40	0.23	39.92	26.89	61.63	1.00	99.50	54.73	NO
4	15.40	0.23	20.76	12.81	23.70	1.00	95.10	52.30	NO

Sismo en Y-Y- Muro									
Y2									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	15.40	0.23	84.51	42.80	145.69	1.00	109.76	60.37	NO
2	15.40	0.23	61.51	35.11	98.41	1.00	104.47	57.46	NO
3	15.40	0.23	41.46	25.53	58.99	1.00	99.86	54.92	NO
4	15.40	0.23	21.44	12.22	22.75	1.00	95.25	52.39	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	218.81	157.38	Cumple
2	208.40	130.98	Cumple
3	199.36	95.22	Cumple
4	190.35	45.52	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.8

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 08

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y									
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4		
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	
Y1	9.40	0.23	2.40	52.82	29.17	78.48	25.24	54.43	18.97	33.99	9.82	14.88	
Y2	9.40	0.23	2.40	39.11	29.14	77.98	25.21	52.92	18.64	32.31	9.42	13.76	

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	24.43	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	18.09	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
Sismo en Y-Y- Muro									
Y1									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	9.40	0.23	47.88	29.17	78.48	1.00	66.14	36.38	NO
2	9.40	0.23	36.46	25.24	54.43	1.00	63.52	34.93	NO
3	9.40	0.23	25.46	18.97	33.99	1.00	60.99	33.54	NO
4	9.40	0.23	14.25	9.82	14.88	1.00	58.41	32.12	NO

Sismo en Y-Y- Muro									
Y2									
I	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	9.40	0.23	36.31	29.14	77.98	1.00	63.48	34.92	NO
2	9.40	0.23	27.70	25.21	52.92	1.00	61.50	33.83	NO
3	9.40	0.23	19.59	18.64	32.31	1.00	59.64	32.80	NO
4	9.40	0.23	11.20	9.42	13.76	1.00	57.71	31.74	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	129.63	106.62	Cumple
2	125.02	93.56	Cumple
3	120.62	70.28	Cumple
4	116.11	36.64	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.9

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 09

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y									
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4		
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	
Y1	5.25	0.23	2.40	27.52	17.58	42.66	14.15	25.99	9.87	15.43	4.07	5.70	
Y2	10.29	0.23	2.40	54.90	38.19	144.39	36.66	100.12	29.78	64.33	18.42	30.21	
Y3	2.65	0.13	2.40	4.53	5.45	7.59	4.35	4.96	3.12	3.42	1.37	1.51	
Y4	3.93	0.13	2.40	18.19	6.65	13.77	4.73	7.61	3.03	4.24	0.91	1.16	
Y5	4.23	0.23	2.40	39.19	12.06	27.44	8.30	14.28	5.25	7.53	1.46	1.87	
Y6	2.88	0.13	2.40	10.95	5.55	8.29	4.38	5.26	3.13	3.52	1.40	1.50	
Y7	10.29	0.23	2.40	51.31	41.79	145.98	37.83	96.44	29.37	59.71	16.56	26.23	
Y8	7.65	0.23	2.40	39.90	30.24	86.86	25.59	54.83	18.54	32.71	8.81	12.87	

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f'm	¿Cumple por axial?
Y1	22.79	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	23.20	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y3	13.15	50.52	52.50	SI CUMPLE
Y4	35.60	50.52	52.50	SI CUMPLE
Y5	40.28	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y6	29.29	50.52	52.50	SI CUMPLE
Y7	21.68	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y8	22.68	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
				Sismo en Y-Y- Muro			Y1		
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	5.25	0.23	24.95	17.58	42.66	1.00	36.53	20.09	NO
2	5.25	0.23	18.51	14.15	25.99	1.00	35.05	19.28	NO
3	5.25	0.23	12.91	9.87	15.43	1.00	33.76	18.57	NO
4	5.25	0.23	7.22	4.07	5.70	1.00	32.45	17.85	NO
				Sismo en Y-Y- Muro			Y2		
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	10.29	0.23	50.21	38.19	144.39	1.00	71.90	39.54	NO
2	10.29	0.23	37.10	36.66	100.12	1.00	68.88	37.89	NO
3	10.29	0.23	25.66	29.78	64.33	1.00	66.25	36.44	NO
4	10.29	0.23	14.17	18.42	30.21	1.00	63.61	34.99	NO
				Sismo en Y-Y- Muro			Y3		
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	2.65	0.13	4.22	5.45	7.59	1.00	9.76	5.37	SI, reforzar
2	2.65	0.13	3.22	4.35	4.96	1.00	9.53	5.24	NO
3	2.65	0.13	2.38	3.12	3.42	1.00	9.33	5.13	NO
4	2.65	0.13	1.53	1.37	1.51	1.00	9.14	5.02	NO

Sismo en Y-Y- Muro **Y4**

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	3.93	0.13	16.04	6.65	13.77	1.00	16.72	9.19	NO
2	3.93	0.13	11.95	4.73	7.61	1.00	15.78	8.68	NO
3	3.93	0.13	8.22	3.03	4.24	1.00	14.92	8.21	NO
4	3.93	0.13	4.52	0.91	1.16	1.00	14.07	7.74	NO

Sismo en Y-Y- Muro **Y5**

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	4.23	0.23	34.41	12.06	27.44	1.00	32.72	18.00	NO
2	4.23	0.23	25.29	8.30	14.28	1.00	30.63	16.84	NO
3	4.23	0.23	16.87	5.25	7.53	1.00	28.69	15.78	NO
4	4.23	0.23	8.47	1.46	1.87	1.00	26.76	14.72	NO

Sismo en Y-Y- Muro **Y6**

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	2.88	0.13	9.47	5.55	8.29	1.00	11.71	6.44	NO
2	2.88	0.13	6.95	4.38	5.26	1.00	11.13	6.12	NO
3	2.88	0.13	4.68	3.13	3.52	1.00	10.61	5.83	NO
4	2.88	0.13	2.41	1.40	1.50	1.00	10.08	5.55	NO

Sismo en Y-Y- Muro **Y7**

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	10.29	0.23	47.28	41.79	145.98	1.00	71.23	39.17	SI, reforzar
2	10.29	0.23	34.99	37.83	96.44	1.00	68.40	37.62	SI, reforzar
3	10.29	0.23	24.42	29.37	59.71	1.00	65.97	36.28	NO
4	10.29	0.23	13.78	16.56	26.23	1.00	63.52	34.94	NO

Sismo en Y-Y- Muro **Y8**

Piso	L(m)	t(m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm ¿Se Agrieta?
1	7.65	0.23	36.33	30.24	86.86	1.00	53.22	29.27	SI, reforzar
2	7.65	0.23	26.98	25.59	54.83	1.00	51.07	28.09	NO
3	7.65	0.23	18.84	18.54	32.71	1.00	49.20	27.06	NO
4	7.65	0.23	10.62	8.81	12.87	1.00	47.31	26.02	NO

Resistencia al corte global			
Piso	Vm (ton)	VE (ton)	$\sum Vm \geq VE$
1	303.79	279.44	Cumple
2	290.46	243.96	Cumple
3	278.73	184.35	Cumple
4	266.94	96.63	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.10

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 10

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y								
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	10.02	0.23	2.60	45.85	26.29	74.86	22.85	49.73	16.73	30.20	8.00	12.08
Y2	2.80	0.23	2.60	15.08	5.37	8.10	3.92	4.65	2.58	2.77	0.90	0.83
Y3	10.02	0.23	2.60	51.44	24.12	74.46	21.05	49.20	15.59	29.91	7.66	12.10

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	0.00	62.70	52.50	SI CUMPLE
Y2	0.00	62.70	52.50	SI CUMPLE
Y3	0.00	62.70	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
Sismo en Y-Y- Muro Y1									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	10.02	0.23	42.38	26.29	74.86	1.00	68.52	37.68	NO
2	10.02	0.23	31.62	22.85	49.73	1.00	66.04	36.32	NO
3	10.02	0.23	21.97	16.73	30.20	1.00	63.82	35.10	NO
4	10.02	0.23	12.19	8.00	12.08	1.00	61.57	33.86	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y2									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	2.80	0.23	13.71	5.37	8.10	1.00	19.58	10.77	NO
2	2.80	0.23	10.17	3.92	4.65	1.00	18.76	10.32	NO
3	2.80	0.23	7.02	2.58	2.77	1.00	18.04	9.92	NO
4	2.80	0.23	3.96	0.90	0.83	1.00	17.33	9.53	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y3									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	10.02	0.23	47.45	24.12	74.46	1.00	69.68	38.32	NO
2	10.02	0.23	35.27	21.05	49.20	1.00	66.88	36.78	NO
3	10.02	0.23	24.43	15.59	29.91	1.00	64.39	35.41	NO
4	10.02	0.23	13.49	7.66	12.10	1.00	61.87	34.03	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	157.77	103.78	Cumple
2	151.68	90.11	Cumple
3	146.24	66.66	Cumple
4	140.77	32.83	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.11

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 11

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y									
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4		
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	
Y1	11.25	0.13	2.40	36.49	18.791	45.338	16.18	32.59	11.92	20.80	6.11	9.19	
Y2	1.85	0.13	2.40	3.54	2.251	2.679	1.40	1.52	0.88	0.89	0.24	0.22	
Y3	8.15	0.13	2.40	28.28	11.106	27.107	10.21	19.83	8.07	13.13	4.59	6.27	

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	24.95	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	14.73	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y3	26.69	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería

Sismo en Y-Y- Muro Y1									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	11.25	0.13	32.98	18.79	45.34	1.00	44.88	24.68	NO
2	11.25	0.13	25.01	16.18	32.59	1.00	43.05	23.68	NO
3	11.25	0.13	17.52	11.92	20.80	1.00	41.32	22.73	NO
4	11.25	0.13	10.05	6.11	9.19	1.00	39.61	21.78	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y2									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	1.85	0.13	3.30	2.25	2.68	1.00	6.89	3.79	NO
2	1.85	0.13	2.57	1.40	1.52	1.00	6.72	3.70	NO
3	1.85	0.13	1.90	0.88	0.89	1.00	6.57	3.61	NO
4	1.85	0.13	1.21	0.24	0.22	1.00	6.41	3.53	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y3									
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	8.15	0.13	25.42	11.11	27.11	1.00	32.86	18.08	NO
2	8.15	0.13	19.21	10.21	19.83	1.00	31.44	17.29	NO
3	8.15	0.13	13.36	8.07	13.13	1.00	30.09	16.55	NO
4	8.15	0.13	7.53	4.59	6.27	1.00	28.75	15.81	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	84.64	56.31	Cumple
2	81.21	49.45	Cumple
3	77.98	37.26	Cumple
4	74.77	19.70	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.12

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 12

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y								
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	8.00	0.13	2.40	29.65	16.50	38.84	14.15	26.31	10.47	16.75	5.37	7.50
Y2	8.00	0.13	2.40	20.15	17.48	38.88	15.21	26.69	11.08	16.82	5.46	7.33

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	28.51	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	19.38	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería										
Sismo en Y-Y- Muro										Y1
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$	¿Se Agrieta?
1	8.00	0.13	26.90	16.50	38.84	1.00	32.71	17.99	NO	NO
2	8.00	0.13	20.24	14.15	26.31	1.00	31.17	17.15	NO	NO
3	8.00	0.13	14.02	10.47	16.75	1.00	29.74	16.36	NO	NO
4	8.00	0.13	7.74	5.37	7.50	1.00	28.30	15.57	NO	NO

Sismo en Y-Y- Muro										Y2
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$	¿Se Agrieta?
1	8.00	0.13	18.79	17.48	38.88	1.00	30.84	16.96	SI, reforzar	NO
2	8.00	0.13	15.56	15.21	26.69	1.00	30.10	16.55	NO	NO
3	8.00	0.13	11.06	11.08	16.82	1.00	29.06	15.98	NO	NO
4	8.00	0.13	6.32	5.46	7.33	1.00	27.97	15.39	NO	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	63.55	61.08	Cumple
2	61.27	53.19	Cumple
3	58.81	39.63	Cumple
4	56.27	20.15	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.13

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 14

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y										
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4		Piso 5	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	13.10	0.23	2.40	66.28	57.37	119.91	51.03	92.11	41.59	74.41	29.09	46.78	13.29	19.67
Y2	14.75	0.23	2.40	70.02	68.5	161.21	61.49	122.19	50.76	97.45	35.50	59.88	15.90	24.11

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	22.00	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	20.64	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería

Sismo en Y-Y- Muro										
Y1										
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?	
1	13.10	0.23	60.79	57.37	119.91	1.00	90.81	49.95	SI, reforzar	
2	13.10	0.23	47.90	51.03	92.11	1.00	87.85	48.32	SI, reforzar	
3	13.10	0.23	38.84	41.59	74.41	1.00	85.76	47.17	NO	
4	13.10	0.23	27.60	29.09	46.78	1.00	83.18	45.75	NO	
5	13.10	0.23	16.18	13.29	19.67	1.00	80.55	44.30	NO	

Sismo en Y-Y- Muro										
Y2										
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?	
1	14.75	0.23	65.03	68.50	161.21	1.00	101.47	55.81	SI, reforzar	
2	14.75	0.23	52.13	61.49	122.19	1.00	98.50	54.17	SI, reforzar	
3	14.75	0.23	43.46	50.76	97.45	1.00	96.50	53.08	NO	
4	14.75	0.23	30.77	35.50	59.88	1.00	93.59	51.47	NO	
5	14.75	0.23	17.80	15.90	24.11	1.00	90.60	49.83	NO	

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	192.28	229.52	No Cumple
2	186.35	206.74	No Cumple
3	182.27	169.24	Cumple
4	176.76	118.94	Cumple
5	171.15	54.96	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.14

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 15

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y										
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4		Piso 4	
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)
Y1	20.20	0.13	2.40	126.97	40.16	157.01	36.44	118.83	30.48	84.20	22.21	50.82	11.56	21.01
Y2	20.20	0.13	2.40	130.98	39.87	156.08	36.18	118.18	30.30	83.79	22.10	50.62	11.54	20.98

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	$0.15f'_m$	¿Cumple por axial?
Y1	48.35	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	49.88	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería									
Sismo en Y-Y- Muro									
Y1									
Piso	L (m)	t (m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	$.55V_m$ (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	20.20	0.13	105.79	40.16	157.01	1.00	91.29	50.21	NO
2	20.20	0.13	84.63	36.44	118.83	1.00	86.43	47.54	NO
3	20.20	0.13	64.59	30.48	84.20	1.00	81.82	45.00	NO
4	20.20	0.13	44.62	22.21	50.82	1.00	77.23	42.47	NO
5	20.20	0.13	24.75	11.56	21.01	1.00	72.65	39.96	NO

Sismo en Y-Y- Muro									
Y2									
Piso	L (m)	t (m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	$.55V_m$ (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	20.20	0.13	108.65	39.87	156.08	1.00	91.95	50.57	NO
2	20.20	0.13	86.96	36.18	118.18	1.00	86.96	47.83	NO
3	20.20	0.13	66.36	30.30	83.79	1.00	82.22	45.22	NO
4	20.20	0.13	45.83	22.10	50.62	1.00	77.50	42.63	NO
5	20.20	0.13	25.38	11.54	20.98	1.00	72.80	40.04	NO

Resistencia al corte global			
Piso	V_m (ton)	V_E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	183.25	142.84	Cumple
2	173.39	130.76	Cumple
3	164.04	109.64	Cumple
4	154.73	80.08	Cumple
5	145.45	42.06	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3.15

Verificación del sistema de albañilería confinada del edificio N° 16

Dimensiones de los Muros				Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton.m) ante Sismo Moderado Y-Y											
Dirección Y-Y				Piso 1			Piso 2		Piso 3		Piso 4		Piso 5		
Muro	L (m)	t (m)	h (m)	P_m (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	
Y1	27.45	0.23	2.40	199.30	115.32	569.15	132.19	452.22	108.56	310.14	76.17	178.05	35.09	65.53	
Y2	11.05	0.23	2.40	118.61	42.00	80.76	128.49	125.68	105.67	41.65	74.17	15.42	34.33	23.70	
Y3	11.05	0.23	2.40	86.76	41.81	86.91	128.49	125.68	105.67	41.65	74.17	15.42	34.33	23.70	
Y4	27.45	0.23	2.40	182.66	106.42	546.96	141.19	458.41	117.32	315.83	82.36	180.81	36.94	65.42	

Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad - (1er. Piso)				
Muro	σ_m (tn/m ²)	F_a (tn/m ²)	0.15f' m	¿Cumple por axial?
Y1	31.57	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y2	46.67	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y3	34.14	63.78	52.50	SI CUMPLE
Y4	28.93	63.78	52.50	SI CUMPLE

Control de Fisuración de la Albañilería

Sismo en Y-Y- Muro Y1

Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	27.45	0.23	181.21	115.32	569.15	1.00	202.67	111.47	SI, reforzar
2	27.45	0.23	143.28	132.19	452.22	1.00	193.95	106.67	SI, reforzar
3	27.45	0.23	108.65	108.56	310.14	1.00	185.98	102.29	SI, reforzar
4	27.45	0.23	73.68	76.17	178.05	1.00	177.94	97.87	NO
5	27.45	0.23	38.40	35.09	65.53	1.00	169.83	93.40	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y2

Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	11.05	0.23	101.96	42.00	80.76	1.00	88.26	48.54	NO
2	11.05	0.23	1.93	128.49	125.68	1.00	65.25	35.89	SI, reforzar
3	11.05	0.23	1.13	105.67	41.65	1.00	65.07	35.79	SI, reforzar
4	11.05	0.23	0.50	74.17	15.42	1.00	64.92	35.71	SI, reforzar
5	11.05	0.23	0.13	34.33	23.70	1.00	64.84	35.66	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y3

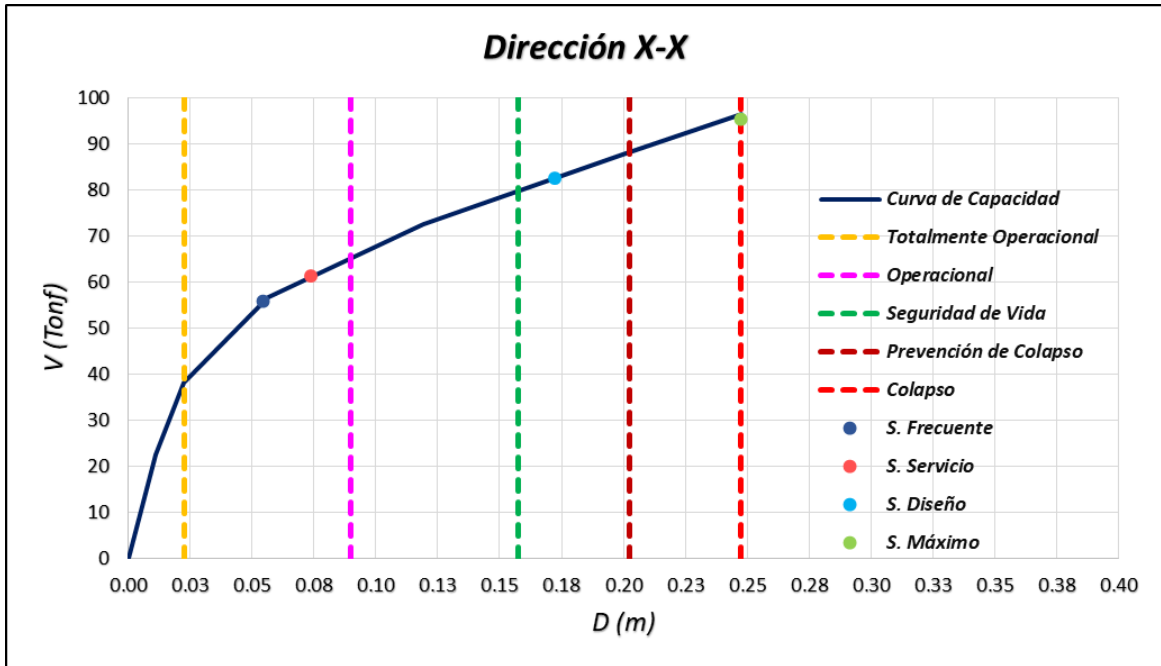
Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	11.05	0.23	75.67	41.81	86.91	1.00	82.21	45.22	NO
2	11.05	0.23	1.93	128.49	125.68	1.00	65.25	35.89	SI, reforzar
3	11.05	0.23	1.13	105.67	41.65	1.00	65.07	35.79	SI, reforzar
4	11.05	0.23	0.50	74.17	15.42	1.00	64.92	35.71	SI, reforzar
5	11.05	0.23	0.13	34.33	23.70	1.00	64.84	35.66	NO

Sismo en Y-Y- Muro Y4

Piso	L(m)	t(m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	α	V_m (ton)	.55 V_m (ton)	$V_e \leq 0.55V_m$ ¿Se Agrieta?
1	27.45	0.23	166.63	106.42	546.96	1.00	199.32	109.63	NO
2	27.45	0.23	132.21	141.19	458.41	1.00	191.40	105.27	SI, reforzar
3	27.45	0.23	100.73	117.32	315.83	1.00	184.16	101.29	SI, reforzar
4	27.45	0.23	68.64	82.36	180.81	1.00	176.78	97.23	NO
5	27.45	0.23	35.99	36.94	65.42	1.00	169.27	93.10	NO

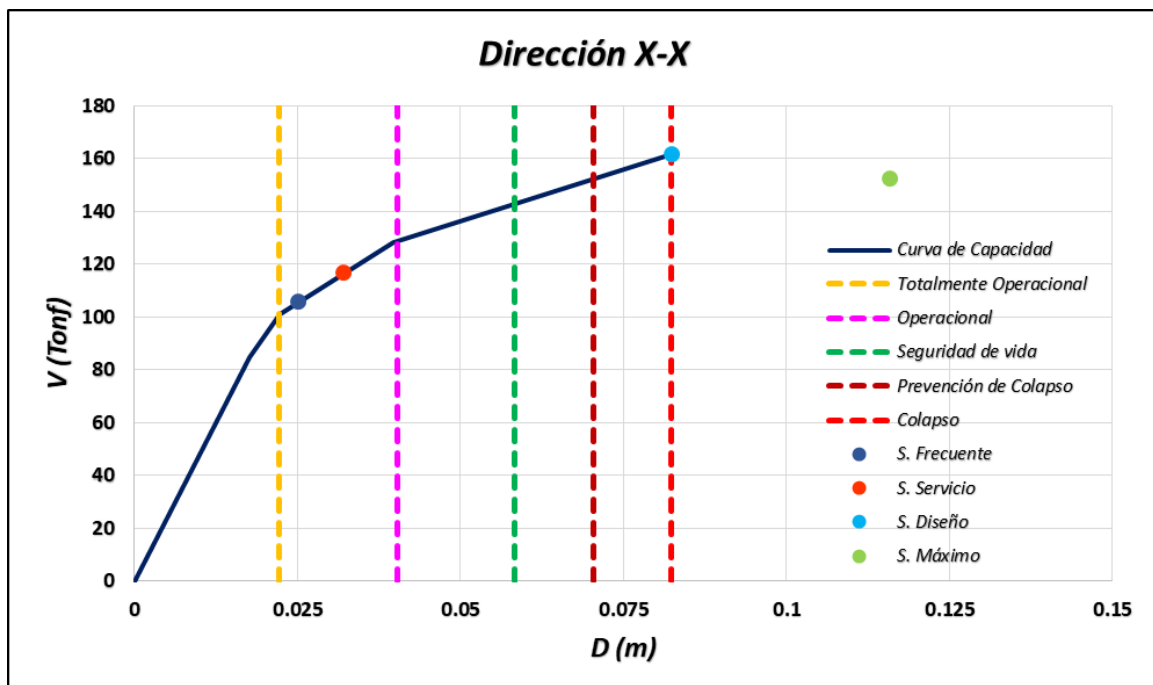
Resistencia al corte global			
Piso	V _m (ton)	V _E (ton)	$\sum V_m \geq V_E$
1	572.46	554.00	Cumple
2	515.86	507.19	Cumple
3	500.28	420.14	Cumple
4	484.57	295.95	Cumple
5	468.77	135.98	Cumple

Fuente: Elaboración propia



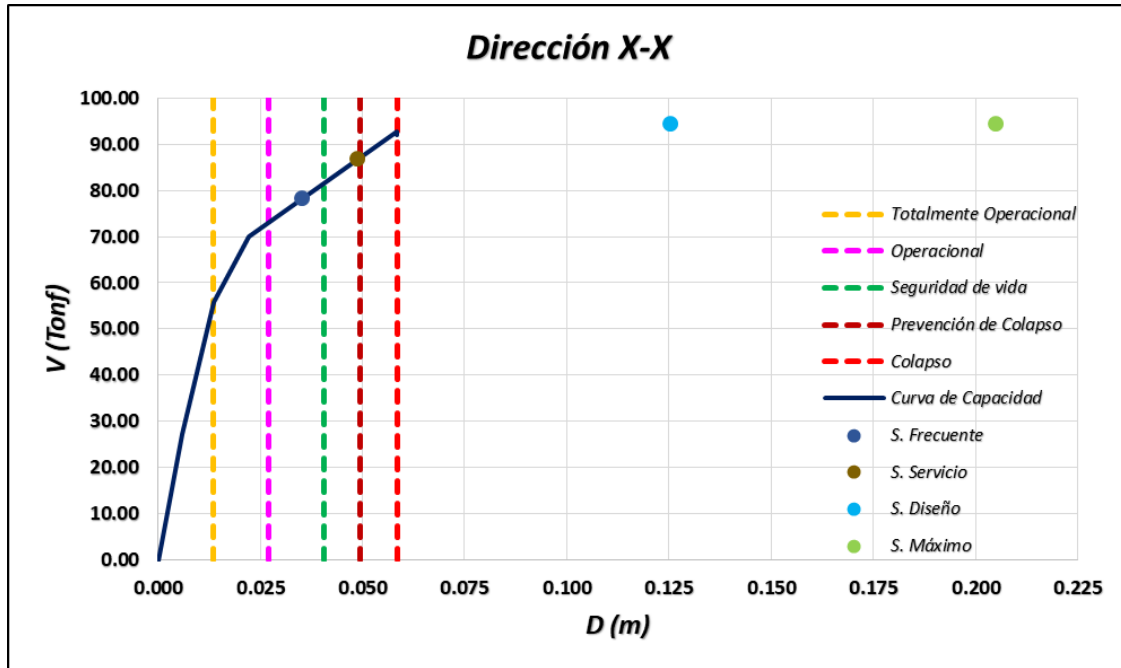
Anexo 4.1: Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 01

Fuente: Elaboración propia



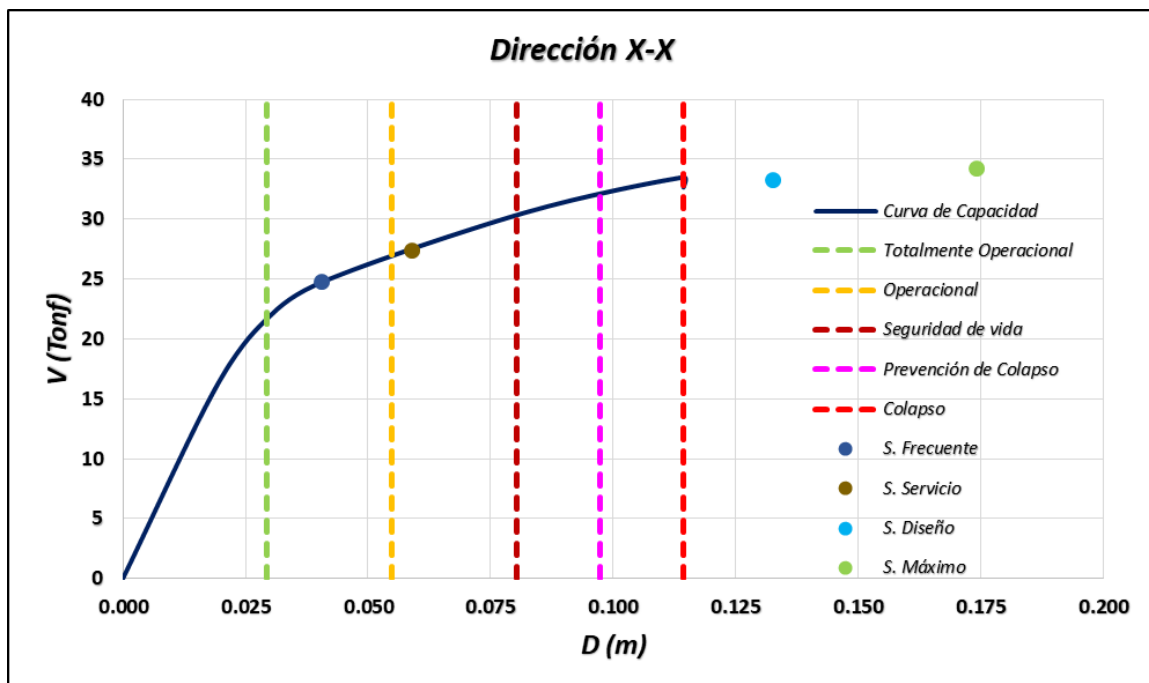
Anexo 4.2 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 02

Fuente: Elaboración propia



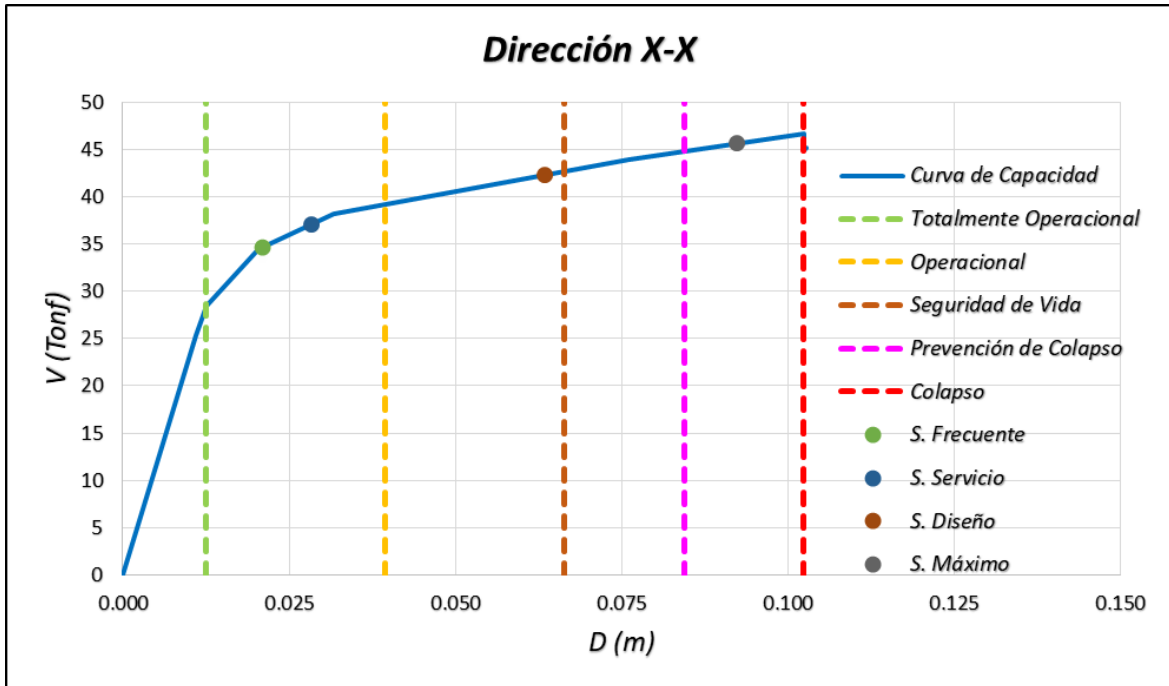
Anexo 4.3 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 03

Fuente: Elaboración propia



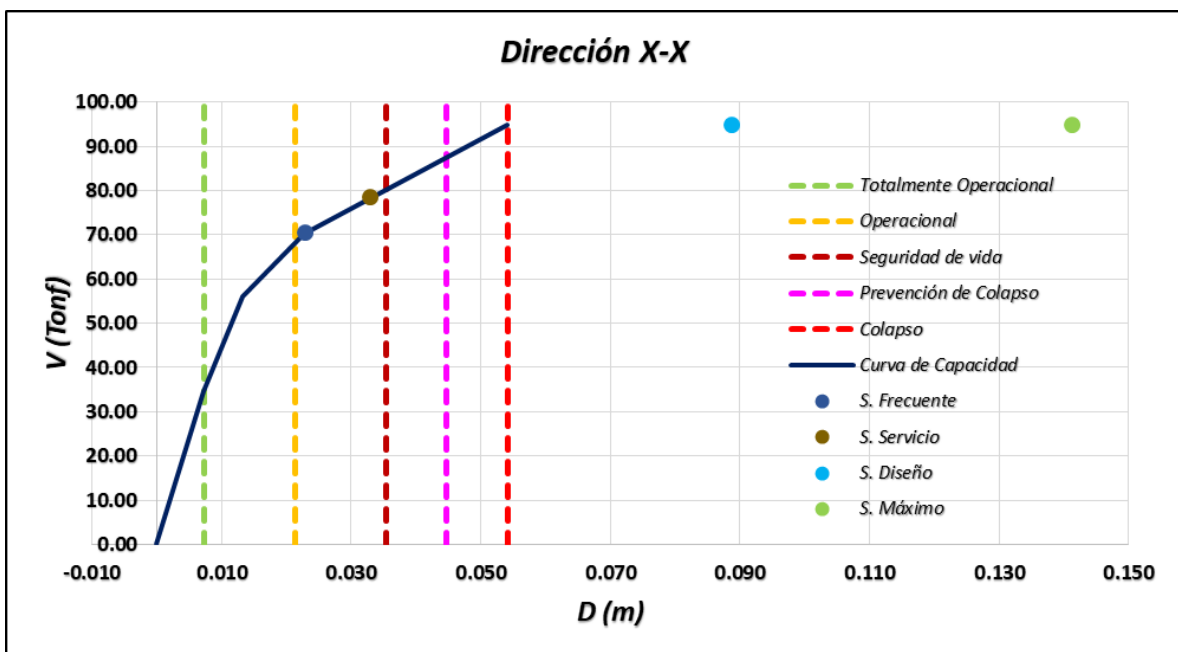
Anexo 4.4 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 04

Fuente: Elaboración propia



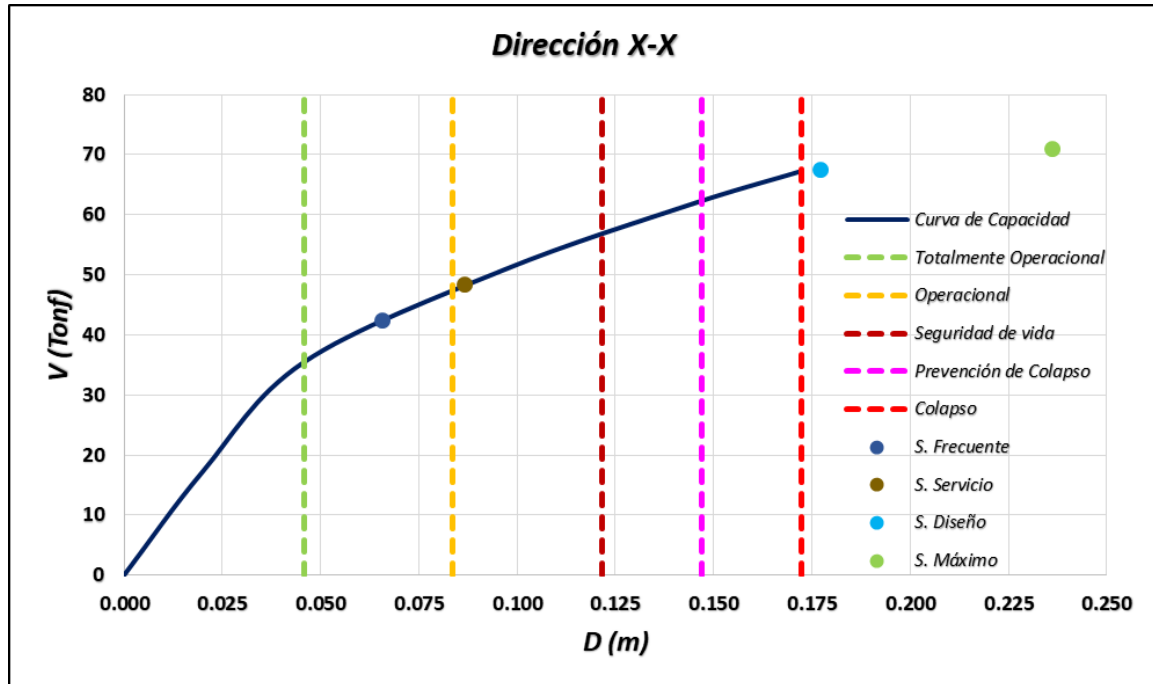
Anexo 4.5 : Desempeño sísmico del sistema aporricado del edificio N° 05

Fuente: Elaboración propia



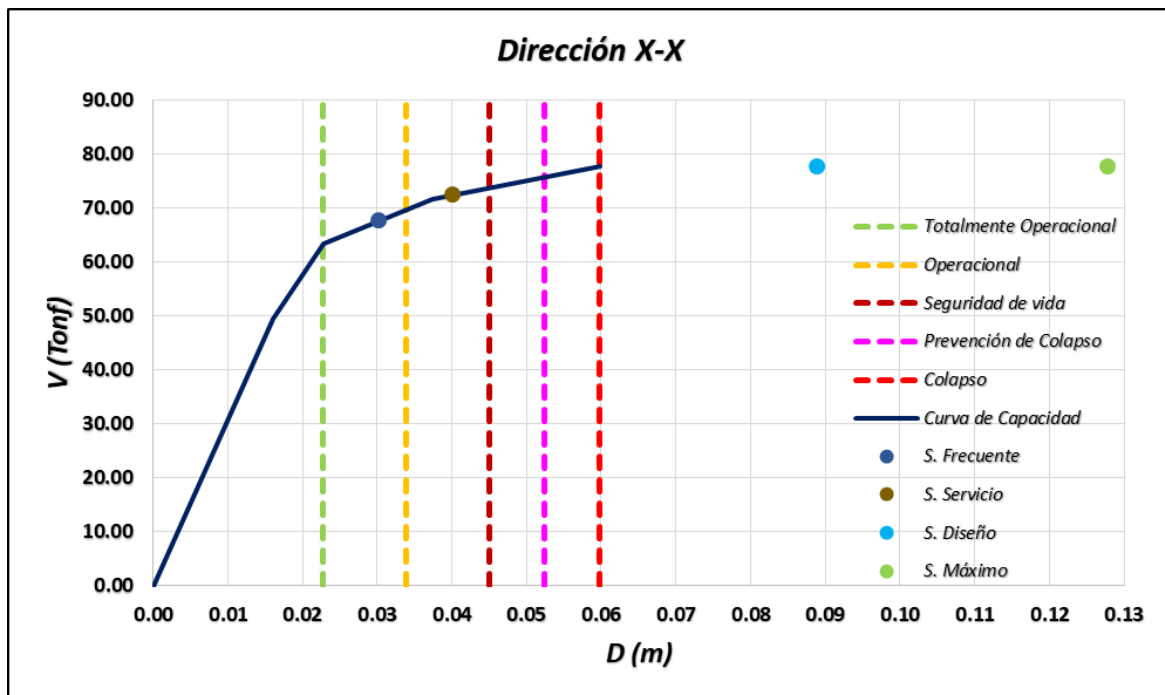
Anexo 4.6 : Desempeño sísmico del sistema aporricado del edificio N° 06

Fuente: Elaboración propia



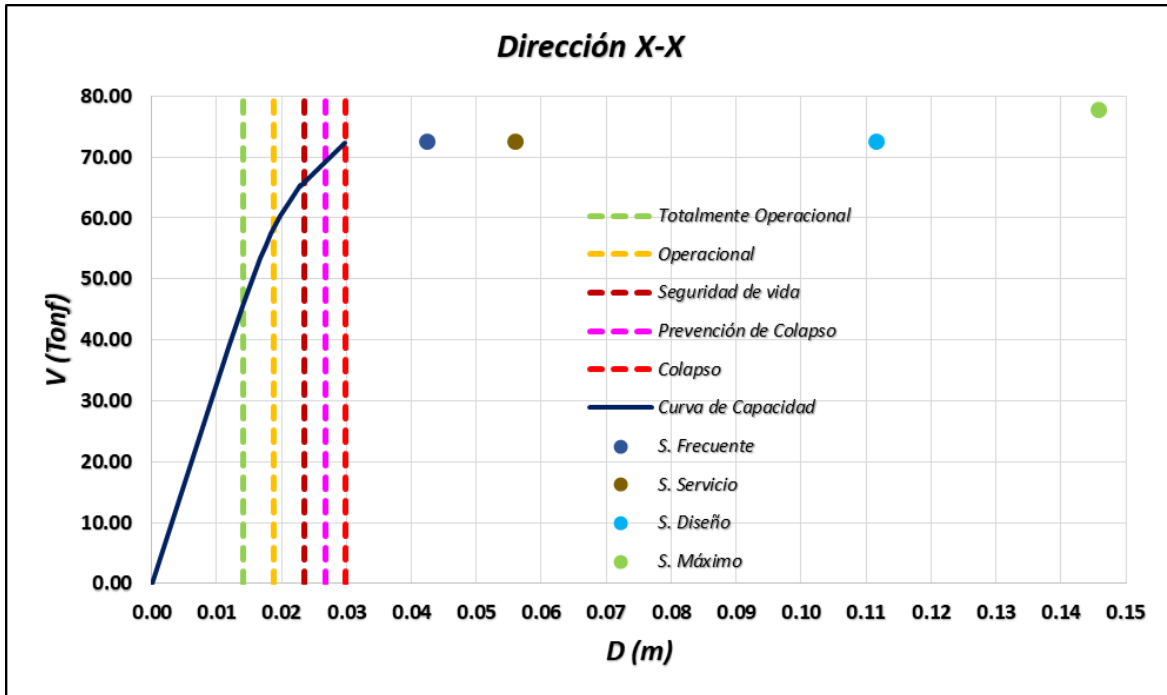
Anexo 4.7 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 07

Fuente: Elaboración propia



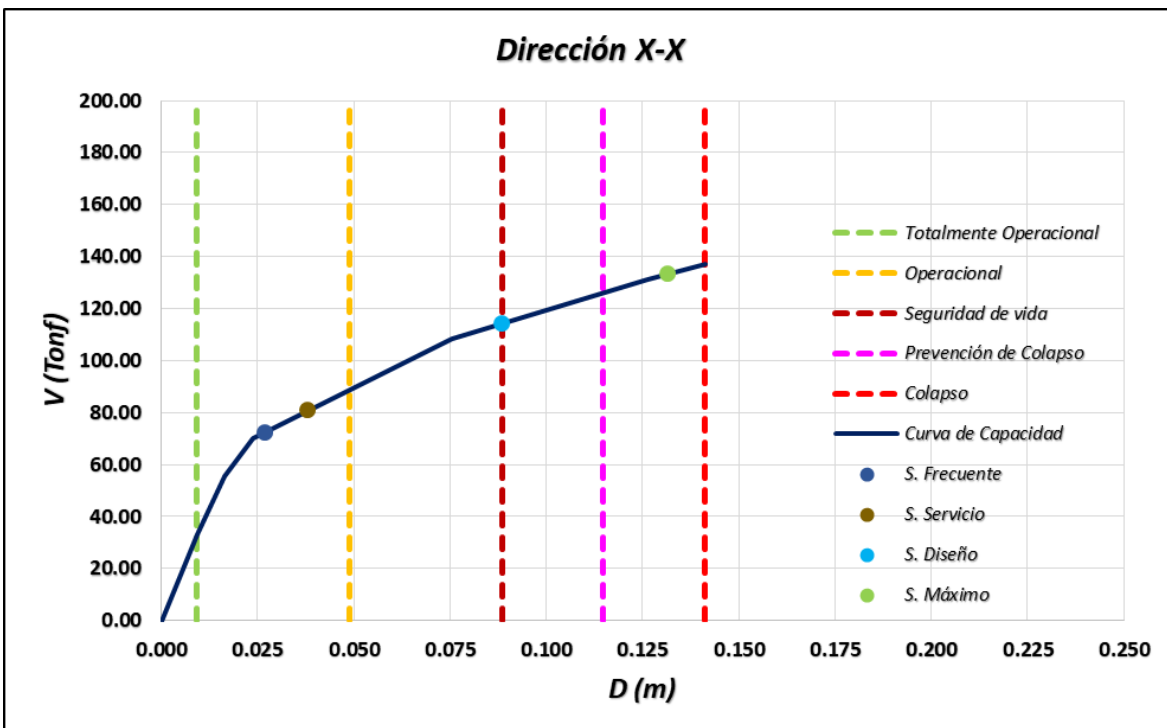
Anexo 4.8 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 08

Fuente: Elaboración propia



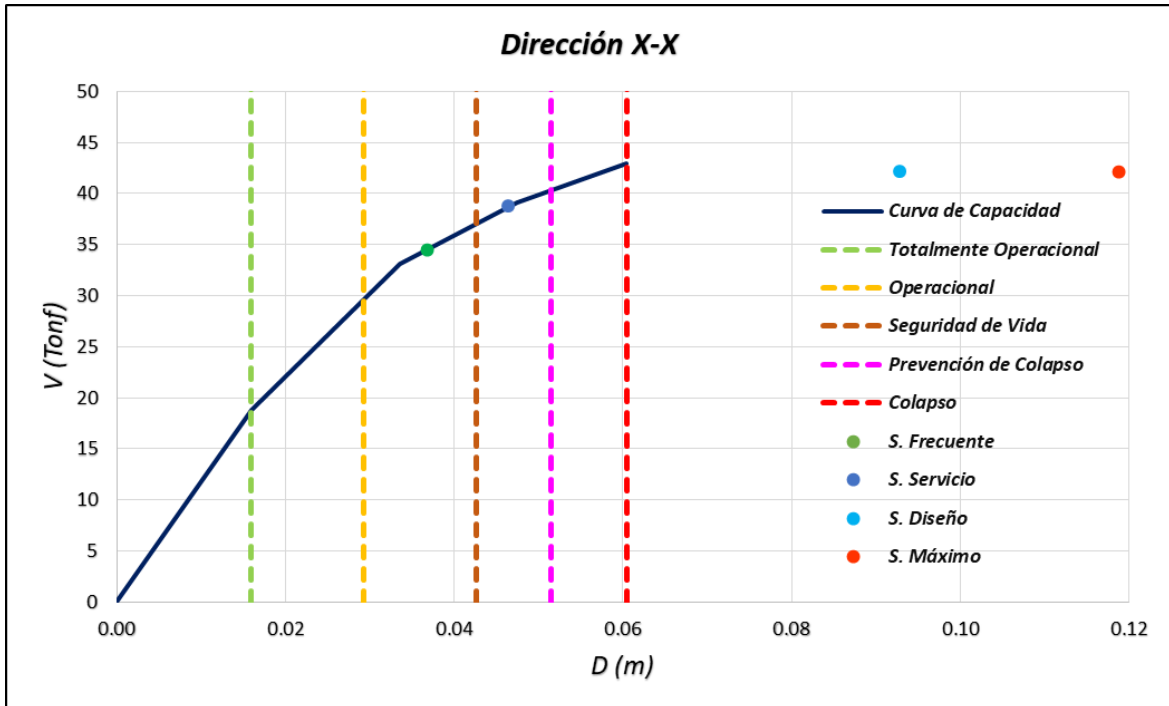
Anexo 4.9 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 09

Fuente: Elaboración propia



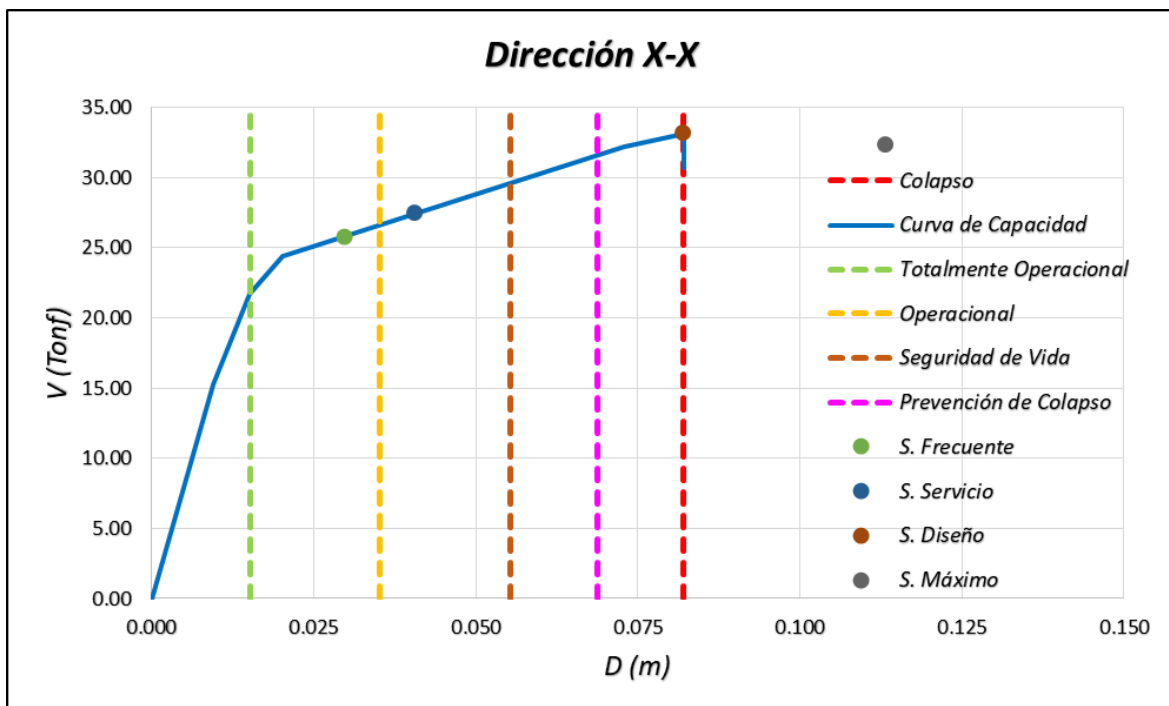
Anexo 4.10 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 10

Fuente: Elaboración propia



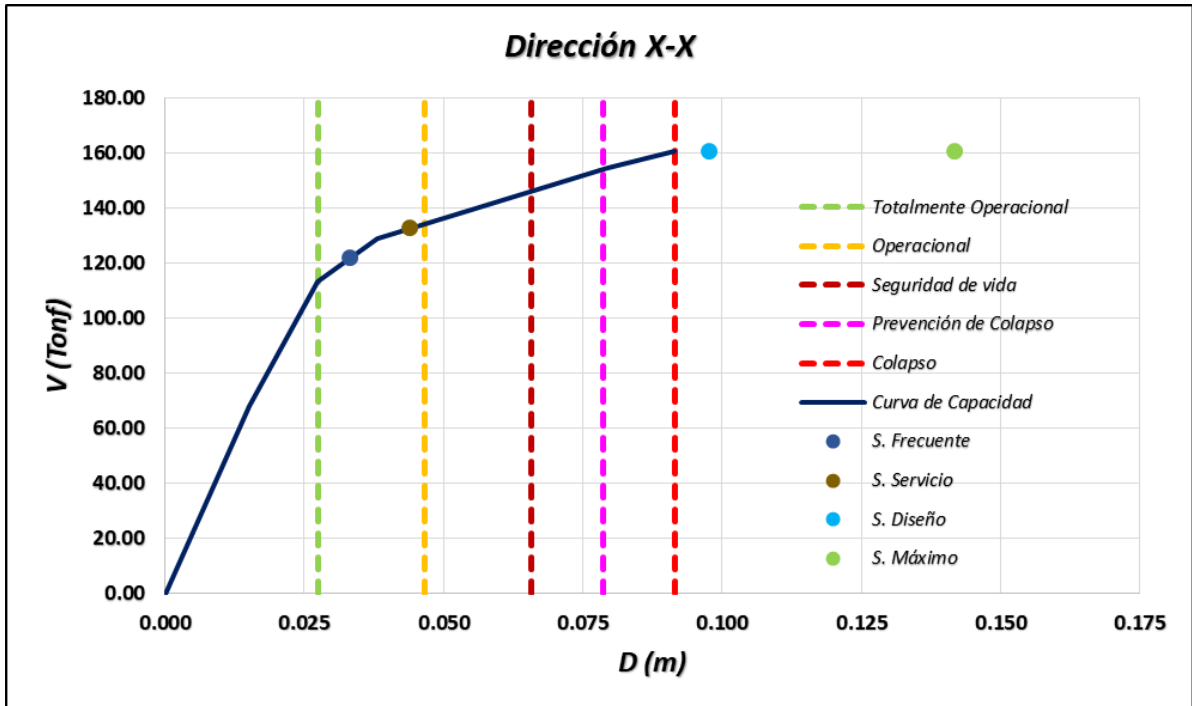
Anexo 4.11 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 11

Fuente: Elaboración propia



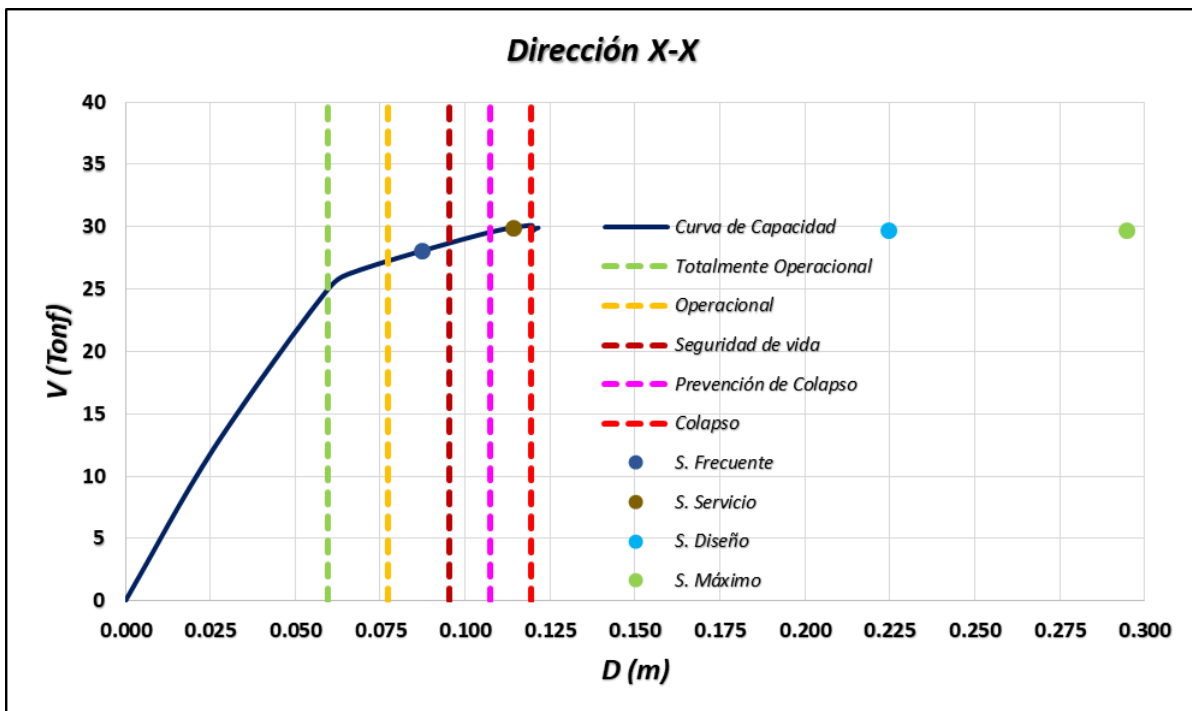
Anexo 4.12 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 12

Fuente: Elaboración propia



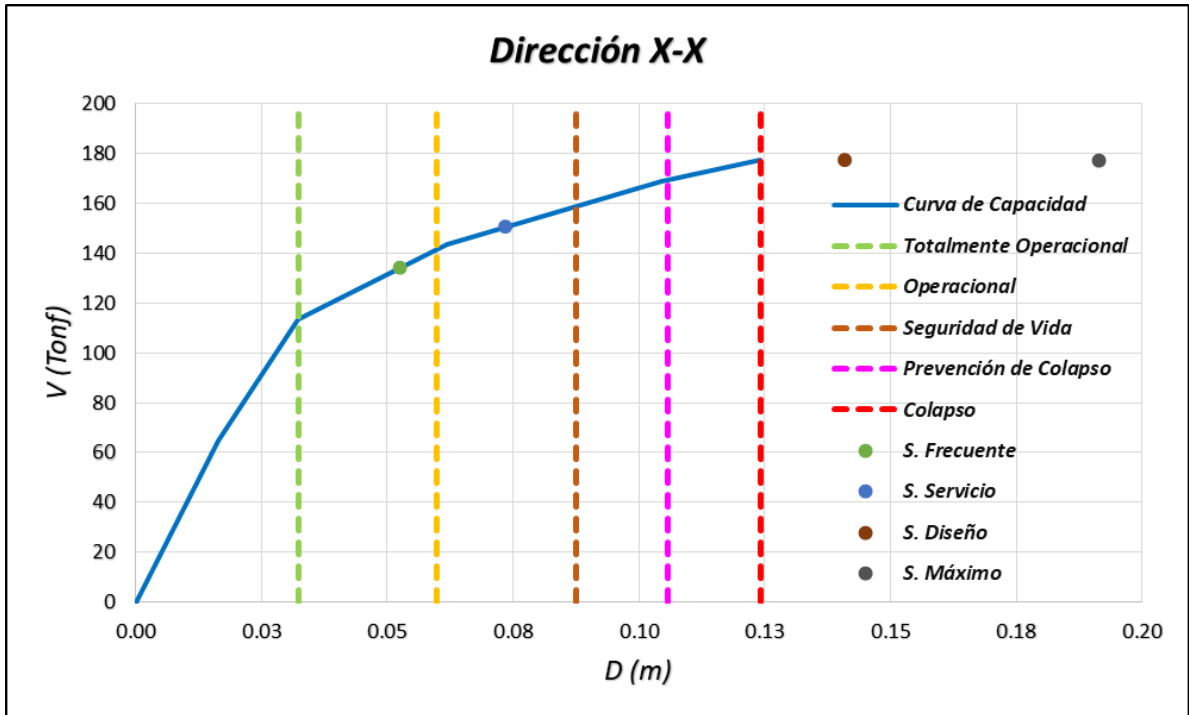
Anexo 4.13 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 14

Fuente: Elaboración propia



Anexo 4.14 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 15

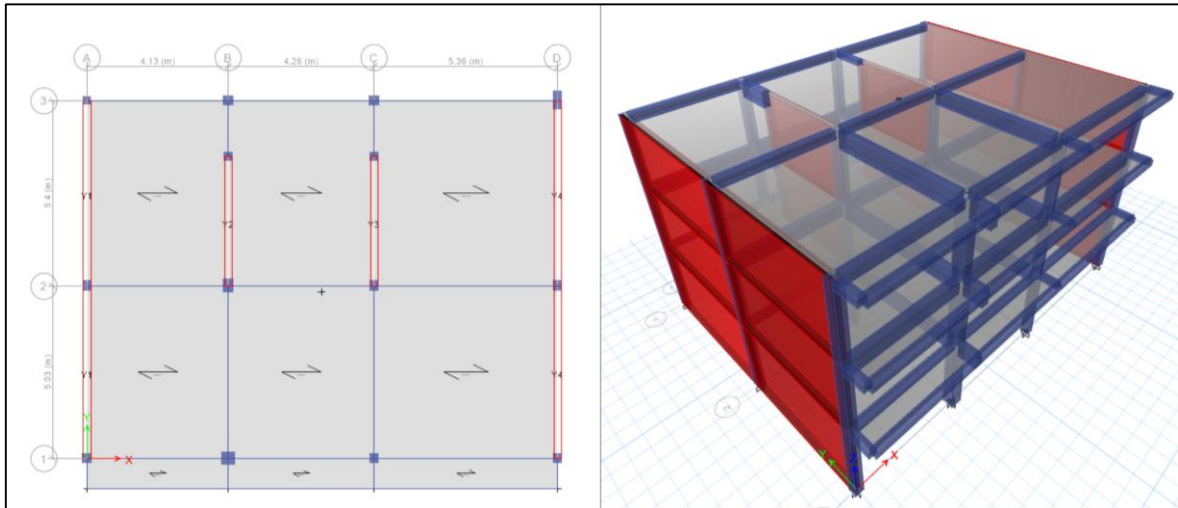
Fuente: Elaboración propia



Anexo 4. 15 : Desempeño sísmico del sistema aporticado del edificio N° 16

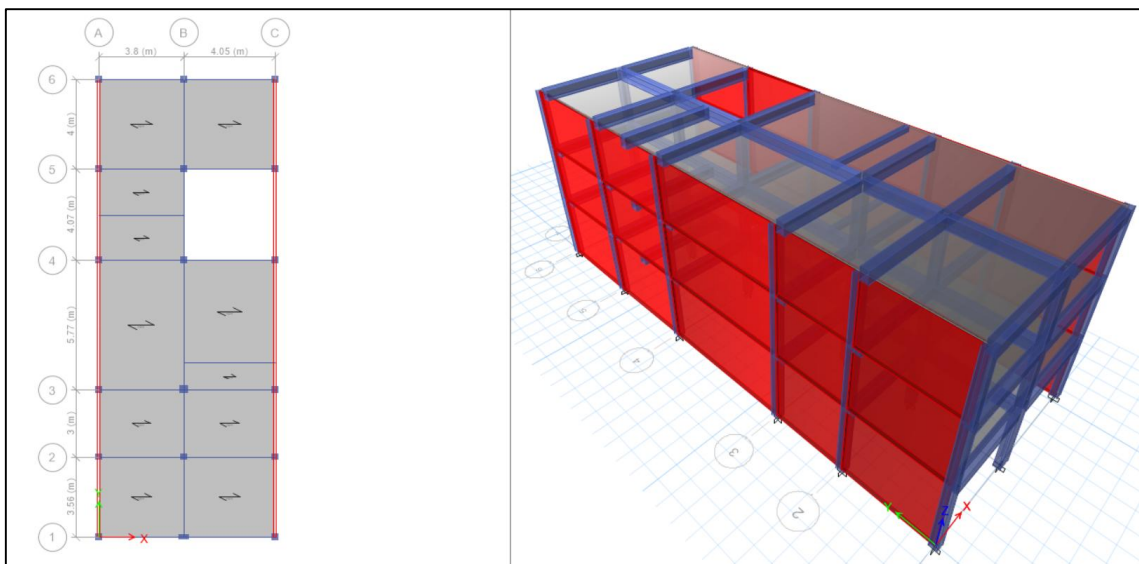
Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 5. MODELOS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS



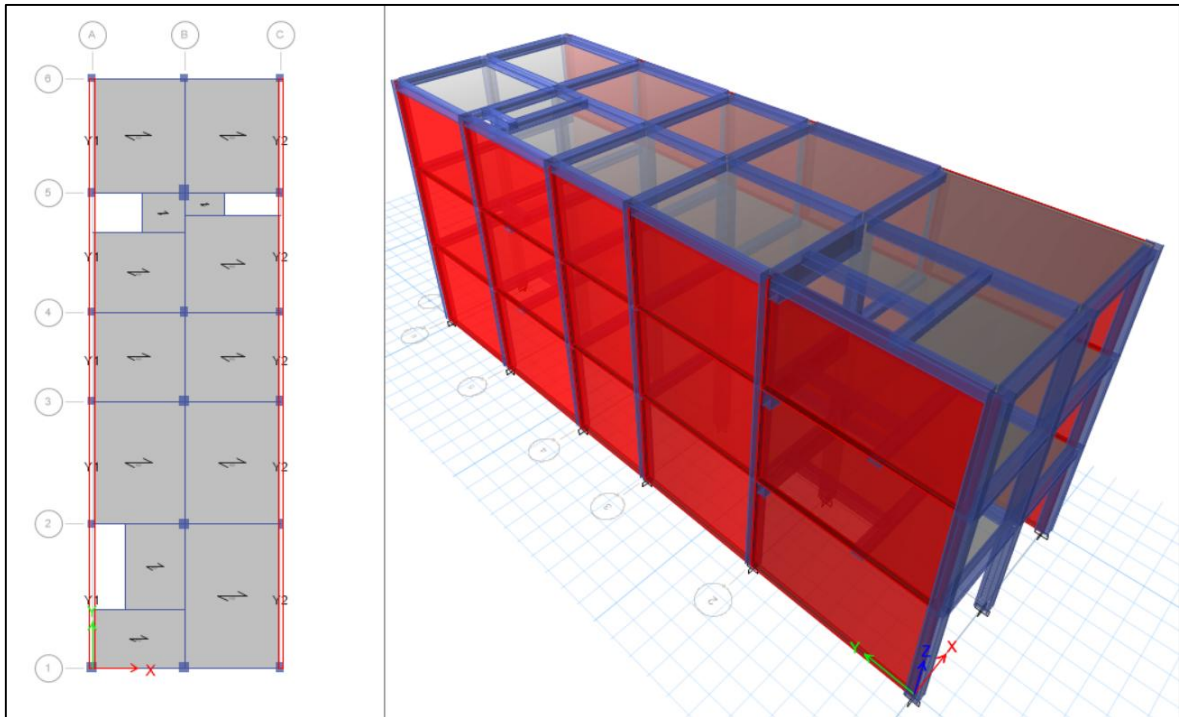
Anexo 5.1: Modelo estructural del edificio N° 01

Fuente: Elaboración propia



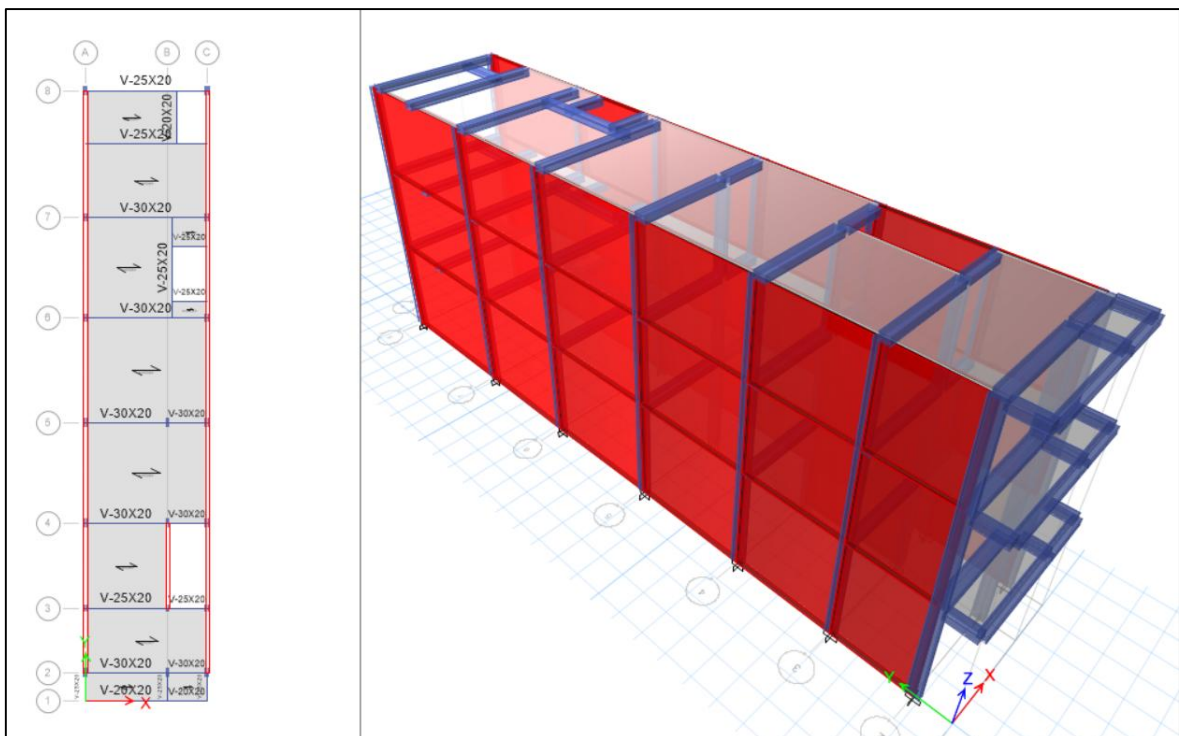
Anexo 5.2 : Modelo estructural del edificio N° 02

Fuente: Elaboración propia



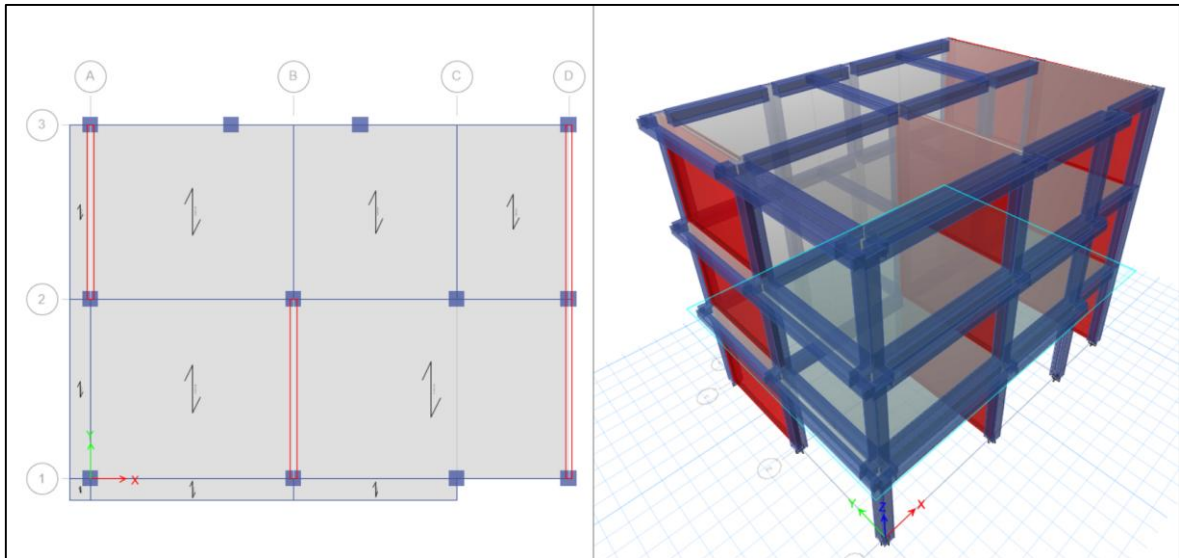
Anexo 5.3 : Modelo estructural del edificio N° 03

Fuente: Elaboración propia



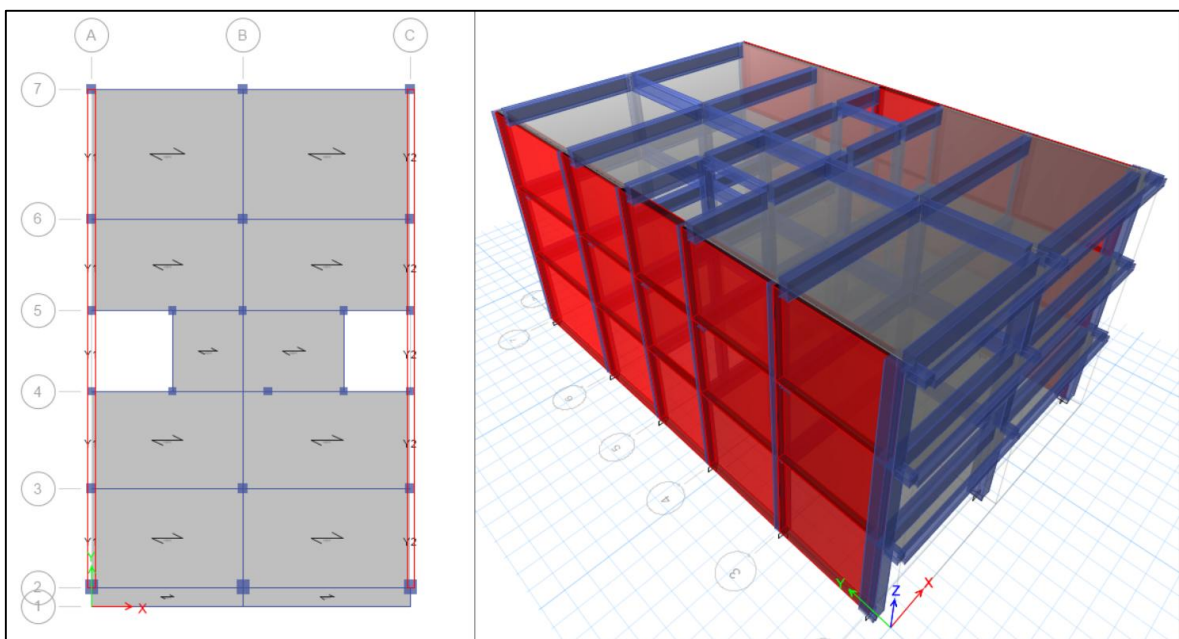
Anexo 5.4 : Modelo estructural del edificio N° 04

Fuente: Elaboración propia



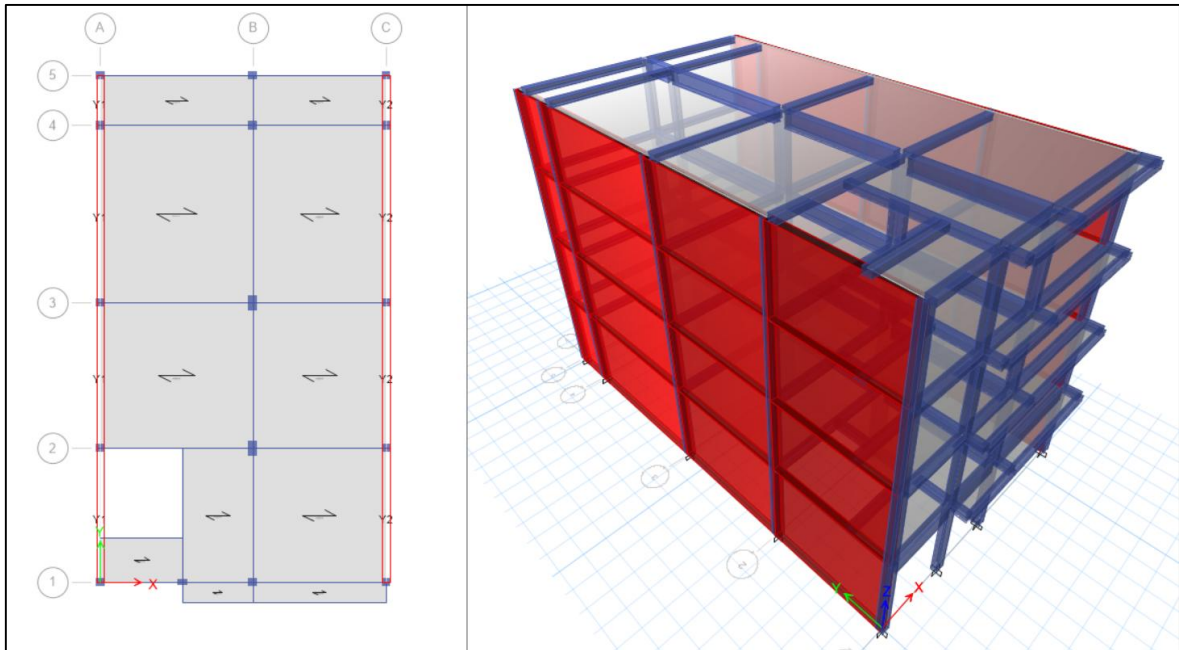
Anexo 5.5 : Modelo estructural del edificio N° 05

Fuente: Elaboración propia



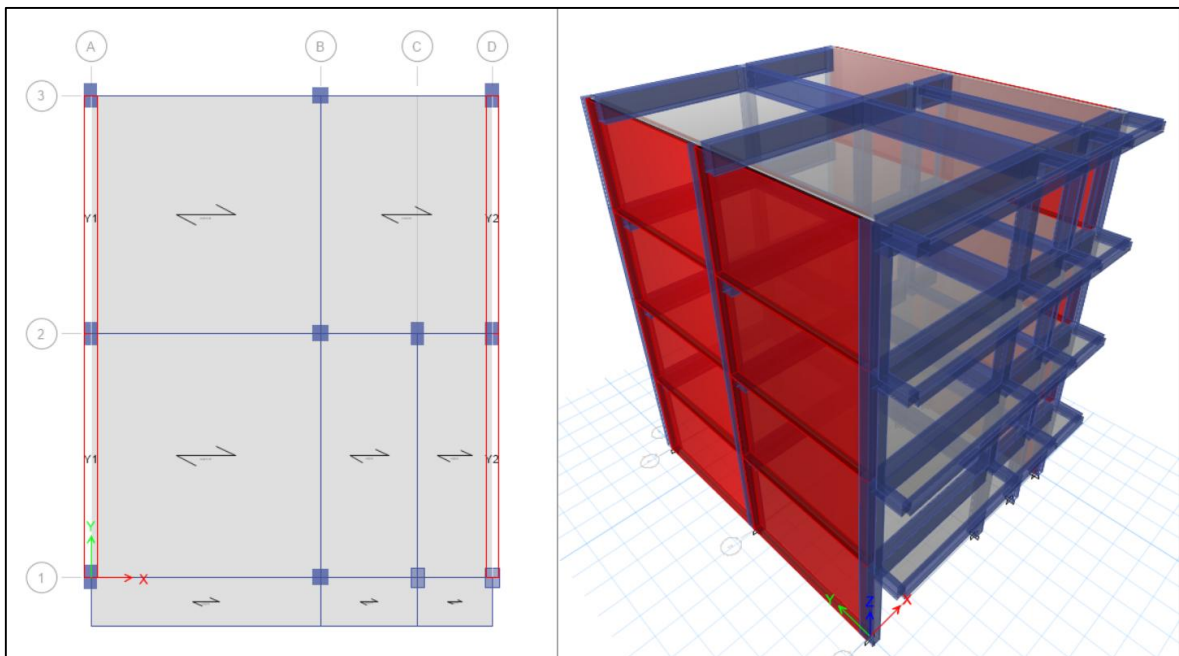
Anexo 5.6 : Modelo estructural del edificio N° 06

Fuente: Elaboración propia



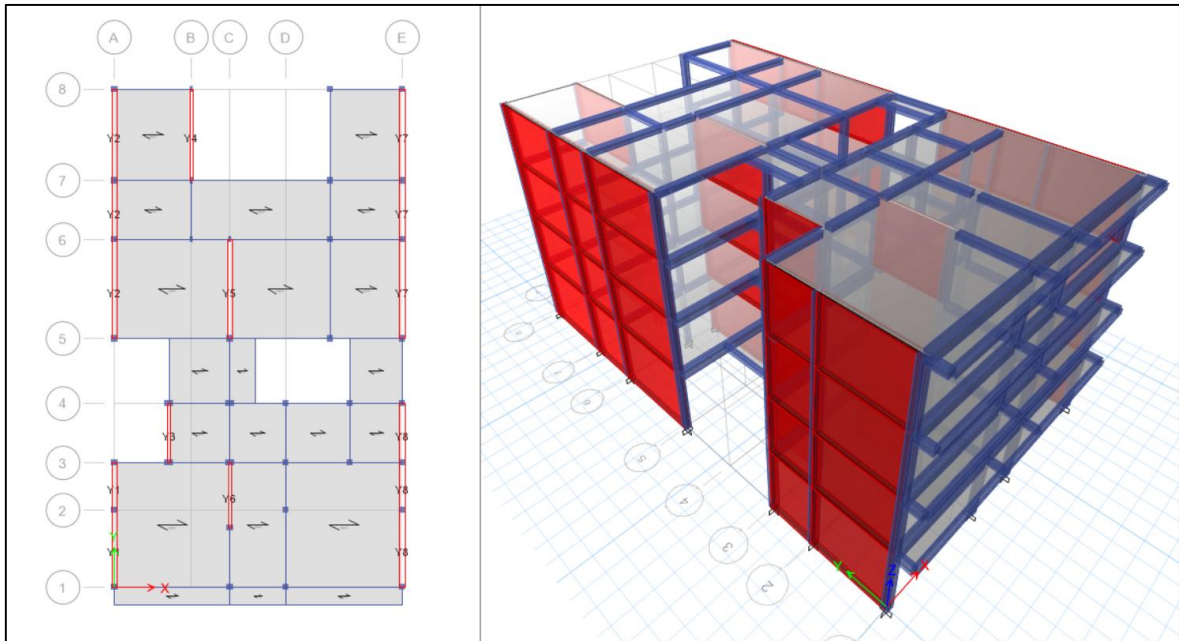
Anexo 5.7 : Modelo estructural del edificio N° 07

Fuente: Elaboración propia



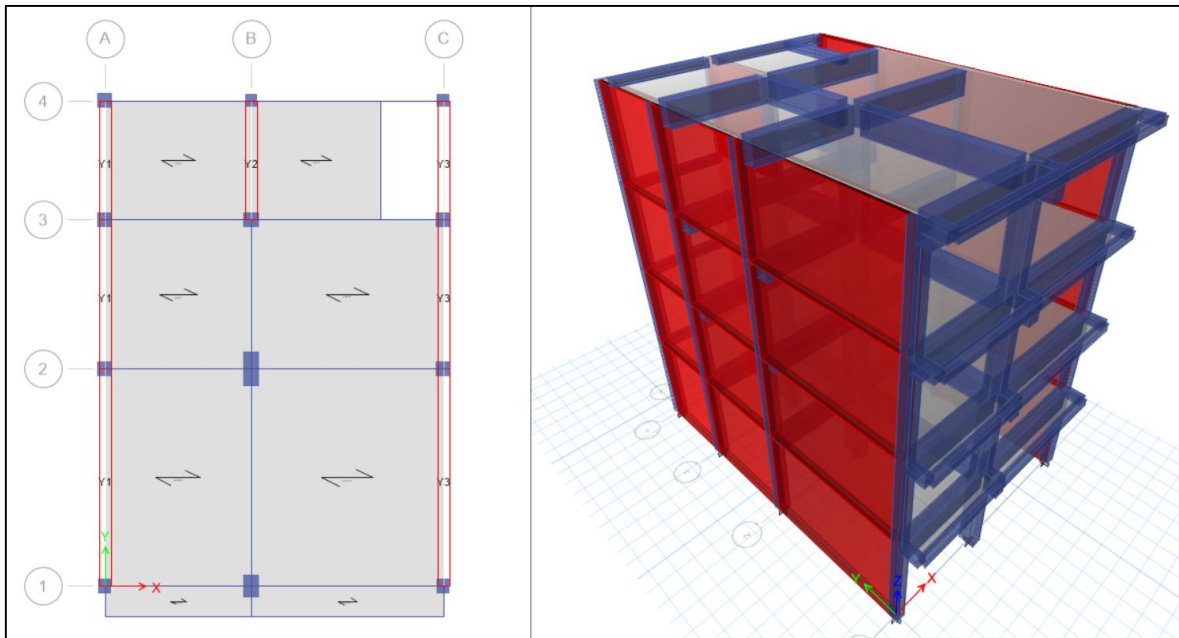
Anexo 5.8 : Modelo estructural del edificio N° 08

Fuente: Elaboración propia



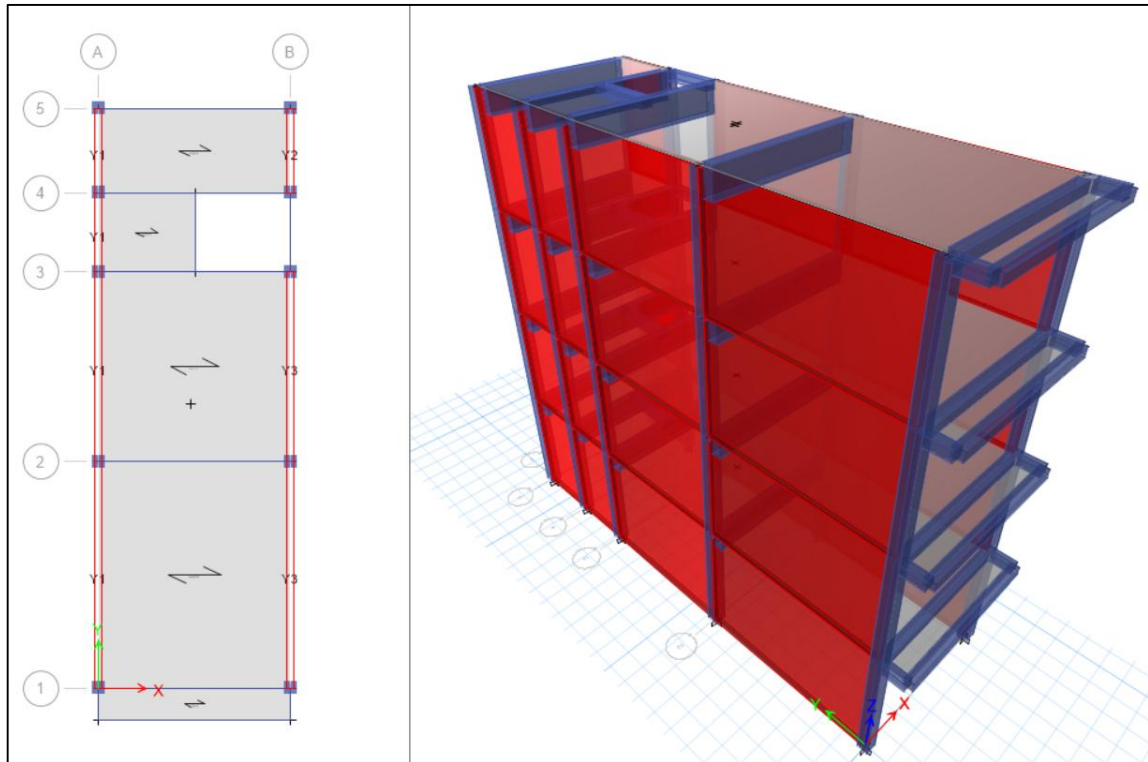
Anexo 5.9 : Modelo estructural del edificio N° 09

Fuente: Elaboración propia



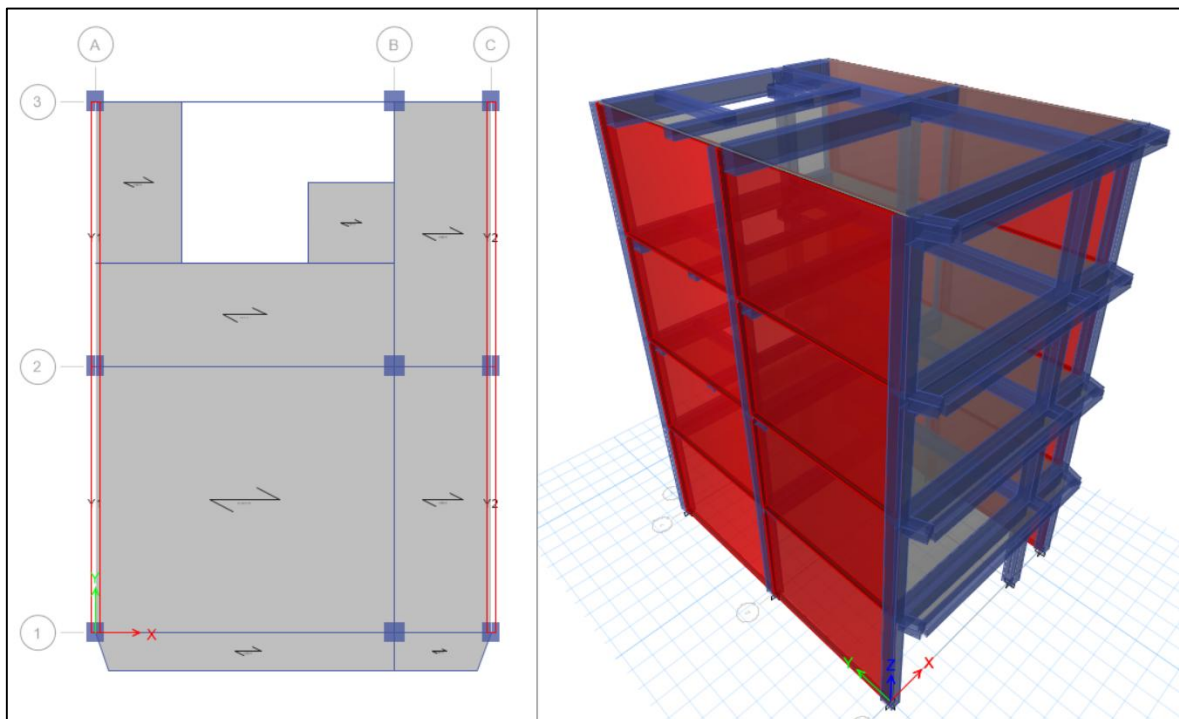
Anexo 5.10 : Modelo estructural del edificio N° 10

Fuente: Elaboración propia



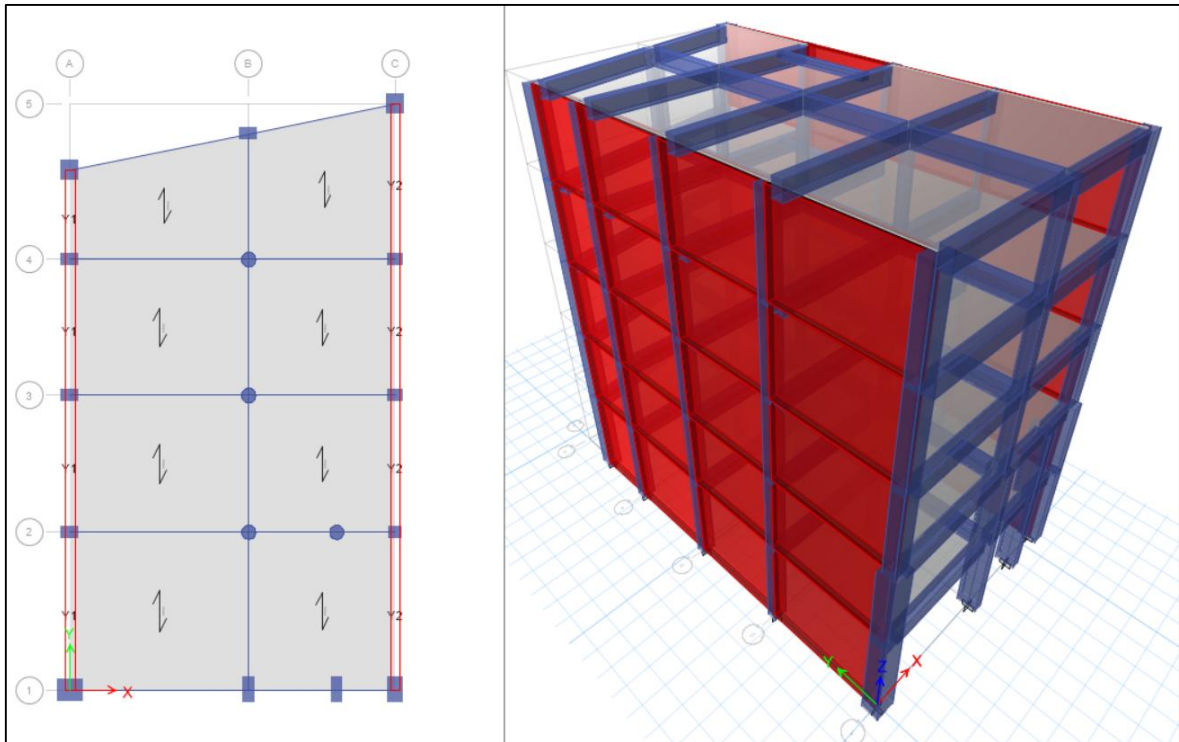
Anexo 5.11 : Modelo estructural del edificio N° 11

Fuente: Elaboración propia



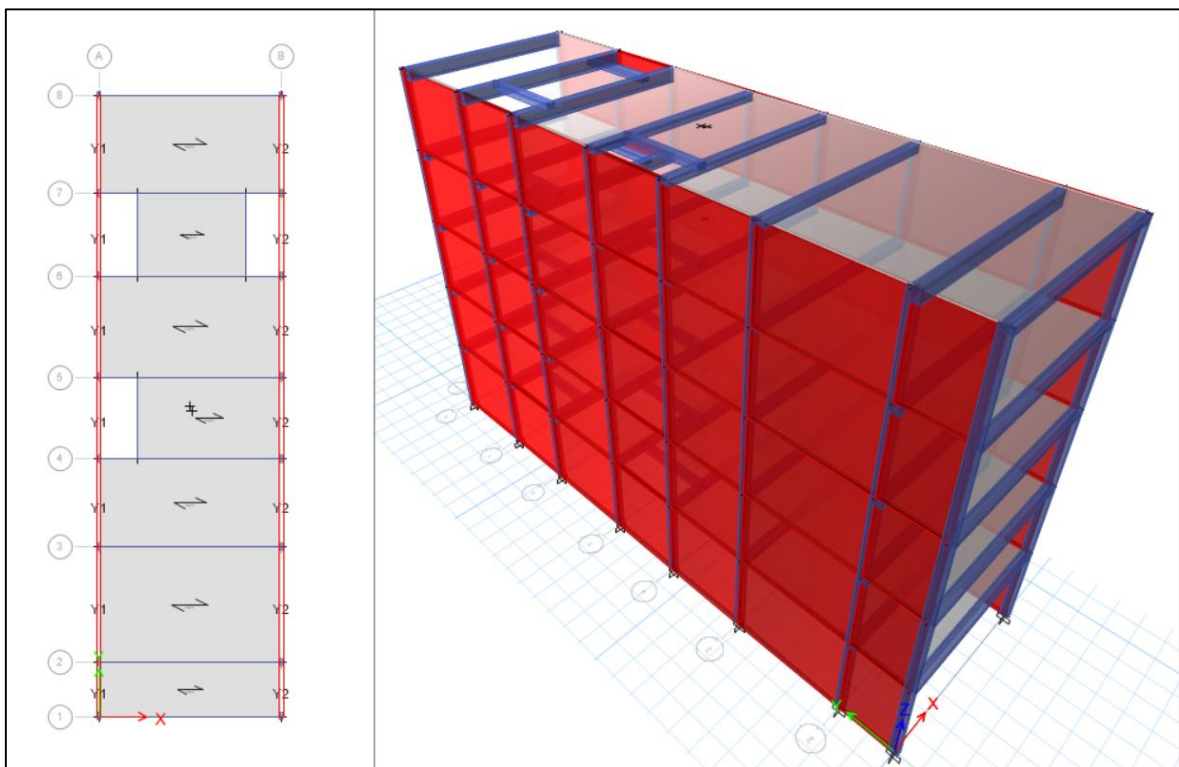
Anexo 5.12 : Modelo estructural del edificio N° 12

Fuente: Elaboración propia



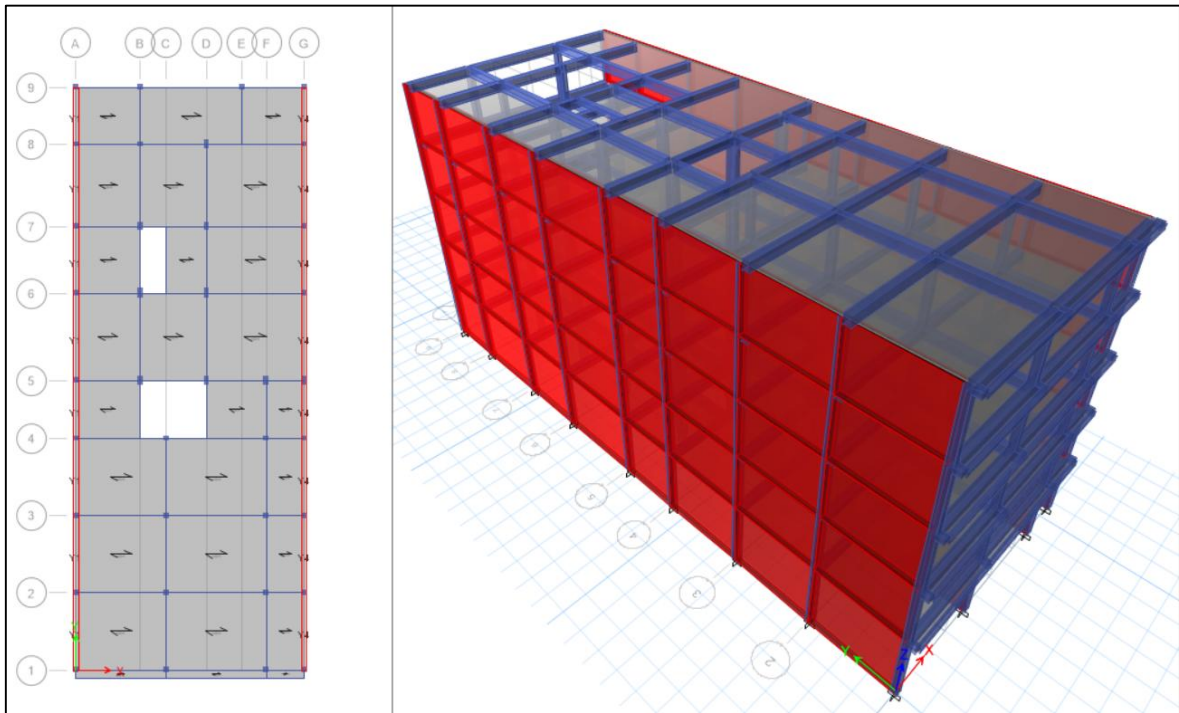
Anexo 5.13 : Modelo estructural del edificio N° 14

Fuente: Elaboración propia



Anexo 5.14 : Modelo estructural del edificio N° 15

Fuente: Elaboración propia



Anexo 5.15 : Modelo estructural del edificio N° 16

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 6. EXCENRICIDAD ACCIDENTAL DE LAS EDIFICACIONES

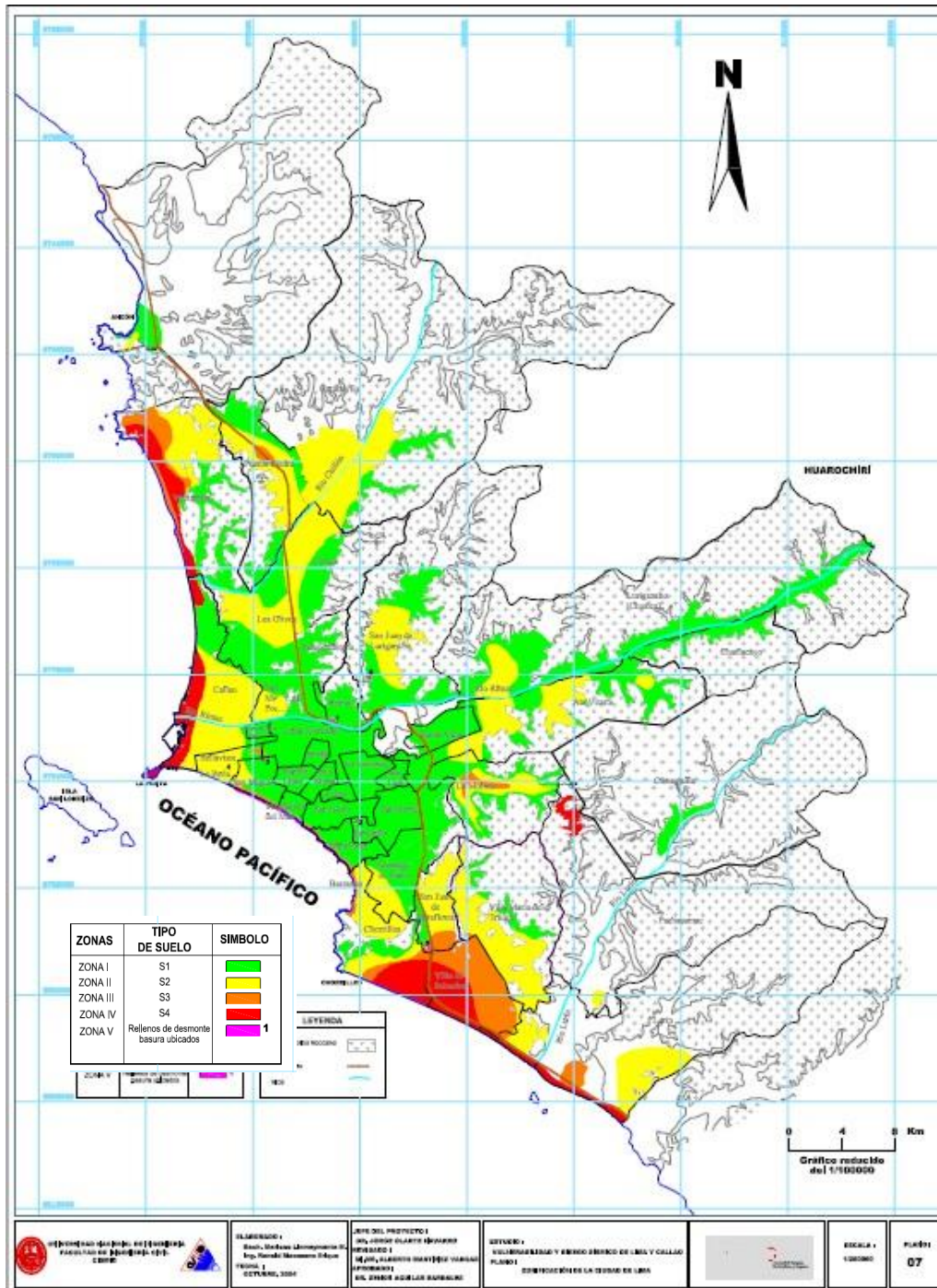
Anexo 6.29

Excéntrica accidental de los 16 edificios

EDIFICIO	LONGITUDES		Ex (m)	Ey (m)
	Lx (m)	Ly (m)	0.05*Lx	0.05Ly
1	13.75	10.43	0.688	0.522
2	7.85	20.40	0.393	1.020
3	16.22	17.28	0.811	0.864
4	4.00	20.03	0.200	1.002
5	9.47	6.70	0.474	0.335
6	9.85	15.96	0.493	0.798
7	8.56	15.75	0.428	0.788
8	7.50	9.00	0.375	0.450
9	11.59	20.74	0.580	1.037
10	6.78	9.72	0.339	0.486
11	3.65	11.00	0.183	0.550
12	5.75	7.72	0.288	0.386
13	8.15	11.58	0.408	0.579
14	8.05	14.49	0.403	0.725
15	5.85	19.92	0.293	0.996
16	10.66	27.19	0.533	1.360

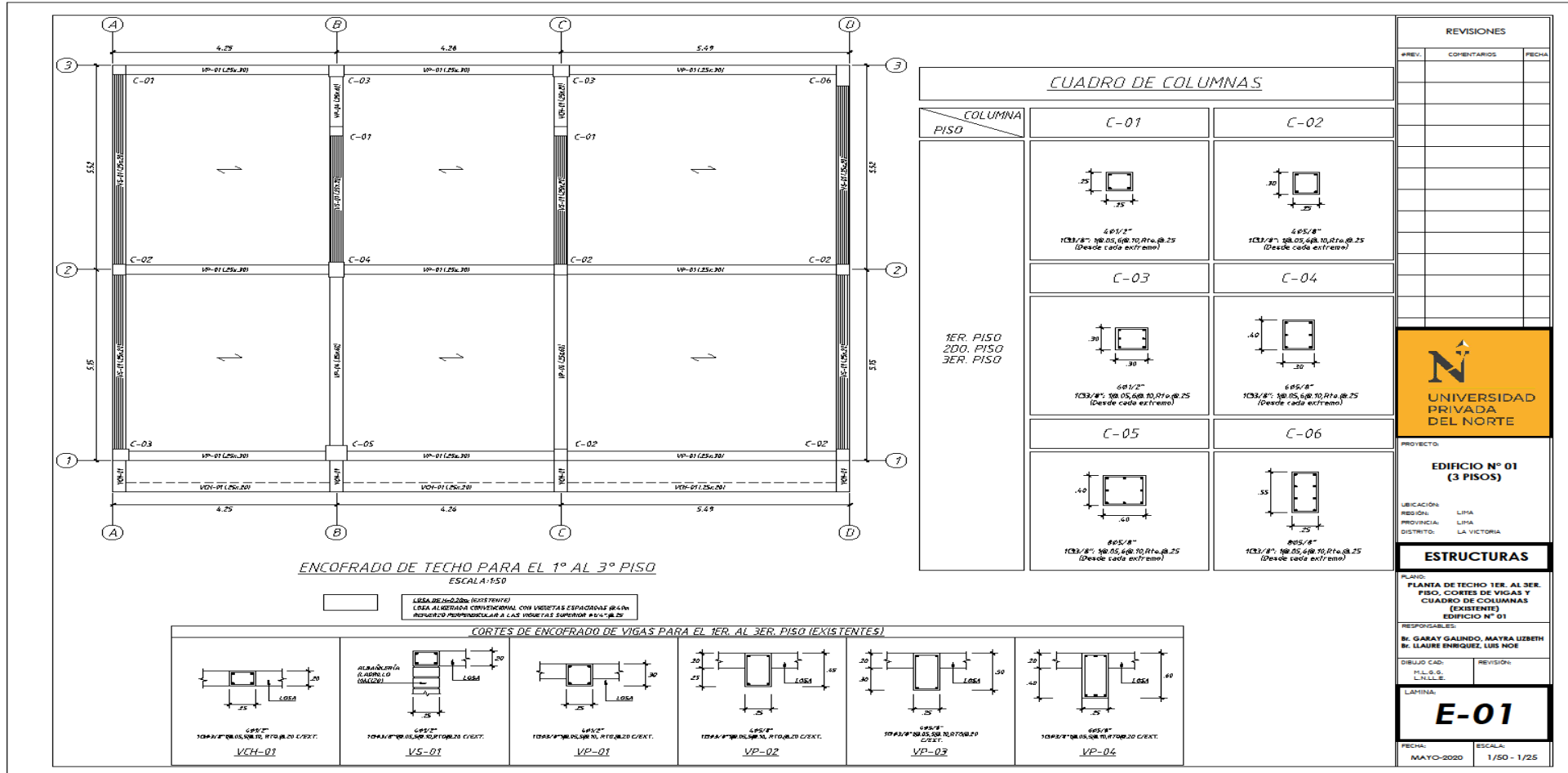
Fuente: Elaboración propia

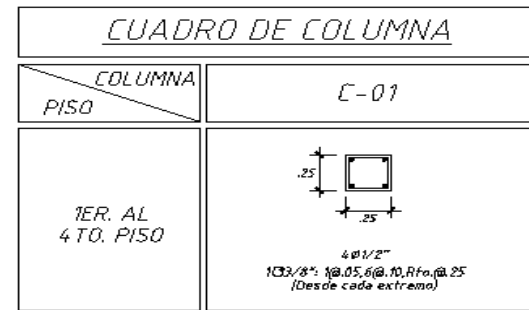
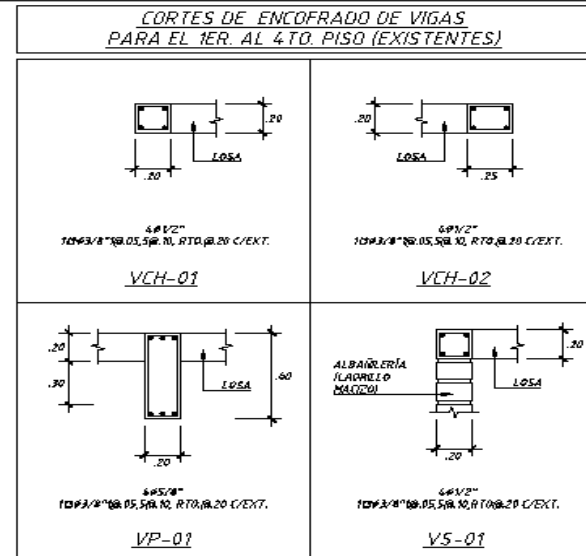
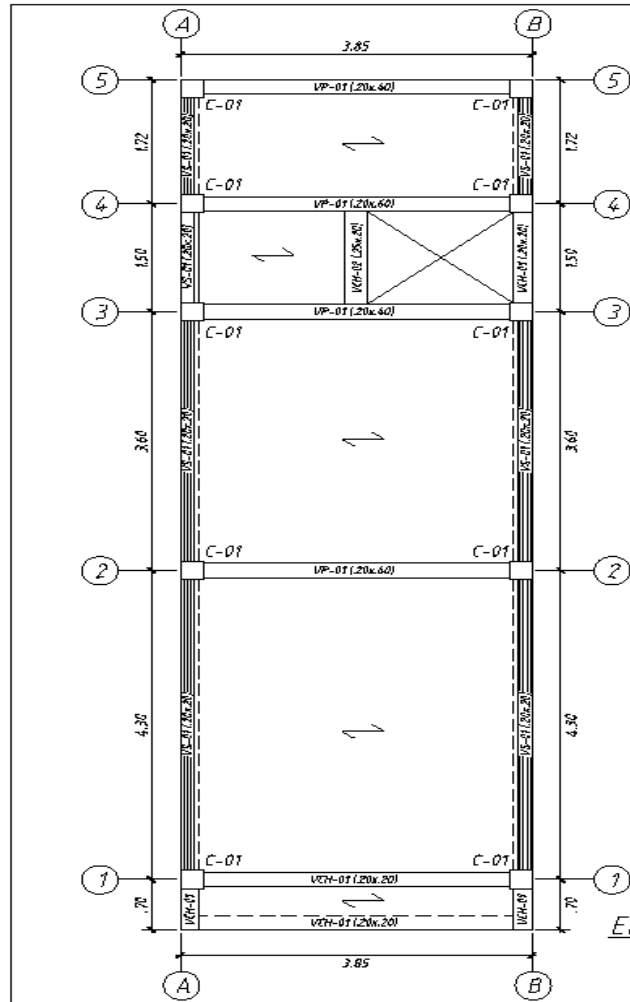
**ANEXO N° 7. MAPA DE ZONIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELO DE LA CIUDAD
 DE LIMA**



Anexo 7.30: Mapa de microzonificación geotécnica
 Fuente: CISMID 2016

ANEXO N° 8. PLANOS DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIONES EXISTENTES





ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1º AL 4º PISO
ESCALA: 1:50

LOSA DE H=0.20m (EXISTENTE)
LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 40cm
REFUERZO PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR: Ø1/4" @ 25

REVISIONES

#REV.	COMENTARIOS	FECHA



PROYECTO:
EDIFICIO N° 11 (4 PISOS)

UBICACIÓN:
REGIÓN: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: LA VICTORIA

ESTRUCTURAS

PLANO:
PLANTA DE TECHO 1ER. AL 4TO. PISO, CORTES DE VIGAS Y CUADRO DE COLUMNAS (EXISTENTE) EDIFICIO N° 11

RESPONSABLES:
Br. GARAY GALINDO, MAYRA LIZBETH
Br. LLAURE ENRIQUEZ, LUIS NOE

DIBUJO CAD: REVISIÓN:
M.L.G.G.
L.N.L.L.E.

LAMINA:
E-11

FECHA: ESCALA:
MAYO-2020

ANEXO N° 9: PLANOS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO N° 13

RELACION DE PLANOS

PLANO N°	TÍTULO
E-07	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	PLANTA Y CORTES DE CIMENTACIÓN, CUADRO DE COLUMNAS, PLACAS Y DETALLES TÍPICOS
E-03	PLANTA DE REFORZAMIENTO PARA EL 1er. AL 5to. PISO Y CORTES DE VIGAS EXISTENTES

INDICE DE NOMENCLATURAS

N	NIVEL
N.T.	NIVEL DE TERRENO
N.P.1.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.L.	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
N.I.1.	NIVEL DE JARDIN TERMINADO
N.P.2.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.P.3.	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.C.Z.	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
M.F.C.Z.	NIVEL DE FONDO DE CEMENTO CORRIDO
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
TIP.	TÍPICO
MN.	MÍNIMO
MA.C.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
S/E.	SIN ESCALA
@	A CADA/HASTA
#	DÍGITO
ATO	RECTO
EXTR.	EXTREMO

CARGAS

CARGAS VIVALES:	E-07
RESIDENTE	200 kg/m ²
VISITACIÓN	200 kg/m ²
CORRIDORES Y ESCALERAS	400 kg/m ²
ESTACIONAMIENTO	400 kg/m ²
ALICATA	100 kg/m ²

CARGAS SÍSMICAS

RESOLUCIÓN	E-0.30 (USO UNIFORME/INTELENTE)
FACTORES DE ZONA (LIGNA 4)	2.0 ó 4.0
FACTORES DE LISO (CA TEGORIA C)	U=1.00
FACTORES DE SUBG. (TIPO S1, ZONA 4)	S=1.00 T ₀ =0.40 seg. T ₁ =2.50 seg.
COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R _s)	R _s =2.00 (MUROS ESTRUCTURALES) R _s =1.00 (ALBAÑILERÍA CONFINADA)
FACTORES DE IRREGULARIDAD EN AL TUBO (R ₁)	R ₁ =1.00 (R ₁ >1.00)
FACTORES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (R ₂)	R ₂ =1.00 (R ₂ >1.00)
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R ₁ -R ₂)	R ₁ =2.00 R ₂ =2.00
FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA	C _u =2.50, C _y =2.50

RESÚMEN FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (1) seg

- T₀ = 0.31 seg.
- T₁ = 0.36 seg.
- FUERZA CONSTANTE EN LA BASE EMPLEADA PARA EL DISEÑO (V) ton.
- V_z = 28.24 ton.
- V_y = 28.62 ton.

MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS DIRECCIONALES:

- MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.93 cm.
- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0029 m.

DIRECCIÓN X-Y:

- MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.51 cm.
- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0010 m.

PROCESO CONSTRUCTIVO PARA EL REFORZAMIENTO

REFORZAMIENTO DE ZAPATAS

1. PICAR CUIDADOSAMENTE LA LOSA DE PISO, EXCAVAR HASTA ALCANZAR EL NIVEL DE FONDO DE ZAPATA EXISTENTE (E-02).
2. OCIONAR EL CONCRETO CORRIDO QUE SE ENCUENTRE INVOLUCRADO E ANTERIORA CON EN EL REFORZAMIENTO DE LA ZAPATA VERIFICAR EN OBRA EL CONCRETO CORRIDO.
3. ESCARIFICAR LA SUPERFICIE QUE ESTÁ EN CONTACTO CON EL CONCRETO NUEVO DE LA ZAPATA, DEJARLA HÚMEDA Y LIBRE DE PARTÍCULAS DE POLVO.
4. VACIAR SOLADO DE CONCRETO SIMPLE (E-03).
5. HABILITAR Y COLOCAR ACERO DE REFORZO PARA LAS ZAPATAS DE ACUERDO A LOS PLANOS ES TRACTUALES.
6. APLICAR UN PUNTE DE ADHERENCIA PARA USAR CONCRETO NUEVO CON CONCRETO EXISTENTE CON SINKADUR 20 GEL O SIMILAR.
7. REALIZAR EL VACIADO DE CONCRETO PARA LAS ZAPATAS.

REFORZAMIENTO CON PLACAS

1. VERIFICAR DIMENSIONES DE COLUMNAS EXISTENTES.
2. APUNTALAR EL ÁREA DE TRABAJO, ANTES DE INICIAR CON LA DEMOLICIÓN PARCIAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PLACAS DE REFORZAMIENTO.
3. DEMOLER PARTE DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA EXISTENTES EN DONDE SE CONSTRUIRAN LAS PLACAS DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.
4. HABILITAR Y COLOCAR ACERO DE REFORZO PARA LAS PLACAS.
5. PICAR REFORZAMIENTO DE LA COLUMNA HASTA EXCONTRAR EL Ø DE ACERO ISOL O PARA COLUMNAS EXISTENTES EN DONDE SE INTERSARÁ LA PLACA DE REFORZAMIENTO.
6. PERFORAR COLUMNA EXISTENTE CON TALADRO, LIMPIAR LOS AGUJEROS, APLICAR EPÓXICO SINKADUR 20 O SIMILAR Y COLOCAR DONNEL DE ANCLAJE #12".
7. ENTERRAR LA PLACA Y HABILITAR LA PLACA DE CONCRETO.
8. APLICAR UN PUNTE DE ADHERENCIA PARA USAR CONCRETO NUEVO CON CONCRETO EXISTENTE CON SINKADUR 20 GEL O SIMILAR.
9. REALIZAR UN VACIADO CONTINUO DE CONCRETO.
10. CURAR DIARIAMENTE HASTA UNA SEMANA DESPUES DE DENSENFORAR.

PROCESO DE VACIADO DE CONCRETO NUEVO SOBRE CONCRETO EXISTENTE

1. ESCARIFICAR SUPERFICIE QUE ESTÁ EN CONTACTO CON CONCRETO NUEVO.
2. LIMPIAR DEBAJO A LIBRE DE PARTÍCULAS DE POLVO.
3. APLICAR ADHESIVO SINKADUR 20 GEL O SIMILAR SOBRE LA SUPERFICIE ANTES DEL VACIADO DE CONCRETO.
4. VACIAR EL CONCRETO NUEVO CON ADITIVO DE SER NECESARIO PARA EVITAR PROBLEMAS POR CONTRACCIÓN DE FRAGUA.

CIMENTACIONES

1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN	ZAPATAS AISLANTES Y CIMENTOS DE CONCRETO ARMADO Y CEMENTOS VACIADOS
ESTRATO DE APOYO	-
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN	-1.30 MÍNIMO (CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO ADYACENTE A LA CIMENTACIÓN)
PRESIÓN ADMISIBLE	-2.00 kg/cm ²
MÁXIMA ASIENTAMIENTO ESPERADO	-

2. LOS PARÁMETROS GEOTECNICOS MÍNIMOS EXIGIDOS PARA ESTE PROYECTO CORRESPONDEN AL ESTUDIO DE "INTEGROCOMPARACIÓN SÍSMICA DE LIMA" ELABORADA POR (LABORAL & AL VA, 2004).
3. LA PROFUNDIDAD MÍNIMA Y DISEÑOS EN PLANTA PARA LA CIMENTACIÓN EXISTENTE SON ADECUADOS, POR LO TANTO SERÁN VERIFICADOS EN OBRA ANTES DE INICIAR CON LOS TRABAJOS DE REFORZAMIENTO Y/O CONSTRUCCIÓN.
4. LOS SUELOS ADYACENTES A LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
5. NO DEBE COMENZARSE SOBRE TIERRA, SUELO O GRUÑÓN, TIRERA VEGETAL, DESBASTE Y RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE COMENZAR LA EMPERACIÓN Y DEBE LLENARSE LA SOBRE EXCAVACIÓN BAJO LAS CONDICIONES CON PLACAS DE ZAPATAS DE CONCRETO QUE DEBE EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UN LENTE O BOLSÓN DE LIMO O ARCILLA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLO O EN POR LO MENOS 0.30 m. SE USARÁ EN LA AL TUBO DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSA CIMENTACIÓN DE CONCRETO CILINDRICO, TODA LA CIMENTACIÓN SE DISEÑO CONSIDERANDO QUE SE APOYARÁ SOBRE LA ARENA PORDEBENTE ORIGINADA.
7. LAS EXCAVACIONES REALIZADAS PARA LA CIMENTACIÓN DEBERÁN EFECTUARSE TRIANTANDO DE NO ALTERNAR NUNCA EL MATERIAL EN LA COTA FINAL DE CORTE.

CONCRETO

1. **COLOCACIÓN:**
 - EL CONCRETO DEBE REFORZARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR SU SEGREGACIÓN DEBIDO A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.
 - LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFORZADOS.
 - NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA CONSOLIDADO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRANÍOS.
 - NO DEBE USARSE CONCRETO QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE HAYA AGREGADO AGUA, NI AQUEL QUE HAYA SIDO RECIKLADO DESPUES DE SU FRAGUADO PARCIAL.
 - UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PASEL O DE LA SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O LAS JUNTAS ESPECIFICADAS.
 - LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
 - TODO CONCRETO DEBE CONTACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MENOS ADECUADOS DURANTE SU COLOCACIÓN Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFORZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.
2. **CURADO:**
 - A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.13 DEL ACI-308 US EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE LOS 50° C Y EN CONDICIONES ADECUADAS DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DIAS DESPUES DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEEN CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA MECÁNICA).
 - EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA MECÁNICA DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE LOS 10° C Y EN CONDICIONES ADECUADAS DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS 3 PRIMEROS DIAS DESPUES DEL VACIADO A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.13 DEL ACI-308-02.
3. **ENCOFRADO:**
 - LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONISTA DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES, EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
4. **CALIDAD DEL CONCRETO:**

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS A LOS 28 DIAS (F'ci)	TAMANO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP (PLASTIC)
ZAPATAS	270 kg/cm ²	2"	4"
PLACAS	170 kg/cm ²	1"	4"
LOSA DE PISO EN EL PRIMER NIVEL DE VACIADO APORTADO SOBRE EL SUELO	170 kg/cm ²	---	---

5. **ACERDO DE REFORZO:**

REFORZADO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLECCIÓN (F _y)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A635 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A635 - GRADO 40	4200 kg/cm ²
6. **RECOMENDACIONES:**

LOS REFORZAMIENTOS LIBRES DE LOS REFORZOS MEDIDOS DESDE LOS ESTRIBOS O LAS VARILLAS DE CONTINIAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTENDIDA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERÁN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN LOS PLANOS DE DETALLES O EN LAS NOTAS DE LOS DISEÑOS DE PLANOS.

ELEMENTO	REFORZAMIENTO
ZAPATAS Y CIMENTOS VACIADOS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS Y CIMENTOS VACIADOS SOBRE EL SUELO	5.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.5 cm
SUPERFICIES QUE NO ESTARÁN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
MUROS, PLACAS Y LOSAS	2.0 cm
COLUMNAS	4.0 cm
VIGAS	4.0 cm
COLUMNETAS EN LA TABICUERÍA	2.0 cm

7. LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS DE ESTRUCTURAS NO INCLUYEN SU ACABADO.

8. LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA LOS VACIADOS DE CONCRETO QUE NO ESTEN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DE TALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER VACIADOS Y APROBADOS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.

9. NO SE DEBE CONSIDERAR EN LA CONSTRUCCIÓN OJETOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN ESTOS PLANOS, SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.

10. LOS REFORZOS EN ESTOS PLANOS ESTAN REPRESENTADOS DIAGNÓSTICAMENTE, ASÍ, NO ESTÁN NECESARIAMENTE DIBUJADOS CON SUS DIMENSIONES REALES LAS CUALES SI SE ACCIONAN.

11. LOS EMPALMES DE LOS REFORZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS, CUANDO SE EMPLEEN EMPALMES QUE NO SE ENCUENTRAN ESPECIFICADOS EN ESTOS PLANOS, SERÁN EN ESTOS POSIBLES DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFORZO QUE SE INDICA EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL.

12. PODRÁN SOLDARSE LOS REFORZOS SOLO CON LA PREVIA APROBACIÓN DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.

REVISIONES

NºREV.	COMENTARIOS	FECHA

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE

PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO N° 13

UBICACIÓN: LIMA
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: LA VICTORIA

ESTRUCTURAS

PLANO: ESPECIFICACIONES GENERALES

RESPONSABLES: BR. GARAY GALINDO, MAYRA LIZBETH
BR. LLAIURE ENRIQUEZ, LUIS NOE

DIBUJO CAD: REVISIÓN:

LAPINHA:

E-01

FECHA: MAYO-2020 **ESCALA:** 3/4

