

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

“ESTIMACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS NO
LINEAL DE UNA VIVIENDA CONVENCIONAL EN LA CIUDAD DE
TACNA”

TESIS

Presentada por:

Bach. Williams Jhoel, Quispe Ramos

Para optar el Título Profesional de:

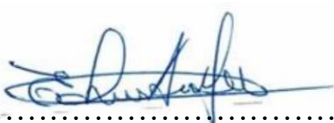

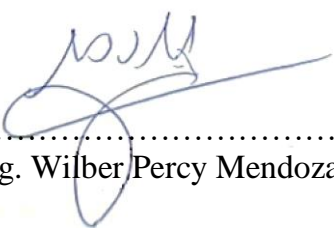
INGENIERO CIVIL

TACNA-PERÚ
2024

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia


Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**“ESTIMACION DEL DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE ANALISIS NO LINEAL
DE UNA VIVIENDA CONVENCIONAL EN LA CIUDAD DE TACNA”**,Tesis sustentada y aprobada el día 19 de enero de 2024 estando integrado el Jurado
Calificador por:**PRESIDENTE**
:
MSc. Ing. Edgar Chura Arocutipa**SECRETARIO**
:
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga**VOCAL**
:
Mag. Ing. Samuel Amar Antezana**ASESOR DE TESIS**
:
Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, **Wilber Percy Mendoza Ramirez** en mi condición de asesor acreditado por la Resolución de Facultad R.F N°111-2023-FIAG/UNJBG de la tesis titulada: **“ESTIMACION DEL DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE ANALISIS NO LINEAL DE UNA VIVIENDA CONVENCIONAL EN LA CIUDAD DE TACNA ”**, presentado por el Bachiller Williams Jhoel Quispe Ramos para optar por el título profesional de Ingeniero Civil, habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y de similitud de trabajos de investigación y producción intelectual, considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software antiplagio **TURNITIN** cuenta con el nivel de similitud cuyo porcentaje es de 19% por lo que **CERTIFICO LA SIMILARIDAD** de la tesis, la cual está de acuerdo al nivel **PERMITIDO**, para continuar con los trámites correspondientes y para su publicación en el repositorio institucional.

Se emite el presente certificado con fines de continuar con los tramites respectivos para su obtención de título profesional.



Mtro. Ing. **WILBER MENDOZA RAMIREZ**

ASESOR

DNI-N°: 00520705

AGRADECIMIENTOS

Agradezco de antemano a nuestro padre celestial por darnos su protección y estar a mi lado siempre, guiándome y dándome la fortaleza, perseverancia y sabiduría necesaria para lograr cada etapa de nuestras vidas.

A mi familia que siempre estuvieron presente apoyándonos moral, físico y económicamente, con el cual me permitió alcanzar una carrera profesional.

A la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, ya que ahí fue donde recibimos la enseñanza, formación y las herramientas que nos brindaron para poder desarrollarnos profesionalmente.

Agradezco a mis profesores, los ingenieros de la universidad y docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes nos impartieron sus conocimientos a lo largo de nuestra estadía en la universidad, guiándonos e inculcándonos el valor de seguir el camino de la investigación académica.

Williams Jhoel Quispe Ramos

DEDICATORIA

A Dios por haberme guiado y bendecido para poder llegar al lugar en donde estoy y también haberme dado vida y salud. También por permitirme culminar con éxito mi tan anhelada carrera, a mis padres por inculcarme los valores, principios, así como cultivar en mí el deseo y motivación para no rendirme y convertirme en la persona que ahora soy.

A mis hermanos menores que son el motor de mi día a día, esperando que puedan lograr muchas más cosas de las que pueda hacer hoy.

A mis tíos Luis, Jorge y Irma que sin su apoyo moral y económico no hubiera podido ingresar a la universidad, y ser hoy un profesional.

A los profesores por su apoyo constante e incondicional y a todos los que estuvieron a mi lado a lo largo de mi formación.

Williams Jhoel Quispe Ramos

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	4
DEDICATORIA	5
CONTENIDO	6
TABLAS	10
FIGURAS	11
RESUMEN	13
ABSTRACT.....	14
INTRODUCCIÓN	15
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.1 Descripción de la Realidad Problemática	17
1.2 Formulación del Problema.....	19
1.2.1 Problema Principal.....	19
1.2.2 Problemas Secundarios	19
1.3 Justificación de la Investigación	19
1.4 Objetivos.....	20
1.4.1 Objetivo Principal	20
1.4.2 Objetivo Secundarios	20
CAPÍTULO II: MARCO TEORICO	21
2.1 Antecedentes	21
2.1.1 Antecedentes Internacionales.....	21
2.1.2 Antecedentes Nacionales	22
2.1.3 Antecedentes Locales.....	24
2.2 Bases Teóricas	25
2.2.1 Sismicidad en el Perú.....	25
2.2.2 Sismos Ocurridos en el Sur del Perú.....	26
2.2.2.1 Sismo Ocurrido en Arequipa en el año 1868	26
2.2.2.2 Sismo Ocurrido en Arequipa en el año 2001	27
2.2.2.3 Sismo Ocurrido en Pisco en el año 2007	28
2.2.3 Viviendas Informales de Albañilería	29
2.2.3.1 Requisitos Mínimos Según la Norma E070 de Albañilería	32
2.2.3.1.1 Clasificación de las Unidades para Fines Estructurales.....	32
2.2.3.1.2 Limitaciones en su aplicación	32
2.2.4 Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño	33
2.2.4.1 Primera Generacion (Performance Based Earthquake Engineering)	33

2.2.4.2	Niveles de Desempeño	35
2.2.4.2.1.	Propuesta del Comité VISION 2000	36
2.2.4.2.2.	Propuesta del ATC-40	38
2.2.4.2.3.	Propuesta del ASCE/SEI 41-13	42
2.2.4.3	Objetivos de Desempeño	45
2.2.4.3.1.	Propuesta del Comité VISION 2000	45
2.2.4.3.2.	Propuesta del ATC-40	46
2.2.4.3.3.	Propuesta del ASCE/SEI 41-13	47
2.2.4.3.4.	Filosofía de la Ingeniería Sismorresistente según la NTE E030	49
2.2.5	Demanda Sísmica.....	50
2.2.5.1	Propuesta del Comité VISION 2000	50
2.2.5.2	Propuesta del ATC-40	51
2.2.5.3	Propuesta de ASCE/SEI 41-13	52
2.2.5.4	Propuesta de la Norma E030.....	53
2.2.5.4.1.	Parámetros sísmicos.....	53
2.2.5.4.2.	Aceleración espectral	56
2.2.5.5	Conversión del espectro de demanda al formato ADRS	57
2.2.6	Capacidad Estructural (AENL Pushover)	57
2.2.6.1	Análisis estático no lineal Pushover	57
2.2.6.2	Patron de cargas laterales	60
2.2.6.3	Curva de capacidad	61
2.2.6.3.1.	Ductilidad	61
2.2.6.3.2.	Sobrerresistencia.....	63
2.2.7	Estimación del punto de desempeño	63
2.2.7.1	Método del Espectro de Capacidad.....	64
2.2.7.1.1.	Procedimiento Propuesto por el ATC-40	65
2.2.8	Modelización de elementos estructurales	73
2.2.9	Modelos Constitutivos de materiales	75
2.2.9.1	Comportamiento no Lineales de Elementos de Concreto Armado	76
2.2.9.2	Modelo Esfuerzo – deformación del concreto	76
2.2.9.2.1.	Modelo de Hognestad	76
2.2.9.2.2.	Modelo de Mander	77
2.2.9.3	Modelo Esfuerzo deformación del Acero de Refuerzo	77
2.2.10	Modelo No lineal para Secciones y Elementos.....	79
2.2.10.1	Diagrama Momento Curvatura.....	79
2.2.10.2	Diagrama Momento Rotación	80

2.2.11	Relación Generalizadas fuerza - Deformación	81
2.2.12	Comportamiento no lineal de la Albañilería confinada	82
2.2.12.1	Método modelado con Diagonales con rotula axial	86
2.2.12.2	Método modelado de Columna Ancha con rotula de corte	86
2.2.12.3	Estados límites de muros de albañilería confinada	88
2.2.12.4	Ensayos realizados a muros confinados del Blocker II	89
2.3	Definición de Términos Básicos	92
2.3.1	Riesgo Sísmico.....	92
2.3.2	Resistencia	92
2.3.3	Rigidez	93
2.3.4	Ductilidad.....	93
2.3.5	Redundancia.....	93
2.3.6	Demanda Sísmica.....	93
2.3.7	Capacidad Estructural	93
2.3.8	Desempeño sísmico	93
CAPÍTULO III:MARCO METODOLÓGICO		94
3.1	Hipótesis	94
3.1.1	Hipótesis Principal	94
3.1.2	Hipótesis Secundarias	94
3.2	Operacionalización de Variables	94
3.3	Tipo de Investigación.....	95
3.4	Diseño de Investigación.....	95
3.5	Población y Muestra de estudio	96
3.6	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	96
3.6.1	Recopilación de Datos	96
3.6.1.1	Descripción General de la Vivienda Tipo (convencional).....	96
3.6.1.2	Elaboración de Planos	97
3.6.2	Procesamiento de Datos	100
3.7	Análisis de Datos	101
3.7.1	Análisis Lineal en Etabs.....	101
3.7.1.1	Análisis de Carga de Gravedad	101
3.7.1.2	Análisis Dinámico Modal Espectral.....	102
3.7.1.2.1	Periodo de vibración y Participación modal	103
3.7.1.2.2	Verificación de Derivas.....	103
3.7.2	Análisis no Lineal en Etabs.....	104
3.7.2.1	Definición de no linealidad de los materiales	106
3.7.2.2	Definición de la no linealidad de las Columnas	109

3.7.2.3	Definición de la no linealidad en Vigas	111
3.7.2.4	Definición de la no Linealidad de Muros de Albañilería Confinada con Blocker II .	114
3.7.2.5	Asignación de Cargas Gravitacional y patrón de cargas lateral	118
3.7.2.6	Asignación del Espectro de Demanda sísmica	120
3.7.2.7	Conversión del Espectro en formato ADRS	123
3.7.2.8	Curva de Capacidad Global.....	124
3.7.2.9	Determinación del Punto de Desempeño	128
CAPÍTULO IV: RESULTADOS		131
4.1	Descripción del Trabajo de Campo.....	131
4.2	Presentación de los Resultados	133
4.2.1	Curva de Capacidad	133
4.2.1.1	Curva de Capacidad Dirección X	133
4.2.1.1.1	Formación de Rotulas Plásticas	134
4.2.1.2	Curva de Capacidad Dirección Y	136
4.2.1.2.1	Formación de rotulas Plásticas.....	137
4.2.2	Evaluación del Desempeño sísmico.....	139
4.2.2.1	Niveles de Desempeño en el sentido X	140
4.2.2.2	Niveles de Desempeño en el sentido Y.....	141
4.3	Comprobación de Hipótesis (Discusión)	142
4.3.1	Discusión Hipótesis Principal	142
4.3.2	Discusión Hipótesis Secundaria	142
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		144
5.1	Conclusiones	144
5.2	Recomendación y/o Sugerencias	145
REFERENCIAS.....		146
ANEXOS		150
	Matriz de Consistencia.....	150
	Planos de Arquitectura y Estructuras	152

TABLAS

Tabla 1	<i>Clase de Unidad de Albañilería para Fines Estructurales</i>	32
Tabla 2	<i>Limitaciones en el uso de la unidad de albañilería para fines estructurales</i>	33
Tabla 3	<i>Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño</i>	37
Tabla 4	<i>Niveles de desempeño para las estructuras según el ATC-40</i>	42
Tabla 5	<i>Niveles de desempeño del edificio objetivo según el ASCE/SEI 41-13</i>	45
Tabla 6	<i>Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales</i>	47
Tabla 7	<i>Objetivos de Desempeño según ASCE/SEI 41-13</i>	48
Tabla 8	<i>Niveles de amenaza sísmica para evaluación y diseño</i>	51
Tabla 9	<i>Factor de Zona</i>	53
Tabla 10	<i>Clasificación de perfiles de suelo</i>	53
Tabla 11	<i>Factor de suelo "S"</i>	54
Tabla 12	<i>Periodos T_P y T_L</i>	54
Tabla 13	<i>Sistemas estructurales</i>	55
Tabla 14	<i>Valores para el factor de modificación del amortiguamiento k</i>	71
Tabla 15	<i>Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V</i>	71
Tabla 16	<i>Coefficientes propuestos de la formulación de (Diaz et al., 2019)</i>	85
Tabla 17	<i>Resumen de driff según tipo de bloque propuesta de (Diaz et al., 2019)</i>	85
Tabla 18	<i>Rango de estados de zonas inelásticas en muros de albañilería peruanos</i>	88
Tabla 19	<i>Operacionalización de Variables</i>	95
Tabla 20	<i>Propiedades mecánicas del concreto, acero y albañilería</i>	99
Tabla 21	<i>Detalle de Refuerzo en Columnas</i>	100
Tabla 22	<i>Detalle de Refuerzo en Vigas</i>	100
Tabla 23	<i>Parámetros sísmicos ingresados a Etabs</i>	101
Tabla 24	<i>Metrado de cargas para el modelado en Etabs</i>	102
Tabla 25	<i>Propiedades geométricas y mecánicas de los muros ensayados</i>	115
Tabla 26	<i>Propuesta de Estados límites para el Blocker II</i>	117
Tabla 27	<i>Factores de conversión del espectro para diferentes periodos de retorno</i>	121
Tabla 28	<i>Valores de los Espectros Elásticos de pseudo - Aceleración para cada Nivel de Sismo</i>	121
Tabla 29	<i>Espectros Elásticos en formato ADRS</i>	123
Tabla 30	<i>Calculo del Factor de participación del primer modo "PF" en la Dirección X</i> ...125	
Tabla 31	<i>Calculo del Factor de participación del primer modo "PF" en la Dirección Y</i> ...125	
Tabla 32	<i>Puntos de desempeño por el método de espectro de capacidad</i>	131
Tabla 33	<i>Matriz de Consistencia</i>	150

FIGURAS

Figura 1	<i>Áreas de Acumulación de Energía</i>	26
Figura 2	<i>Terremoto y Maremoto Arequipa 1868</i>	27
Figura 3	<i>Colapso de Vivienda Construida informalmente</i>	28
Figura 4	<i>Vivienda con poca Redundancia</i>	30
Figura 5	<i>Viviendas construida con ladrillo BLOCKER II</i>	31
Figura 6	<i>Vivienda construida con ladrillo de arcilla Blocker II y Bloqueta de concreto</i>	31
Figura 7	<i>Evolución del diseño basado en desempeño</i>	34
Figura 8	<i>Visualización de la Ingeniería Basada en Desempeño</i>	35
Figura 9	<i>Objetivos de desempeño sísmico recomendado para edificaciones</i>	46
Figura 10	<i>Secuencia del análisis pushover</i>	58
Figura 11	<i>Curva da Capacidad idealizado</i>	60
Figura 12	<i>Tipos de Distribución de cargas laterales para análisis pushover</i>	61
Figura 13	<i>Tipos de ductilidad</i>	62
Figura 14	<i>Relación entre sobrerresistencia y ductilidad</i>	63
Figura 15	<i>Conversión de la curva de capacidad a formato ADRS</i>	66
Figura 16	<i>Representación bilineal del espectro de capacidad</i>	68
Figura 17	<i>Derivación del amortiguamiento para la reducción espectral</i>	69
Figura 18	<i>Asignación de punto de desempeño de prueba</i>	72
Figura 19	<i>Determinación del punto de desempeño de prueba</i>	72
Figura 20	<i>Determinación del punto de desempeño</i>	73
Figura 21	<i>Tipos de modelos de componentes estructurales</i>	74
Figura 22	<i>Modelo de esfuerzo - deformación del concreto de Hognestad</i>	76
Figura 23	<i>Modelo esfuerzo - deformación de mander</i>	77
Figura 24	<i>Idealización de la curva esfuerzo - deformación del acero</i>	78
Figura 25	<i>Diagrama momento Curvatura</i>	80
Figura 26	<i>Diagrama Momento rotación simplificado normalizado</i>	81
Figura 27	<i>Relación Generalizadas fuerza - Deformación</i>	82
Figura 28	<i>Estados limites en muros confinados</i>	83
Figura 29	<i>Comportamiento de muros de albañilería sometidos a carga lateral</i>	84
Figura 30	<i>Modelado de la albañilería con Diagonales a carga axial</i>	86
Figura 31	<i>Muro de albañilería y su modelo no lineal equivalente</i>	87
Figura 32	<i>Comparación de curva histerético del muro ensayado vs el modelo no lineal equivalente calibrado</i>	87
Figura 33	<i>Propuesta de rangos de estado límite de ladrillos industriales</i>	89
Figura 34	<i>Curva de capacidad del espécimen MBAT-1</i>	89
Figura 35	<i>Curva de capacidad del espécimen MBAT-2</i>	90
Figura 36	<i>Curva de capacidad del espécimen MBAT-3</i>	90
Figura 37	<i>Curva de capacidad del espécimen MBAT-4</i>	91
Figura 38	<i>Curva de capacidad del espécimen MBAT-5</i>	91
Figura 39	<i>Curva de capacidad del espécimen MBAT-6</i>	92
Figura 40	<i>Ubicación de la Edificación</i>	97
Figura 41	<i>Distribución Arquitectónica del Primer nivel</i>	98
Figura 42	<i>Distribución Arquitectónica del Segundo Nivel</i>	98
Figura 43	<i>Vista 3D modelado en Etabs</i>	101
Figura 44	<i>Asignación de Espectro de Respuesta E030 en Etabs</i>	102
Figura 45	<i>Participación modal en Etabs</i>	103

Figura 46	<i>Verificación de deriva máxima en Etabs</i>	104
Figura 47	<i>Modelo matemático no lineal con rotulas a corte de la vivienda</i>	105
Figura 48	<i>Modelo matemático extruido de la vivienda</i>	105
Figura 49	<i>Parámetros no lineales del concreto</i>	106
Figura 50	<i>Modelo esfuerzo - deformación para concreto confinado</i>	107
Figura 51	<i>Parámetros no lineales del acero</i>	108
Figura 52	<i>Modelo esfuerzo deformación del acero según Park</i>	109
Figura 53	<i>Definición automática de fibra</i>	110
Figura 54	<i>Ubicación de rotulas tipo fibra en columnas</i>	110
Figura 55	<i>Valores de rigidez efectiva según ASCE 41-13</i>	111
Figura 56	<i>Asignación de rotulas plásticas en vigas</i>	112
Figura 57	<i>Definición automática de rotulas plásticas en vigas</i>	113
Figura 58	<i>Propiedades de rotula plástica para la VI 30x40</i>	113
Figura 59	<i>Resultados del modelo numérico propuesto</i>	115
Figura 60	<i>Comparación de curvas de capacidad calibrado vs ensayos</i>	116
Figura 61	<i>Curva Fuerza – Deriva (1/1000) - Albañilería confinada de Blocker II (Propuesta)</i>	117
Figura 62	<i>Definición de rotula de corte para la albañilería</i>	118
Figura 63	<i>Definición de carga de gravedad no lineal en Etabs</i>	119
Figura 64	<i>Definición del patrón de carga lateral en Etabs</i>	119
Figura 65	<i>Espectros Elásticos de Pseudo-Aceleración para cada Nivel de Sismo</i>	122
Figura 66	<i>Asignación de los niveles de sismo en Etabs</i>	122
Figura 67	<i>Espectro elástico en formato ADRS</i>	124
Figura 68	<i>Curva Pushover en sentido "X"</i>	124
Figura 69	<i>Espectro de Capacidad en dirección X</i>	126
Figura 70	<i>Espectro de Capacidad en dirección Y</i>	126
Figura 71	<i>Representación Bilineal del Espectro de Capacidad en Dirección "X+"</i>	127
Figura 72	<i>Espectro de Demanda Vs Espectro de Capacidad X+</i>	129
Figura 73	<i>Espectro de Demanda Vs Espectro de Capacidad Y+</i>	130
Figura 74	<i>Inspección Visual Según FEMA P-154</i>	132
Figura 75	<i>Desarrollo Curva de capacidad X+</i>	133
Figura 76	<i>Formación de la primera rotula en dirección X</i>	134
Figura 77	<i>Formación de rotula por corte en el muro de 0.12x3.85m – Ocupación inmediata</i>	135
Figura 78	<i>Mecanismo de Colapso en Dirección X</i>	135
Figura 79	<i>Formación de rotula por corte en el muro de 0.12x3.85m – Prevención del Colapso</i>	136
Figura 80	<i>Desarrollo Curva de capacidad Y+</i>	137
Figura 81	137
Figura 82	<i>Formación de rotula por corte en el muro de 0.12x3.70m – Ocupación inmediata</i>	138
Figura 83	138
Figura 84	<i>Formación de rotula por corte en el muro de 0.12x3.70m – Prevención del Colapso</i>	139
Figura 85	<i>Desempeño sísmico en la dirección X+</i>	140
Figura 86	141
Figura 87	<i>Evaluación de los Objetivos de Desempeño Sísmico</i>	141

RESUMEN

En la presente investigación “Estimación del desempeño sísmico mediante análisis no lineal de una vivienda convencional en la ciudad de Tacna” el objetivo principal fue evaluar el nivel de desempeño sísmico mediante un análisis no lineal pushover con el software Etabs, del cual se usó el procedimiento del Espectro de Capacidad de ATC 40 para determinar el punto de desempeño para diferentes niveles de demanda sísmica, verificándose si cumple con los objetivos de desempeño sísmico propuesto por el SEAOC para lo cual también fue necesario calibrar un modelo matemático de los muros y proponer estados límites de la albañilería confinada con Blocker II en base a ensayos realizados anteriormente. Se determinó que en el sentido X (Corto) la estructura no cumpliría con el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para un sismo de diseño (DE) con un periodo de TR=450 años pues la estructura llega a un nivel de Colapso. Para el sentido Y (Largo) la estructura cumpliría con el nivel de desempeño de Operación inmediata para un sismo de diseño (DE) con un periodo de TR=450 años correspondiente a una deriva de (1/710) concluyéndose finalmente que la vivienda familiar construida convencionalmente con ladrillo Blocker II no cumple con el nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida, según los objetivos de desempeño establecido del SEAOC, ya que la vivienda colapsa en el sentido más corto.

Palabras claves: Desempeño Sísmico, demanda sísmica; curva de capacidad; punto de desempeño; Albañilería, Blocker II.

ABSTRACT.

In the present research "Estimation of seismic performance through non-linear analysis of a conventional home in the city of Tacna" the main objective was to evaluate the level of seismic performance through a non-linear pushover analysis with the Etabs software, from which the procedure was used of the ATC 40 Capacity Spectrum to determine the performance point for different levels of seismic demand, verifying whether it meets the seismic performance objectives proposed by the SEAOC for which it was also necessary to calibrate a mathematical model of the walls and propose limit states of confined masonry with Blocker II based on tests previously carried out. It was determined that in the X direction (Short), the structure would not meet the Life Safety performance level for a design earthquake (DE) with a period of $TR=450$ years, as the structure reaches a Collapse level. In the Y direction (Long), the structure would meet the Immediate Occupancy performance level for a design earthquake (DE) with a period of $TR=450$ years, corresponding to a drift of $(1/710)$. In conclusion, it is determined that the family home built conventionally with Blocker II brick does not meet the seismic performance level of life safety, according to the performance objectives established by SEAOC, as the house collapses in the shorter direction.

Keywords: Seismic Performance, seismic demand; capacity curve; performance point; masonry, Blocker II."

INTRODUCCIÓN

El territorio de la ciudad de Tacna es testigo de un excepcional crecimiento demográfico que ha ocasionado la acelerada expansión urbana informal; en la actualidad soporta al 91% de la población total de la región, lo preocupante es que este fenómeno social no esperado ha develado la poca efectividad de la gestión territorial (Chipana Mena, 2014). Los procesos informales de invasión de terrenos y autoconstrucción de viviendas, han generado grandes sectores de la ciudad que extienden de manera irregular la trama urbana sin importar el desbalance entre la satisfacción de las necesidades básicas y la falta de saneamiento (Schreier et al., 2017).

Por el crecimiento de la informalidad en la construcción de viviendas con la unidad de albañilería BLOCKER II, resulta necesario conocer el nivel de desempeño sísmico que tienen frente a diferentes niveles de demanda del sismo, por lo que se realizó la presente investigación “Estimación del desempeño sísmico mediante análisis no lineal de una vivienda convencional en la ciudad de Tacna” con el objetivo principal de evaluar el nivel de desempeño sísmico mediante un análisis no lineal pushover con el software Etabs, del cual se usó el procedimiento del Espectro de Capacidad de ATC 40 para determinar el punto de desempeño para diferentes niveles de demanda sísmica, verificándose si cumple con los objetivos de desempeño sísmico propuesto por el SEAOC. Por lo se plantearon las hipótesis que si es que al realizar la evaluación de la vivienda convencional no se cumple con el nivel de desempeño mínimo de seguridad de vida, si los modelos constitutivos de los materiales que se usan en una vivienda convencional son acordes a su comportamiento estructural real, que si el espectro de capacidad generado luego del análisis no lineal es representativo propio a su sistema estructural y si los niveles de desempeño encontrados cumplen con los distintos niveles de demanda sísmica.

La presente investigación consta de cinco capítulos:

- Capítulo I, se planteó el problema, la justificación de la investigación, los objetivos.
- Capítulo II, se realizaron los antecedentes de la investigación, las bases teóricas (la sismicidad en el Perú, viviendas informales de albañilería, la ingeniería basada en desempeño, demanda sísmica, desempeño sísmico y modelos constitutivos de los materiales) y la definición de términos.
- Capítulo III describe el marco metodológico utilizado. Esto incluye la Hipótesis, operacionalización de variables, el diseño de la investigación, población y muestras de estudio, técnicas e instrumentos de recolección de datos y análisis de datos.
- Capítulo IV, se presentan los resultados del análisis estático no lineal, la curva de capacidad, la evaluación de desempeño sísmico y la discusión de resultados.
- Capítulo V se presentan las conclusiones y recomendaciones.

La investigación realizada sirve como guía base para realizar una evaluación estructural a viviendas que tenga como material predominante la albañilería de Blocker II, permitirá conocer mejor el comportamiento sísmico de una estructura existente o nueva y formular propuestas de reforzamiento.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la Realidad Problemática

América del sur, es parte de la región conocida como el Cinturón de Fuego del Pacífico y en donde la Tierra libera más del 85% del total de su acción en manera de cataclismos. Este alto índice de sismicidad se debe a que en el borde Oeste de América del Sur se produce la colisión entre las placas de Nazca y Sudamérica (Tavera, 2001).

Por lo cual Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto, está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas y pérdidas materiales (Aedo & Hurtado, 1993). A su vez se ha experimentado de manera impactante la presencia de fenómenos naturales devastadores, como terremotos que causan la destrucción de viviendas e infraestructuras, afectando la vida diaria y alterando el desarrollo de los centros urbanos y marginales. Los desastres naturales han acompañado de forma dramática al Perú, los terremotos que destruyen viviendas y obras de infraestructura, influyen la vida cotidiana y modifica la evolución de los núcleos urbanos (Gascón & Fernández, 2014).

El territorio de la ciudad de Tacna es testigo de un excepcional crecimiento demográfico que ha ocasionado la acelerada expansión urbana informal; en la actualidad soporta al 91% de la población total de la región, lo preocupante es que este fenómeno social no esperado ha develado la poca efectividad de la gestión territorial (Chipana Mena, 2014). Los procesos informales de invasión de terrenos y autoconstrucción de viviendas, han generado grandes sectores de la ciudad que extienden de manera irregular la trama urbana sin importar el desbalance entre la satisfacción de las necesidades básicas y la falta de saneamiento (Schreier et al., 2017).

Desde 1868 y 1877, la zona no ha experimentado sismos comparables; este período de más de 100 años es considerado como SILENCIO SISMICO O BRECHA SISMICA, cuya recurrencia o probabilidad de retorno podría ser similar al del año 1868. En la actualidad, el peligro sísmico en esta zona es mayor al de aquella época (Vera Abarca, s/f-a).

El distrito de Ciudad nueva, ubicado en la zona norte de la ciudad de Tacna, con una densidad de 31458 viviendas (INEI, 2017). por estar ubicado en una zona de alto peligro sísmico, las viviendas presentan una alta vulnerabilidad sísmica por deficiencia en el diseño y proceso constructivo, deficiencia calidad de materiales, viviendas construidas por autoconstrucción. (Jorge L. Castillo Aedo & Jorge E. Alva Hurtado, 1993)

De una adaptación de la iniciativa del Comité Visión 2000 del SEAOC, para la norma peruana E030 se establecen cuatro niveles de peligro sísmico, cada uno de los cuales se define por un evento asociado a su periodo de retorno (o a su probabilidad de excedencia en 50 años) teniéndose sismos Frecuentes, Ocasionales, Raro y Muy Raro que tiene periodos de retorno de 45, 75, 475, y 970 años respectivamente. (Ing. Alejandro Muñoz Pelaez, 2018)

En Tacna, las construcciones más comunes en la ciudad son edificaciones de albañilería confinada con unidades conocidas como Blocker II. Estas unidades, fabricadas industrialmente y de bajo costo, son de uso para la construcción de los muros confinados debido a la alta demanda y su asequibilidad, sin embargo, estas unidades no cumplen con las características adecuadas para su uso previsto. Por esta razón, se ve necesario evaluar y conocer si las viviendas construidas convencionalmente con Ladrillo BLOCKER II en el Distrito de Ciudad Nueva, cumplen con los objetivos de desempeño adecuados para su habitabilidad. Para ello se requiere un análisis avanzado no lineal, que incluya el comportamiento no lineal de los elementos de concreto armado y albañilería.

1.2 Formulación del Problema

1.2.1 Problema Principal

- ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico mediante un análisis no lineal de una vivienda convencional en la ciudad de Tacna?

1.2.2 Problemas Secundarios

- ¿Cuáles son los modelos constitutivos de los materiales como el acero, concreto y albañilería que se usan en una vivienda convencional?
- ¿Cuál es el espectro de capacidad de una vivienda convencional construida con ladrillo Blocker II en el distrito de Ciudad Nueva, utilizando un análisis no lineal estático mediante el espectro de capacidad ATC-40?
- ¿Cuál es el nivel de desempeño de una vivienda convencional construido con Blocker II en el distrito de Ciudad Nueva para los distintos niveles de demanda sísmica?

1.3 Justificación de la Investigación

El sismo del 23 de junio del 2001 de una intensidad VII, afectó a toda la región sur del país incluyendo la ciudad de Arica, Iquique en Chile y La Paz en Bolivia, en Tacna debido a estos fenómenos naturales han sufrido daños considerables en los edificios, principalmente las viviendas antiguas, construidas de adobe y quincha. En Cono Norte (Distrito Alto de la Alianza y Ciudad Nueva) las viviendas autoconstruidas de ladrillos y bloquetas. La población resultó damnificada con las pérdidas de vidas de vidas (Chura, 2012). El borde occidental del Perú (entre la fosa y la línea de costa) tiene como fuente principal de sismos de gran intensidad ($M_w > 8.0$) la superficie de fricción entre las placas de Nazca y Sudamericana (Tavera, 2014).

Un estudio de (Condori & Tavera, 2012) determina una aspereza denominada A1 que se encuentra en la zona costera frente a los departamentos de Arequipa, Moquegua y Tacna,

asociada con el terremoto de 1868 (el sismo históricamente más destructivo suscitado en la región sur), y que de acuerdo a sus dimensiones el posible sismo podría alcanzar una magnitud de 8.8 Mw. Entiéndase aspereza como una zona de acumulación de energía entre la superficie de dos placas (Tavera, 2014).

En la actualidad, en el distrito de Ciudad Nueva, la construcción no planificada de viviendas sin asesoramiento técnico es evidente, lo que implica que estas edificaciones podrían no cumplir con las normativas sismorresistentes. Esto representa un riesgo significativo en caso de un evento sísmico, constituyendo una amenaza potencial Social y económica.

Las viviendas comúnmente construidas en área de 120m² de 1 a 2 pisos, gran parte de ellas autoconstruidas, que, por su mayor presencia en el Distrito en estudio para su habitabilidad, resulta necesario saber el nivel de desempeño sísmico que estas cuentan, pues ante un evento sísmico deberán garantizar el no colapso de la estructura y la normal evacuación de las personas que habitan la vivienda.

En la presente investigación se plantea evaluar el desempeño estructural de una vivienda convencional de concreto armado y albañilería en el distrito de ciudad nueva, que pueden verse afectados ante una determinada demanda sísmica, provocando su colapso.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo Principal

- Determinar el nivel de desempeño mediante un análisis no lineal estático de una vivienda convencional en la ciudad de Tacna.

1.4.2 Objetivo Secundarios

- Determinar los modelos constitutivos de los materiales como el acero, concreto y albañilería que se usan en una vivienda convencional.

- Determinar el espectro de capacidad de una vivienda convencional Construido con ladrillo BLOCKER II en el distrito de ciudad Nueva, utilizando un análisis no lineal estático mediante el espectro de capacidad ATC-40.
- Determinar los niveles de desempeño de una vivienda convencional Construido con BLOCKER II en el Distrito de Ciudad Nueva para los distintos niveles de demanda sísmica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

2.1.1 Antecedentes Internacionales

(Salcedo, 2017), en su investigación titulada “DESEMPEÑO SISMICO POR EL MÉTODO PUSH-OVER DE UN EDIFICIO CONSTRUIDO EN LA CIUDAD DE BARRANQUILLA BAJO LA NORMA NSR-10”, destacan de manera importante que el método pushover no resulta efectivo para edificios de gran altura, ya que el procesamiento de datos es un procedimiento lento, lo cual lo convierte en una herramienta poco práctica para el diseño estructural. Sin embargo, sí se muestra como una herramienta potente para analizar el comportamiento estructural de un edificio.

(Segura, 2021), en su investigación titulada “COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE DOS EDIFICACIONES EN CONCRETO REFORZADO SITUADAS EN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA CON GRADO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DES, DISEÑADAS BAJO LOS CRITERIOS DEL AIS 114-17 Y LA NORMA NSR-10.”, como parte de sus conclusiones se infiere que la aplicación del análisis estático no lineal y siguiendo la metodología establecida en el ASCE 41-17, se recopila información crucial sobre el grado de daño frente a diversas

solicitaciones sísmicas para ambas edificaciones lográndose determinar la ubicación y cantidad de puntos de conexión plásticos (rotulas) en los elementos estructurales, lo que facilita la proyección del nivel de rendimiento deseado y una redistribución apropiada de las demandas y resistencias de dichos elementos. Este proceso contribuye a establecer un mecanismo de colapso adecuado para las edificaciones.

Así también se infiere que el diseño basado en desempeño representa un progreso en comparación con el diseño sísmico convencional, garantizando un mejor comportamiento ante eventos sísmicos. Aunque implica un mayor entendimiento y manejo de conceptos no lineales de materiales, así como una mayor complejidad en la metodología de diseño, existen herramientas de software que simplifican su implementación. Del mismo modo, este enfoque de diseño proporciona información valiosa sobre los modos de falla de la estructura, lo que permite identificar áreas susceptibles a fallas inesperadas y posibles rehabilitaciones antes de un evento sísmico que supere el nivel de diseño. Esta información facilita la toma de decisiones en relación con el costo y beneficio de la reparabilidad de la estructura.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

(Garay & Llaure, 2020), en su investigación titulada “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.”, del análisis realizado de las viviendas conformadas por un sistema mixto, mediante el FEMA 440 se determinó que el 100% de las edificaciones no cumplen con el objetivo mínimo de desempeño de totalmente operacional para un sismo frecuente, el 37% logra alcanzar el nivel operacional durante el sismo de servicio, el 6% cumple con el nivel de seguridad de vida, y el 100% de las edificaciones no cumple con el objetivo de prevención del colapso para la demanda máxima.

(Paredes, 2016), en su investigación titulada “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DESTINADO A VIVIENDA EN LA CIUDAD DE LIMA APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER” , concluyo que el desempeño sismorresistente del edificio dual destinado a vivienda en la ciudad de Lima debido a los sismos severos (sismo raro, 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años y sismo muy raro, 2% de probabilidad de ocurrencia en 50 años) cumple con lo indicado en la Norma E-030 con respecto a su objetivo del no colapso, pues se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención del Colapso respectivamente. Lo cual cumple con la filosofía del diseño sismorresistente evitando la pérdida de vidas de vidas al garantizar el buen desempeño de la vivienda, sin embargo, existirán grandes pérdidas económicas.

(Izquierdo & Mendoza, 2022), En su investigación titulada “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES UBICADA EN EL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, APLICANDO EL PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO”, se evaluó una institución educativa con elementos de albañilería confinada y concreto armado según la demanda de la Norma técnica peruana E.030 (2018) y de acuerdo a los estándares internacionales para determinar el desempeño sísmico de la misma, como son los documentos VISION 2000 (SEAOC, 1995) y ASCE/SEI 41-17 (2017), obteniéndose que el nivel de desempeño obtenido es de resguardo de vida, tal como se verificó en la sectorización de la curva de capacidad de la edificación. Así mismo al considerar la no linealidad de los elementos de albañilería confinada y del concreto armado, como elementos tipo frame como fue la columna ancha con rótula de corte y elementos con plasticidad tipo fibra respectivamente, se reduce el gasto computacional de manera considerable. Además, se obtuvo un modelo no lineal respaldado con documentación nacional e internacionales junto a

la calibración previa al modelamiento, lo cual permitió concluir que el modelo numérico utilizado es fiable para obtener resultados aproximados al escenario supuesto.

2.1.3 Antecedentes Locales

(Miranda & Torres, 2023), en su investigación titulada “ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL Y DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 4 NIVELES MEDIANTE LA NORMA ATC-40 EN TACNA 2022”, determina que luego de las verificaciones realizadas con la norma E030, la estructura analizada muestra un buen comportamiento con el análisis lineal. Sin embargo, al realizar el análisis no lineal, se evidenció que este análisis proporciona una representación mucho más completa en el rango no lineal, ofreciendo información sobre desplazamientos y fuerza cortante que podría llevar al colapso de la estructura. En lo que respecta a la evaluación del desempeño sísmico según el ATC 40, se determina que, en la dirección X, la estructura tiene un nivel de desempeño correspondiente a la ocupación inmediata en todas las condiciones de demanda sísmica. En la dirección Y, ante un sismo de máxima intensidad, se prevé que la estructura cumpla con los criterios de seguridad de vida.

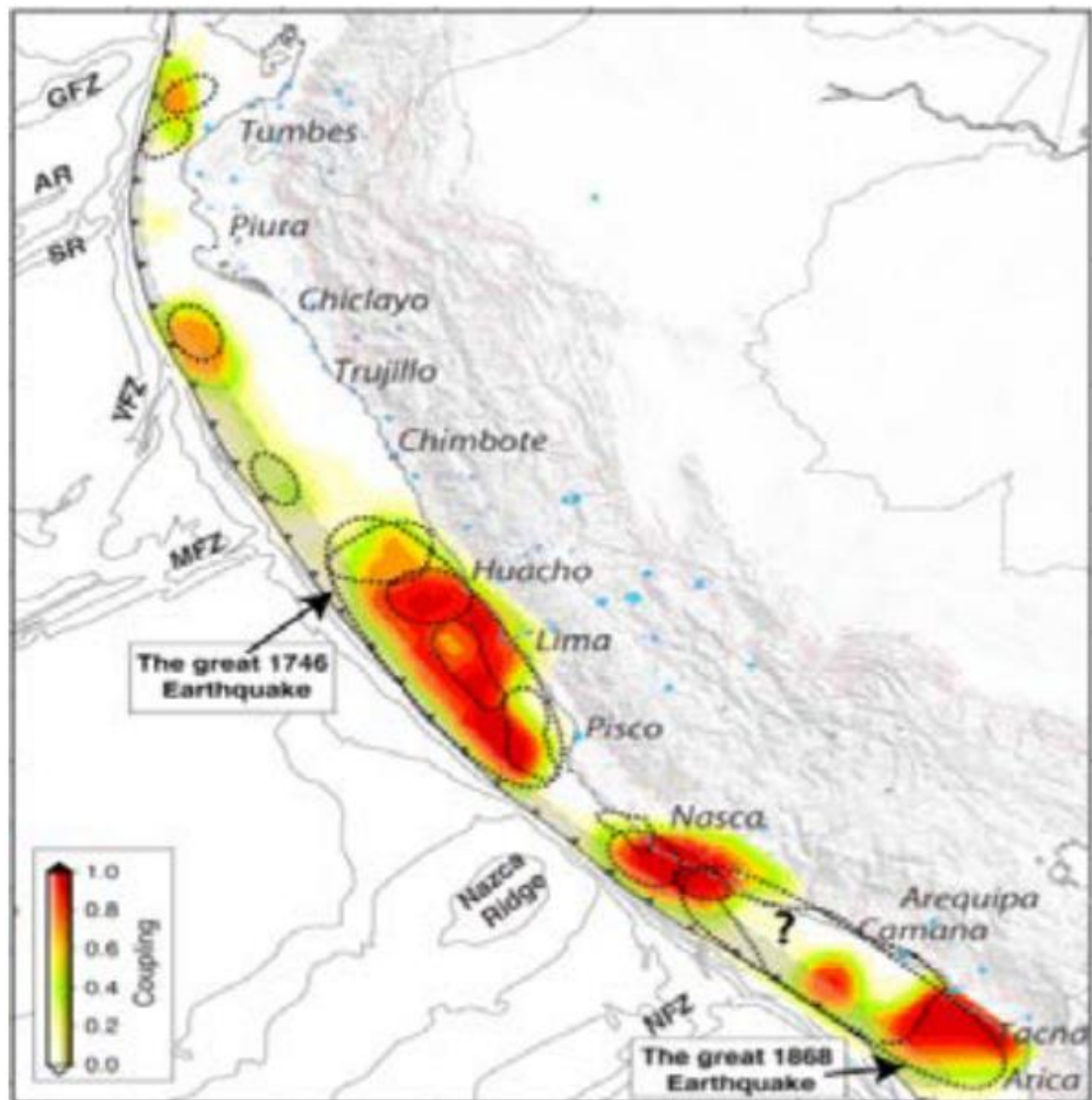
(Pilco & Portugal, 2022), en su investigación titulada “VULNERABILIDAD SÍSMICA MEDIANTE EL ANÁLISIS PUSHOVER DEL HOSPITAL DE LA SOLIDARIDAD, TACNA, 2022”, determinan mediante un análisis no lineal pushover utilizando el método del FEMA 440 para obtener el punto de desempeño, que la vulnerabilidad sísmica del Hospital de la solidaridad es media, pues su nivel de desempeño es de resguardo de vida (RV) presentando un daño considerable a ciertos elementos estructurales. El cual considera cierta reducción en su rigidez y resistencia de la composición del sistema estructural que resiste las cargas laterales.

(Cahuana & Ccaso, 2021), en su investigación titulada “DESEMPEÑO SÍSMICO APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL MÓDULO III DE LA COMISARÍA DE CIUDAD NUEVA, TACNA 2021”, determino el punto de desempeño para cada nivel de peligro sísmico aplicando el análisis estático no lineal Pushover establecido en el ASCE/SEI 41-17, el cual permitió obtener el máximo desplazamiento lateral y la fuerza cortante en la base de la edificación frente a un nivel de peligro sísmico, determinando que la edificación no cumple con el objetivo de desempeño para edificaciones esenciales,. Esto es debido al inadecuado valor del factor de reducción sísmica empleado en el diseño, es debido también a la mala ubicación de los muros de albañilería confinada los cuales inducen una irregularidad en planta “torsión” en la dirección Y.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 *Sismicidad en el Perú*

(Alva et al., 2020). El Perú se sitúa en una zona de alta sismicidad, como consecuencia de la interacción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana, así como a la actividad de fallas geológicas superficiales, que también provocan sismos de considerable magnitud en el interior del continente. Un análisis espacial de la actividad sísmica revela una marcada disminución en la frecuencia de sismos a lo largo de la costa de los departamentos de Lima, Moquegua y Tacna. Esta disminución sugiere la acumulación de energía en estas áreas, lista para liberarse en algún momento futuro tal como se muestra en la Figura 1.

Figura 1*Áreas de Acumulación de Energía*

Nota: *Obtenido de* (Alva et al., 2020)

2.2.2 *Sismos Ocurridos en el Sur del Perú*

2.2.2.1 Sismo Ocurrido en Arequipa en el año 1868

(Fernandez, s/f) Este Terremoto ocasiono grandes daños en Arequipa, Moquegua y otras ciudades del Sur de Perú. La mayoría de las mediciones concuerdan que el sismo tuvo una magnitud que llega a 9.

Figura 2*Terremoto y Maremoto Arequipa 1868*

Nota: Imagen obtenida de <https://diariocorreo.pe/edicion/arequipa/arequipa-queda-destruida-un-dia-como-hoy-en-1868-noticia/>

2.2.2.2 Sismo Ocurrido en Arequipa en el año 2001

(Tavera et al., 2001), El 23 de junio de 2001, alrededor de las 15:33 horas, un terremoto de magnitud ($M_s=7.9$) afectó la región sur de Perú, alcanzando ciudades como Arica e Iquique en Chile y La Paz en Bolivia. El epicentro se localizó cerca de la costa, a 82 km al noroeste de la localidad de Ocoña, Departamento de Arequipa. El terremoto del 23 de junio afectó principalmente a localidades como Ocoña, Camaná, Mollendo, Arequipa, Moquegua y Tacna. Según la evaluación de daños materiales, pérdidas personales y otros impactos, la intensidad máxima registrada este alrededor de VII-VIII en la escala de Mercalli Modificada. el interior del continente en Cusco y La Paz (Bolivia).

Figura 3*Colapso de Vivienda Construida informalmente*

Nota: Vivienda Ubicada en el Distrito de Ciudad Nueva, se nota la falla principal por la fluencia del acero en las columnas.

2.2.2.3 Sismo Ocurrido en Pisco en el año 2007

(Tavera et al., 2007). El más reciente gran terremoto, resultado del proceso de convergencia de placas, tuvo lugar el 15 de agosto de 2007, alcanzando una magnitud de 7.0 ML (escala de Richter) y 7.9 Mw (escala de Momento), siendo conocido como "el sismo de Pisco" ya que su epicentro se ubicó a 60 km al oeste de esta ciudad. Este evento sísmico causó daños significativos en un alto porcentaje de viviendas en la ciudad de Pisco, aproximadamente el 80%, y en menor medida en localidades cercanas, siendo evaluado con una intensidad de alrededor de VII en la escala de Mercalli Modificada (MM). El epicentro y las replicas de este evento sísmico se localizan en zonas que comparten características con las áreas de ruptura de los terremotos ocurridos en Lima en 1974 (7.5 Mw) e Ica en 1996 (7.7 Mw). Además, generó un tsunami que se originó frente a las localidades al sur de la península de Paracas.

(Vera Abarca, s/f-b). Se puede notar que, en el sur del Perú y el norte de Chile, específicamente en la frontera Tacna-Arica, se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, como consecuencia de la subducción de la placa de Nazca y la placa sudamericana. Considerando la estadística Histórica vemos que los sismos de importancia han sido por los años de 1868 y 1877, el cual a su vez fueron los que más daño causaron con una intensidad de IX M.M, del cual hasta la fecha no se han experimentado sismos comparables, este periodo de aproximadamente más de 150 años, considerado como SILENCIO SISMICO, cuya recurrencia se espera que sea similar al del año 1868.

2.2.3 Viviendas Informales de Albañilería

En las viviendas construidas convencionalmente y/o en su mayoría de manera informal o autoconstruida, no se tienen en cuenta aspectos como la configuración estructural, calidad de los materiales de construcción, procesos constructivos y muchas veces no se tiene en cuenta las condiciones de cimentación, lo que genera incertidumbre en el adecuado comportamiento sísmico de las estructuras.

A continuación se describen las deficiencias constructivas más comunes encontradas en la construcción de viviendas ubicadas en el distrito de Ciudad Nueva.

- **Poca Redundancia**

Un problema muy común, es la falta de redundancia en el sentido paralelo a la fachada de la edificación, la longitud de la fachada ronda normalmente de 6 @ 10m, teniendo un promedio de 8m, por lo general se acostumbra a levantar 3 columnas principales desde la parte frontal hasta la parte posterior, contándose con poco o ningún muro de albañilería en este sentido corto, lo que hace muy flexible y más vulnerable ante sismos.

Figura 4

Vivienda con poca Redundancia



Nota: Elaboración propia

- **Vivienda Construida con Unidades de Albañilería Hueca**

Otra de las deficiencias encontradas es que el propietario y/o constructor a manera de querer ahorrar en su economía a la hora de construir una vivienda, suele usar materiales “baratos”, lo que los llevan a usar en nuestro caso unidades de albañilería hueca como, ladrillos Tubulares “Pandereta”, Ladrillos huecos “BLOCKER II”, Bloquetas” que presentan fallas fragiles, en las siguientes imágenes se muestran algunas viviendas construidas con este tipo de unidades.

Figura 5

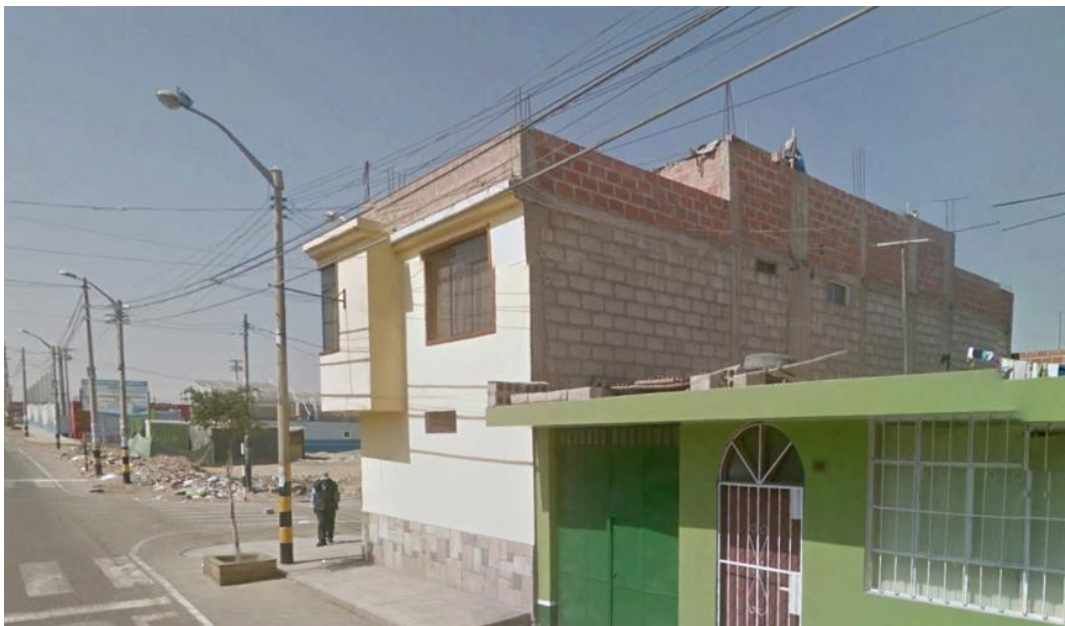
Viviendas construida con ladrillo BLOCKER II



Nota: Elaboración propia

Figura 6

Vivienda construida con ladrillo de arcilla Blocker II y Bloqueta de concreto



Nota: Elaboración propia

2.2.3.1 Requisitos Mínimos Según la Norma E070 de Albañilería

2.2.3.1.1. Clasificación de las Unidades para Fines Estructurales

Según el capítulo 3 de la Norma E.070 Albañilería (2019), establece que las unidades de albañilería utilizadas en el diseño estructural deben cumplir con las características mencionadas en la “Tabla 1”.

Tabla 1

Clase de Unidad de Albañilería para Fines Estructurales

CLASE	VARIACION DE LA DIMENSION (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERISTICA A COMPRESION f'b mínimo en Mpa (kg/cm ²) sobre área bruta
	Hasta 100mm	Hasta 150mm	Mas de 150mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 8	10	4.9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 8	8	6.9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 8	6	9.3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 8	4	12.7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 8	2	17.6 (180)

Nota: Obtenido de (PROPUESTA DE NORMA TECNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2019)

2.2.3.1.2. Limitaciones en su aplicación

Según el capítulo 3 de la Norma E.070 Albañilería (2019), establece limitaciones del uso de las unidades de albañilería según las zonas sísmicas indicadas en la norma E030, cumpliéndose lo indicado en la “Tabla 2”

Tabla 2*Limitaciones en el uso de la unidad de albañilería para fines estructurales*

TABLA 2			
LIMITACIONES EN EL USO DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA MUROS CONFINADOS			
TIPO	ZONA SISMICA 3 Y 4		ZONA SISMICA 1 Y 2
	Muro portante en edificios de 4 pisos a más	Muro portante en edificios de 1 a 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Solido Artesanal*	No	Sí, hasta dos pisos	Si
Solido Industrial	Si	Sí	Si
Tubular	No	No	Si, hasta 2 pisos

* Las limitaciones indicadas establecen condiciones mínimas que pueden ser exceptuadas con el respaldo de un informe y memoria de cálculo sustentada por un ingeniero civil.

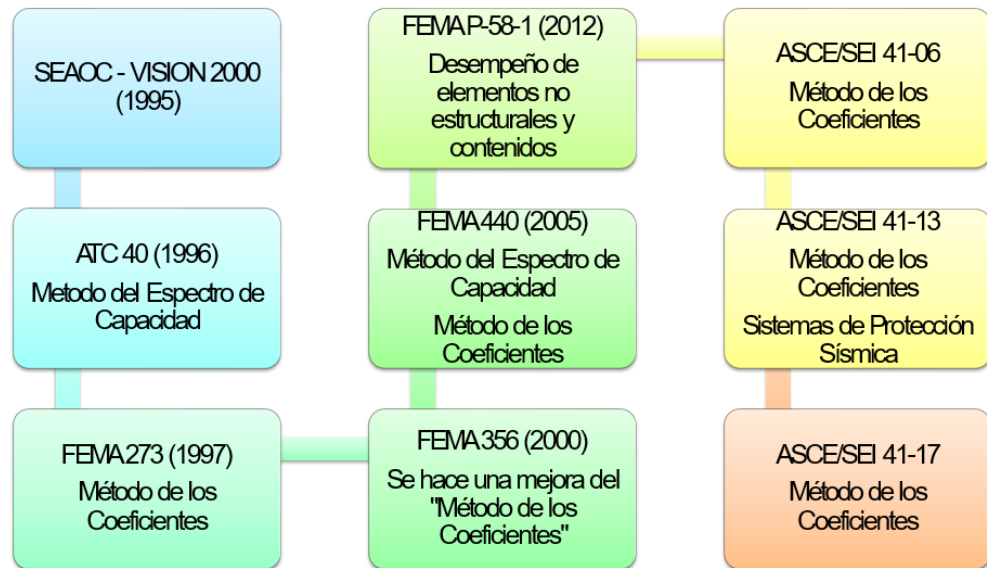
Nota: Obtenido de (PROPUESTA DE NORMA TECNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2019)

2.2.4 Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño

2.2.4.1 Primera Generacion (Performance Based Earthquake Engineering)

El diseño por desempeño propone un procedimiento alternativo a los procedimientos prescriptivos para el diseño sísmico de edificios contenido en las normas tradicionales.

Documentos tales como el SEAOC Visión 2000 (1995), ATC-40 (1996), FEMA 273 (1997), FEMA 274 (1997) y FEMA 356 (2000) forman parte de la primera generación de PBEE que presenta procedimientos para la rehabilitación de edificios.

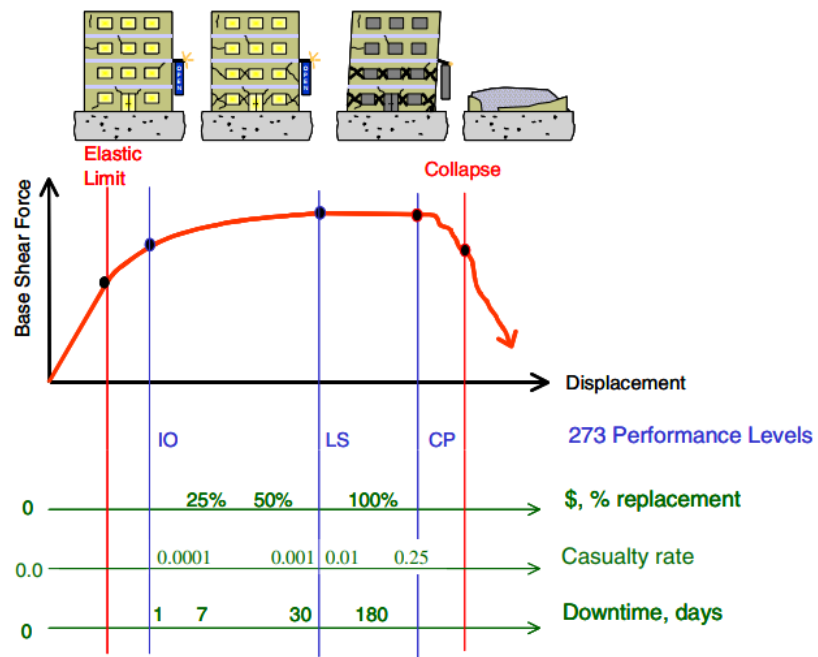
Figura 7*Evolución del diseño basado en desempeño***Nota:** Elaboración propia

Estos procedimientos conceptualizaron el problema como se muestra en la Figura 8. Se visualiza el edificio como si está sometido a fuerzas laterales inducidas por el sismo, que dan como resultado una respuesta no lineal y un daño resultante. Posteriormente se establecen relaciones entre los índices de respuesta estructural (desplazamientos entre pisos, deformaciones inelásticas de los miembros y fuerzas de los miembros) y descripciones orientadas al desempeño tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso (MOEHLE & DEIERLEIN, 2004).

Las demandas de ingeniería se basan en técnicas de análisis simplificadas, incluidos métodos de análisis estáticos y lineales; donde se utilizan métodos dinámicos o no lineales, faltan en gran medida las calibraciones entre las demandas calculadas y el desempeño de los componentes.

El desempeño estructural se define sobre la base de los estados de desempeño de los componentes, donde se supone que el desempeño general del sistema es igual al peor rendimiento calculado para cualquier componente del edificio. Los niveles de rendimiento estándar no abordan de manera directa algunas de las preocupaciones fundamentales de las partes involucradas, específicamente los posibles costos de reparación y la pérdida de tiempo de ocupación del edificio debido a los daños causados por los terremotos.

Figura 8
Visualización de la Ingeniería Basada en Desempeño



Nota. Adaptado de (MOEHLE & DEIERLEIN, 2004)

2.2.4.2 Niveles de Desempeño

Se define como un estado o condición límite de daño; usado en la definición de los objetivos de desempeño en el cual se consideran los siguientes aspectos fundamentales:

- 1) Los daños físicos de los elementos estructurales y no estructurales que componen el edificio.

2) El riesgo a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio a causa del daño producido.

3) La funcionalidad del edificio post sismo.

Las normativas actuales para la evaluación del desempeño sísmico definen distintos niveles de desempeño tanto para elementos estructurales como no estructurales. A pesar de ello, todos comparten criterios comunes por establecer límites de daño.

2.2.4.2.1. Propuesta del Comité VISION 2000

(Ronald P. Gallagher et al., 1999), el SEAOC en su libro más conocido como el “Blue Book” define 4 niveles de desempeño:

a. Totalmente Operacional: Es el nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La Edificación garantiza la total seguridad de sus ocupantes, manteniendo intacto tanto los contenidos como los servicios del edificio, los cuales permanecen plenamente funcionales y disponibles para su uso. En resumen, no se necesitan reparaciones significativas.

b. Operacional: En este nivel, hay daños moderados a elementos no estructurales y contenidos del edificio, y daños leves a elementos estructurales. Dado que el daño es limitado y no afecta la seguridad de la estructura, la ocupación puede continuar inmediatamente después del terremoto. Sin embargo, el daño a algunos contenidos o componentes no estructurales puede afectar parcialmente algunas funciones normales. Generalmente se requieren algunas reparaciones menores.

c. Seguridad de Vida: Este nivel está asociado con la ocurrencia de daños moderados a elementos estructurales y no estructurales y algunos contenidos de la edificación. Aunque la rigidez lateral de la estructura y su capacidad para soportar cargas laterales adicionales pueden reducirse significativamente, todavía queda un margen de seguridad

contra el colapso. Inmediatamente después de un terremoto, los edificios pueden resultar dañados y quedar inhabitables. Por lo tanto, puede ser necesaria una remediación cuando sea económicamente viable y justificado.

d. Prevención de colapso: En este nivel, la rigidez lateral y la resistencia del sistema disminuyen, comprometiendo la estabilidad de la estructura y amenazando con colapsar. Los elementos verticales de carga continúan funcionando, pero fallas localizadas pueden interrumpir los servicios de evacuación. En tales situaciones, la estructura puede resultar insegura para los ocupantes y el costo de la reparación puede resultar técnicamente inviable desde un punto de vista económico.

La Tabla 3 resumen las características clave relacionadas con estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daño, ya sea estructural o no estructural.

Tabla 3

Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño

Nivel de Desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Grietas en elementos estructurales. Daños menores a moderados a contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio se puede utilizar normalmente con pequeñas reparaciones.

Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden sufrir daños. Es posible que estemos cerrados temporalmente debido a reparaciones y refuerzos del edificio.
Prevención de colapso	Severo	Daños graves a los componentes. Fallo de elementos secundarios, no estructurales o sustanciales. Es posible que haya que demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Nota. Reproducido de (SEAOC, 1995).

2.2.4.2.2. Propuesta del ATC-40

(Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996), se establecen niveles de desempeño de manera separada para elementos estructurales y no estructurales. Los niveles de desempeño de un edificio se determinan a través de la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural.

Niveles de desempeño para Elementos Estructurales

Se les asigna un número n , el llamado número de rendimiento estructural, y se les asigna la abreviatura SP- n (Structural Performance).

- a. Ocupación Inmediata (SP-1):** La resistencia del sistema a cargas verticales y laterales permanece prácticamente sin cambios, sólo se producen daños estructurales muy limitados, el peligro para la vida es insignificante y el edificio sigue siendo plenamente funcional.

- b. Control de daño (SP-2):** Corresponde a un estado de daño que fluctúa entre las condiciones límite del empleo inmediato y la estabilidad. La vida de los residentes no está en riesgo, pero podría verse afectada.
- c. Seguridad de Vida (SP-3):** pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.
- d. Seguridad Limitada (SP-4):** Corresponde a un estado de avería que fluctúa entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad y supone un alto riesgo para los ocupantes.
- e. Estabilidad Estructural (SP-5):** corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.
- f. No Considerado (SP-6):** Esta es una condición que incluye sólo la evaluación sísmica de componentes no estructurales, no el nivel de desempeño de la estructura. Se limita a considerar el comportamiento de elementos no portantes.

Niveles de desempeño para Elementos No Estructurales

Se identifican con la letra n (la llamada letra de desempeño no estructural) y se denotan con la abreviatura NP-n (Nonstructural Performance).

a. Operacional (NP-A): Estado dañado en el que los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionales y en su lugar después de un terremoto.

b. Ocupación Inmediata (NP-B): Esta es una condición de daño en la que los sistemas y elementos no estructurales permanecen en su lugar. Puede haber restricciones en el funcionamiento de algunos dispositivos y equipos. Es posible que algunos servicios externos no estén disponibles, pero esto no afectará la resistencia a los terremotos.

c. Seguridad de Vida (NP-C): Esta condición de daño incluye daños significativos a sistemas y elementos no estructurales, pero ningún colapso o peligro para el personal dentro o fuera del edificio. Los sistemas, equipos y maquinaria no estructurales pueden verse afectados y requerir reemplazo o reparación.

d. Peligro Reducido (NP-D): Esta condición de daño puede incluir daños significativos a sistemas y elementos no estructurales, pero también puede incluir daños significativos a grupos de personas, como parapetos o edificios externos. No incluye el colapso o caída de elementos grandes y pesados que pueden causar Especialmente las paredes.

e. No Considerado (NP-E): Este no es un nivel de desempeño, sino más bien una designación para el caso general en que los elementos no estructurales no se inspeccionan ni evalúan a menos que afecten directamente la respuesta estructural. B. Muros de carga. Relleno de mampostería y otros tabiques pesados.

Niveles de desempeño para las Estructuras

Como se muestra en la Tabla 4, la combinación de niveles de desempeño estructural y no estructural da como resultado un nivel de desempeño estructural que describe completamente el estado de daño crítico deseado de la estructura y representa el desempeño general del edificio.

a. Operacional (1-A): Nivel de desempeño para la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado, lo que mantiene a los ocupantes seguros, y las reparaciones requeridas son menores y pueden completarse sin perturbaciones significativas para los ocupantes. Del mismo modo, se minimizan los daños a los sistemas no portantes y al contenido funcional y no se pone en peligro la funcionalidad del edificio.

b. Ocupación inmediata (1-B): Este nivel corresponde a los criterios más comúnmente utilizados para edificios esenciales. Se espera que el espacio y el equipo del edificio se puedan utilizar razonablemente, aunque el contenido pueda sufrir daños. La seguridad de los pasajeros está garantizada.

c. Seguridad de Vida (3-C): Este nivel tiene como objetivo lograr una condición de daño en la que es extremadamente improbable que un daño estructural (limitado) o una falla de elementos no estructurales pongan en peligro la seguridad de vida. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura usando reglas de diseño tradicionales.

d. Estabilidad Estructural (5-E): Los sistemas de carga lateral casi han alcanzado su límite de margen de seguridad y es muy probable que colapsen en posibles réplicas, pero los sistemas de carga vertical aún mantienen la estabilidad del edificio. Debido al alto nivel de daño estructural, no se requiere evaluación de daño no estructural. No se pudo garantizar la seguridad de los residentes y transeúntes, por lo que fue necesaria la evacuación y la demolición de edificios.

Tabla 4*Niveles de desempeño para las estructuras según el ATC-40*

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

	Niveles de desempeño comúnmente utilizados
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones No Recomendadas de SP-NP

Nota: Obtenido de (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996)

2.2.4.2.3. Propuesta del ASCE/SEI 41-13

(Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014), dispone que el nivel de desempeño de un edificio consiste en una combinación de niveles de desempeño estructurales y no estructurales.

Niveles y Rangos de Desempeño Estructural

Este se selecciona de 6 niveles de desempeño estructural individuales y 2 rangos de desempeño estructural intermedios definidos en la sección 2.3.1 de la norma. Los

niveles discretos de desempeño estructural son ocupación inmediata (S-1), control de daños (S-2), seguridad de vida (S-3), seguridad limitada (S-4), prevención de colapso (S-5) y Aún no considerado (S-6). Los rangos de desempeño estructural intermedias son la región de seguridad mejorado y la región de seguridad reducida.

a. Ocupación Inmediata (S-1): Definida como una condición dañada posterior a un terremoto en la que la estructura es habitable y ha conservado sustancialmente su resistencia y rigidez originales después del sismo.

b. Rango de Seguridad Mejorado: Definido como el rango de condiciones de daño continuo entre el Nivel de seguridad de vida S-3 y el Nivel de ocupación inmediata

Control de daño (S-2): Definido como una condición de daño posterior a un sismo entre el Nivel de seguridad de vida S-3 y el Nivel de ocupación inmediata S-1.

c. Seguridad de vida (S-3): Definida como una condición de daño posterior a un sismo en la que los componentes de una estructura resultan dañados, pero queda un margen de seguridad contra el inicio del colapso parcial o total.

d. Rango de Seguridad Reducida: Definido como el rango de condiciones de daño continuo desde el Nivel de seguridad de vida S-3 hasta el Nivel de protección contra colapso S-5.

Seguridad Limitada (S-4): Definida como una condición de daño posterior a un sismo entre el Nivel de seguridad de vida S-3 y el Nivel de prevención de colapso S-5.

e. Prevención de Colapso (S-5): Esta es una condición de daño posterior a un sismo en la que un componente de una estructura se daña y continúa soportando cargas de gravedad, pero ya no hay un margen de seguridad contra el colapso.

f. No Considerado (S-6): Cuando una evaluación o rehabilitación no considere la estructura.

Niveles y Rangos de Desempeño no Estructural

Será seleccionado de 5 niveles de desempeño no estructural discretos definidos en la sección 2.3.2 del estándar ASCE/SEI 41/13. Estos son: Operacional (N-A), Retención de posición (N-B), Seguridad de vida (N-C) y No considerado (N-D).

a. Operacional (N-A): Es el estado de daño post-sismo en el cual los componentes no estructurales son capaces de realizar las funciones que tenían en el edificio antes del sismo.

b. Retención de posición (N-B): Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden dañarse de modo que no pueden funcionar de inmediato, pero se mantienen en su lugar para evitar el daño causado por la caída, volteo o ruptura de las conexiones de servicios públicos.

c. Seguridad de vida (N-C): Una condición de daño posterior a un terremoto en la que los componentes no estructurales pueden resultar dañados, pero el daño posterior no amenaza la seguridad de la vida.

d. Peligros reducidos (N-D): Cuando la evaluación o rehabilitación no aborda todos los componentes no estructurales en ninguno de los niveles anteriores.

Niveles de Desempeño del edificio objetivo

El nivel de desempeño del edificio objetivo se especifica alfanuméricamente. Los números representan niveles de desempeño estructural y las letras representan niveles de desempeño no estructurales.

La Tabla 5 muestra algunas combinaciones posibles de niveles de desempeño del edificio objetivo e indica las combinaciones que es más probable que se seleccionen como base para el diseño.

Tabla 5

Niveles de desempeño del edificio objetivo según el ASCE/SEI 41-13

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	S-1 Ocupación Inmediata	S-2 Control de daño	S-3 Seguridad de Vida	S-3 Seguridad Limitada	S-3 Prevención de Colapso	S-3 No Considerado
N-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B Retención de Posición	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
N-D No Considerado	NR	NR	3-D	4-D	5-D Prevención de Colapso	No Evaluación No Reforzamiento

Nota: NR=No Recomendado, obtenido de (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014)

2.2.4.3 Objetivos de Desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño implica la elección de los objetivos de desempeño para el diseño. Esta elección lo realiza el usuario, con el asesoramiento de un ingeniero estructural, tomando en consideración las expectativas del cliente, la categoría de la edificación, el riesgo sísmico, análisis económico y el riesgo aceptable. Los objetivos de desempeño típicamente suelen estar dentro de los valores mínimos establecidos por los códigos de diseño sísmico, basados por lo general en la seguridad de vida para un sismo raro, a operacional en un sismo muy raro.

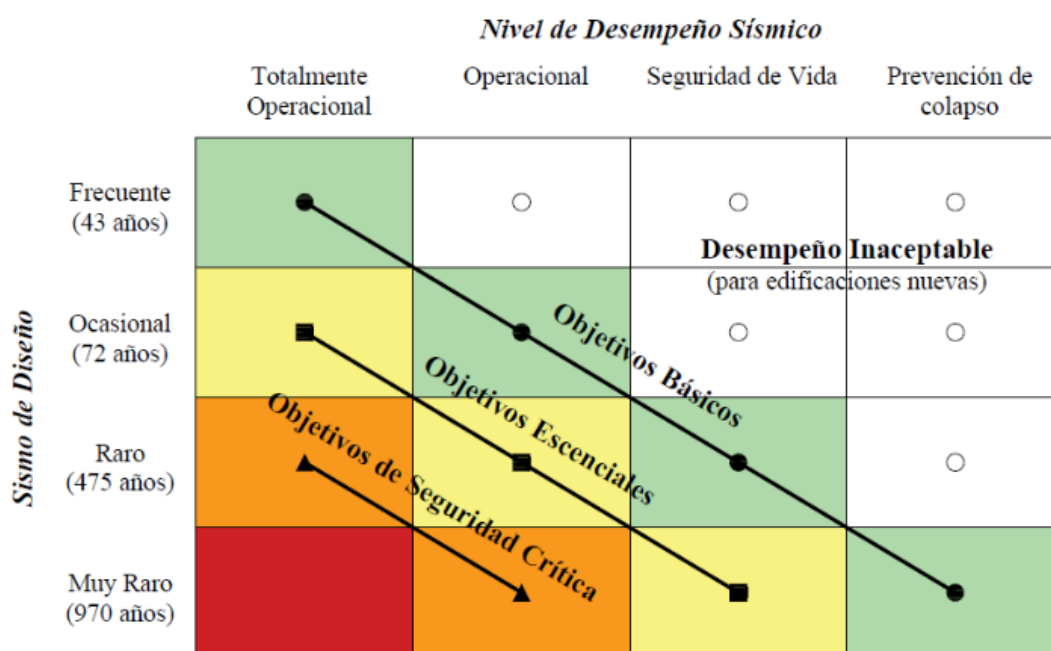
2.2.4.3.1. Propuesta del Comité VISION 2000

(Ronald P. Gallagher et al., 1999), se identifica un conjunto de objetivos mínimos y objetivos mejorados.

- a. **Objetivos mínimos:** los objetivos básicos se definen como objetivos de desempeño mínimas aceptables para edificios nuevos típicos. Los objetivos para edificios críticos y edificios críticos para la seguridad se definen como objetivos mínimos para hospitales y centrales nucleares, respectivamente. Estos tres objetivos se muestran como las diagonales de la matriz de objetivos de desempeño en la Figura 9.
- b. **Objetivos mejorados:** Otros objetivos que proveen mejor desempeño o menor riesgo que los objetivos mínimos pueden ser seleccionados bajo la aprobación del cliente.

Figura 9

Objetivos de desempeño sísmico recomendado para edificaciones



Nota: Adaptado de (Ronald P. Gallagher et al., 1999)

2.2.4.3.2. *Propuesta del ATC-40*

(Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996). Los diversos niveles de desempeño que se muestran en la Tabla 4 se pueden combinar con varios niveles sísmicos para crear muchos objetivos de desempeño. Puede

definir objetivos de desempeño de dos o varias etapas seleccionando dos o más desempeños esperados diferentes (uno para cada nivel sísmico).

La Tabla 6 a continuación muestra los objetivos de desempeño de “seguridad básica” para edificios tradicionales (convencionales). Este es un objetivo de desempeño doble que garantiza que el edificio alcance un nivel de desempeño 3-C de seguridad de vida en caso de sismos de diseño (DE) y un nivel de desempeño 5-E de estabilidad estructural frente a sismos máximos (ME).

Tabla 6

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)	-	-	-	√

Nota: Adaptado de (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996)

2.2.4.3.3. Propuesta del ASCE/SEI 41-13

(Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014).

La selección de los objetivos de desempeño se realiza considerando objetivos básicos, mejorados, limitados u parciales, como se define en las secciones 2.2.1 a 2.2.3 indicados en el ASCE, o la propuesta de un objetivo a ser equivalente a las disposiciones para nuevos edificios, como se define en la sección 2.2.4 del ASCE.

Los objetivos de desempeño elegidos como base para el diseño se basan no sólo en el costo y la viabilidad del proyecto, sino también principalmente en los beneficios que se obtendrán en términos de mayor seguridad, reducción de daños a la propiedad e

interrupciones en caso de futuros sismos. La Tabla 7 muestra el rango de objetivos de desempeño que se pueden considerar al aplicar esta norma a un edificio típico (como un edificio de Categoría de riesgo II).

Tabla 7

Objetivos de Desempeño según ASCE/SEI 41-13

Nivel de amenaza	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años BSE-1E	a	b	c	d
(20%/50 años) BSE-2E	e	f	g	h
(5%/50 años) BSE-2N	i	j	k	l
(ASCE 7 MCER)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto

Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)

g & l

Objetivos Mejorados

g & i, j, m, n, o, ó p

l & e ó f

g & l & a, ó b

k, m, n, ó solamente o

Objetivos Limitados

solamente g solamente l

c, d, e, ó f

Nota: Obtenido de (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014)

2.2.4.3.4. *Filosofía de la Ingeniería Sismorresistente según la NTE E030*

La norma establece tres parámetros que tienen relación entre sí:

- a. Evitar la pérdida de vidas de seres humanos.
- b. Garantizar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Reducir al mínimo los daños a la propiedad.

A su vez, las edificaciones deben presentar un comportamiento antes sismos, teniendo en cuenta:

- i.** La estructura no debería experimentar un colapso ni ocasionar daños sustanciales a las personas, aunque podría mostrar daños significativos como consecuencia de movimientos sísmicos considerados como severos para la ubicación del proyecto.
- ii.** La estructura debe resistir movimientos del suelo considerados moderados para la ubicación del proyecto, pudiendo sufrir daños reparables dentro de límites aceptables.
- iii.** Se tendrán consideraciones especiales para las edificaciones esenciales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas incluso después de un sismo severo.

Los principios anteriores están relacionados a los objetivos de desempeño; (i.) hace referencia a objetivos básicos (prevención de colapso y seguridad de vida), (ii.) al objetivo básico de funcionalidad y (iii.) a los objetivos esenciales.

Para cumplir con estos principios, las estructuras deben diseñarse con las siguientes propiedades: simetría (masa y rigidez en planta y alzado), peso mínimo, resistencia lateral y longitudinal; continuidad estructural, ductilidad, limitación de deformaciones laterales, redundancia estructural, uso vertical de altas -materiales de calidad. Proceso de construcción adecuado y de alta calidad (NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE (2018), 2018).

2.2.5 Demanda Sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa mediante un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias o periodo.

2.2.5.1 Propuesta del Comité VISION 2000

(Ronald P. Gallagher et al., 1999). El peligro o amenaza sísmica en un lugar particular está representado por una secuencia de eventos y peligros sísmicos que están asociados con una probabilidad específica de ocurrencia. En la Tabla 8 se propone cuatro niveles de peligro sísmico en términos de una probabilidad de excedencia.

El período de retorno TR puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia pe para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$TR = \frac{t}{\ln(1 - pe)}$$

Donde:

TR : El periodo de Retorno – años

t : El tiempo de exposición - años

pe : La probabilidad de Excedencia

Tabla 8*Niveles de amenaza sísmica para evaluación y diseño*

Evento	Periodo de Retorno	Probabilidad de excedencia
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

Nota: obtenido de (Ronald P. Gallagher et al., 1999)

2.2.5.2 Propuesta del ATC-40

En este capítulo sobre riesgo sísmico define tres niveles de riesgo sísmico en el diseño de estructuras, los cuales se comentan a continuación. Las iniciales S, D y M significan servicio, diseño y máximo, respectivamente, y la E conserva la primera letra de la palabra inglesa "Earthquake" (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996).

a. Sismo Frecuente o de Servicio (SE): Se define probabilísticamente como un sismo que tiene un 50% de posibilidades de ser superado en 50 años. Este nivel de peligro sísmico suele ser aproximadamente 0,5 veces el nivel sísmico de diseño. El período de recurrencia es de aproximadamente 75 años, lo que corresponde a un sismo ocasional.

b. Sismo de Diseño (DE): Se define probabilísticamente como un sismo que tiene un 10% de posibilidades de ser superado en 50 años. El período de retorno es de aproximadamente 500 años. Estos generalmente están estipulados en las normas de diseño de estructuras convencionales en preparación para sismos raros.

c. Sismo Máximo (ME): Se define determinísticamente como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de haber sido excedido en un periodo de 50 años. La 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 correspondiente al sismo muy raro.

2.2.5.3 Propuesta de ASCE/SEI 41-13

(Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014) establece cinco niveles de peligro sísmico que son utilizados para determinar los diferentes tipos de objetivos de desempeño.

a. Sismos que tiene 50% de probabilidad de ser superados en 50 años y tienen un período de recurrencia promedio de 72 años. Esto corresponde al sismo ocasional de la tabla anterior.

b. BSE-1E: Un sismo que tiene una probabilidad del 20% o más de ocurrir dentro de 50 años y un período de recurrencia promedio de 225 años. No tiene por qué ser mayor que el sismo BSE-1N.

c. BSE-1N: Equivale a $2/3$ de EEB-2N. Esto representa un sismo de diseño según lo definido por ASCE 7, y es un terremoto con una probabilidad de exceder el 10% dentro de 50 años y un período de retorno promedio de 475 años. Esto corresponde al sismo raro mencionado anteriormente.

d. BSE-2E: Un sismo con una probabilidad de ocurrencia del 5% o más dentro de 50 años y un período promedio de recurrencia de 975 años. No tiene por qué ser mayor que el terremoto BSE-2N.

e. BSE-2N: Cumple con el MCER (sismo de riesgo máximo) de 1,5 veces la sismicidad de diseño según la Sección 11.4 de la norma ASCE 7-16. Se cree que este sismo tiene una probabilidad de más del 2% dentro de 50 años y un período medio de recurrencia de 2475 años.

2.2.5.4 Propuesta de la Norma E030

2.2.5.4.1. Parámetros sísmicos

(NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE (2018), 2018).

Se define parámetros para definir el espectro de diseño (demanda), estos son:

- a. Zonificación:** El territorio nacional está dividido en 4 zonas con factores que están representados como un factor de la aceleración, estas aceleraciones se interpretan como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 9

Factor de Zona

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

- b. Perfiles de Suelo:** Se toman en cuenta la velocidad promedio de propagación \bar{V}_S , o el valor de \bar{N}_{60} para suelos granulares o el promedio de la resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u para suelos cohesivos. Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

Tabla 10

Clasificación de perfiles de suelo

Perfil	\bar{V}_S	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u	Descripción
S ₀	> 1500 m/s	-	-	Roca dura
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa	Roca o suelos muy rígidos
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa	Suelos Intermedios
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa	Suelos Blandos
S ₄	Clasificación según el EMS			Condiciones Excepcionales

- c. **Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L):** se considerara 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 11 y 12.

Tabla 11

Factor de suelo "S"

ZONA	SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄		0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃		0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂		0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁		0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 12

Periodos T_P y T_L

	Perfiles de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (S)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (S)	3	2.5	2	1.6

- d. **Factor de Amplificación Sísmica (C):** Este coeficiente representa el factor de amplificación de la aceleración de la estructura respecto de la aceleración en el suelo, por lo cual están en función al periodo fundamental. De acuerdo a las características de sitio, se define el factor C por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T_L} \right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

T es el período fundamental de vibración

- e. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U):** Cada estructura está 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). Se puede considerar U= 1 en el caso de edificios con aislamiento basal.
- f. Categoría y Sistemas Estructurales:** Según la categoría de la edificación y su ubicación en la zona, se deberá diseñar utilizando el sistema estructural especificado en la Tabla N°6 y cumpliendo con las limitaciones de irregularidad detalladas en la Tabla N°10 de la NTE E.030.
- g. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R0):** Los sistemas estructurales se categorizan según los materiales utilizados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis.

Tabla 13*Sistemas estructurales*

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R0(*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórtico	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

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

(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

h. Factores de Irregularidad (I_a , I_p): El factor I_a se determina como el valor más bajo entre los valores del Cuadro N° 8 de la NTE E.030, el cual corresponde a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El coeficiente I_p se determina como el menor de los valores del Cuadro N° 9 de la NTE E.030, el cual corresponde a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Al utilizar la Tabla No. 8 y la Tabla 9, si los coeficientes I_a y I_p tienen valores diferentes en las dos direcciones de análisis, se debe asumir el valor mínimo entre las dos direcciones de análisis para cada factor.

i. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R): Es calculado como el producto del coeficiente básico de reducción y los factores de irregularidad en altura y planta I_a e I_p determinados en las tablas de irregularidades de la norma.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

2.2.5.4.2. *Aceleración espectral*

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

$$S_a = \frac{zucs}{R} * g$$

2.2.5.5 Conversión del espectro de demanda al formato ARDS

Por lo general la representación de los espectros de respuesta de la demanda sísmica está dada por la aceleración espectral S_a y el periodo (T), pero para obtener el punto de desempeño se debe de trabajar con la representación del espectro de respuesta en la forma S_a vs S_d

(Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996), indica que para convertir un espectro del formato estándar S_a vs T al formato ARDS (“Acceleration-Displacement Response Spectrum”), es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva, S_a, T_i . Esto se puede hacer con la siguiente ecuación.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g$$

2.2.6 Capacidad Estructural (AENL Pushover)

2.2.6.1 Análisis estático no lineal Pushover

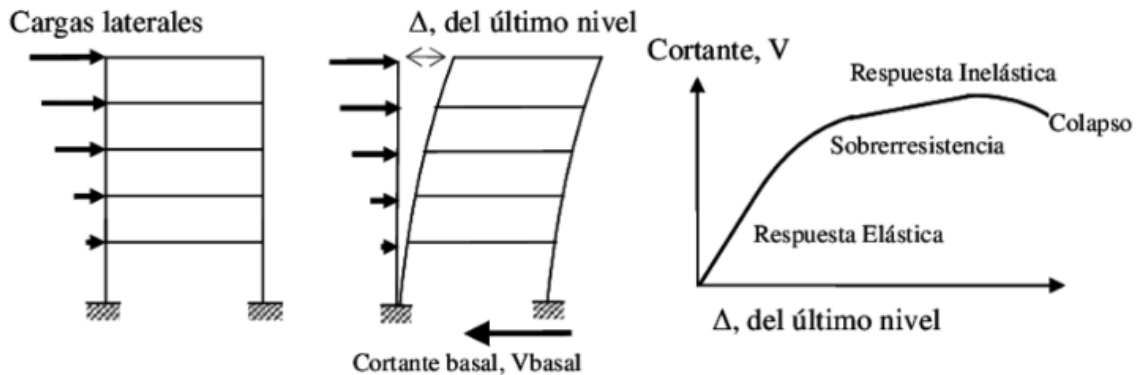
Este es un tipo de análisis estático no lineal incremental que se utiliza para determinar la curva de capacidad (desplazamiento del plano final en comparación con la fuerza cortante basal) de una estructura o elemento. Este método implica aplicar gradualmente un patrón de cargas laterales que aumentan gradualmente hasta que se alcanza un estado límite (punto de rendimiento) o una condición de falla.

Dependiendo del tipo de fallo, cada componente está equipado con una rotula plástica. La implementación del patrón de carga lateral requiere asumir condiciones de carga por gravedad no lineales que se mantienen durante todo el análisis. Primero, la estructura exhibe una respuesta elástica relacionada con su rigidez inicial. Sin embargo, a medida que aumenta la fuerza, el elemento excede su límite elástico y su rigidez y resistencia disminuyen. Este proceso permite que la estructura entre en régimen inelástico en proporción a su ductilidad.

Es posible observar cómo aparecen las rótulas plásticas con el incremento de las cargas laterales

Figura 10

Secuencia del análisis pushover



Características del Análisis Pushover

- Convierte un sistema con múltiples grados de libertad en un sistema equivalente con un grado de libertad.
- Se pueden determinar curvas de capacidad.
- Se puede calcular y evaluar la ductilidad de estructuras.
- Se puede determinar secuencias de fisuras o agrietamiento, mecanismos de falla, fluencia y falla de elementos estructurales, estados límite de operación y patrones de deformación y corte dentro de la estructura.

Limitaciones del Análisis Pushover

(Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014), concluye:

- La tasa de resistencia $\mu_{strength}$ debe ser menor que el valor máximo μ_{max} . Si esta relación no se cumple, se debe realizar un análisis dinámico no lineal para verificar la estabilidad dinámica. La tasa de resistencia $\mu_{strength}$ es una medida del grado de no linealidad y μ_{max} es una medida de degradación del

sistema. Las estructuras con demandas no lineales mayores que μ_{max} exhiben una degradación significativa. $\mu_{strength}$ y μ_{max} se definen mediante el método de los coeficientes.

- Los modos de vibración más altos no deberían afectar la respuesta global de la estructura. Para verificar esto, es necesario realizar un primer análisis modal que considere suficientes modos para dar el 90% de la masa involucrada, y un segundo análisis modal que considere solo el primer modo de vibración que existe. Los modos de orden superior se consideran significativos si, en cualquier nivel, el corte obtenido en el primer análisis excede el corte obtenido en el segundo análisis en un 130%. En este caso, se debe realizar un análisis dinámico lineal (LDP) además del análisis estático no lineal (NSP).

Procedimiento del Análisis Pushover

1. Definir un modelo matemático de la estructura considerando las características fuerza-deformación no lineales de los elementos según Tablas 41-13 de ASCE/SEI.
2. Defina el nodo de control. Este está ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio.
3. Aplique un patrón de carga lateral. Es proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura y aumenta monótonamente.
4. Obtener la curva de capacidad registrando la fuerza cortante base y el desplazamiento del nodo de control y la fuerza y deformación de cada elemento y comparándolos con sus respectivas gráficas ($M - \theta$).

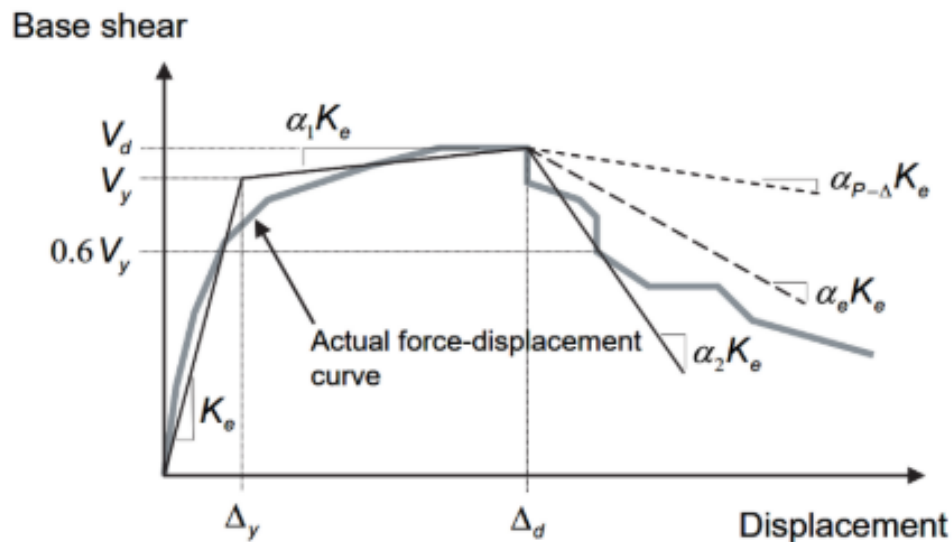
Cada incremento de la carga lateral, hay un análisis separado que comienza al final de la última aplicación de carga. Por lo tanto, a los resultados del análisis final se

deben sumar los valores de carga lateral, rotación y desplazamiento correspondientes al análisis anterior.

5. Obtenga la curva de capacidad.

Figura 11

Curva da Capacidad idealizado



Nota: Adaptado de (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014)

2.2.6.2 Patrón de cargas laterales

(PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356), 2000). Indica que en cada plano de cada diafragma de piso se colocarán las cargas laterales al modelo matemático en proporción a la distribución de las fuerzas de inercia. Para los análisis, se aplicarán mínimo dos distribuciones verticales de carga lateral.

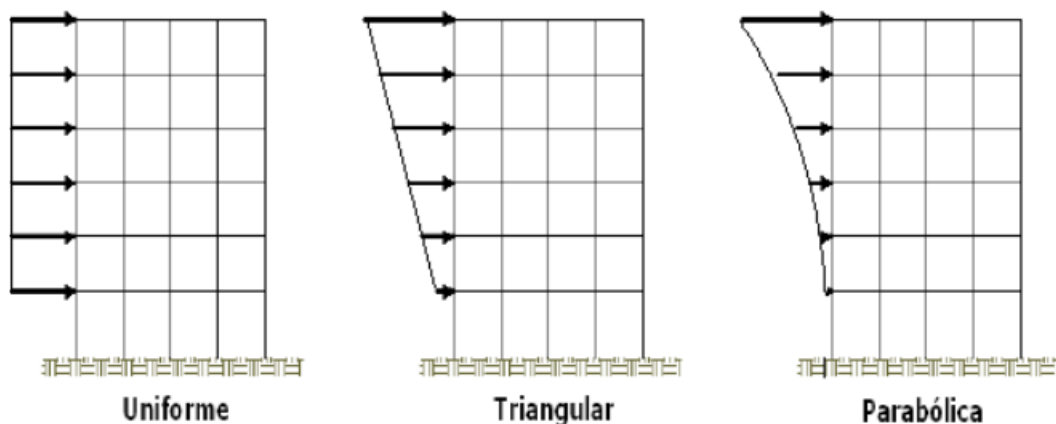
(Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996). recomienda usar el primer modo como patrón de carga lateral. Sin embargo,

también se pueden usar los siguientes patrones: carga concentrada, primer modo, distribución por código, Pushover multimodal y adaptativa.

(Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014), indica que los patrones de cargas laterales se deben aplicar al modelo matemático en proporción a la distribución de masa de cada diafragma de piso. El patrón de cargas laterales se recomienda que sea proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección considerada.

Figura 12

Tipos de Distribución de cargas laterales para análisis pushover



Nota: Adaptado de Navahandi (2015)

2.2.6.3 Curva de capacidad

Es una curva que representa el Desplazamiento del último piso de la estructura vs. la Fuerza Cortante en su Base.

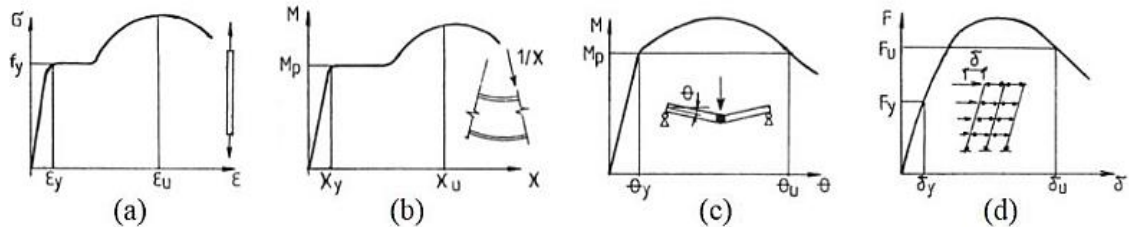
2.2.6.3.1. *Ductilidad*

Es la capacidad inelástica de una estructura o elemento estructural para deformarse más allá de su rango elástico. Varía según el sistema estructural, irregularidades y el material. En secciones de concreto armado, la ductilidad se

consigue principalmente por la ductilidad de las barras de armadura, lo que permite una deformación importante tras superar el límite elástico. Es posible estimar tanto la ductilidad disponible como la requerida en una etapa sísmica específica.

Figura 13

Tipos de ductilidad



- **Ductilidad del material o ductilidad axial (a)**, define a las deformaciones plásticas del propio material.

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$$

- **Ductilidad de la sección transversal (b)**, o ductilidad de curvatura, que se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, teniendo en cuenta la relación entre las partes que componen la sección transversal en sí.

$$\mu_x = \frac{X_u}{X_y}$$

- **Ductilidad del elemento (c)**, o la ductilidad de rotación, cuando se consideran las propiedades del propio elemento.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

- **Ductilidad de la estructura (d)**, o ductilidad de desplazamiento, que considera el comportamiento de toda la estructura.

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

2.2.6.3.2. Sobrerresistencia

Esto se refiere a aumentar la capacidad más allá del límite elástico. Este es un fenómeno común en la mayoría de estructuras y elementos estructurales. Esto se mide calculando el cociente de fuerza cortante, que define el exceso de resistencia de la estructura como la relación entre la fuerza cortante de colapso y el límite elástico efectivo. También puede calcular la sobrerresistencia de demanda para un determinado nivel de sismo específico.

$$SR_{u/y} = \frac{V_u}{V_y}$$

$$SR_{d/y} = \frac{V_d}{V_y}$$

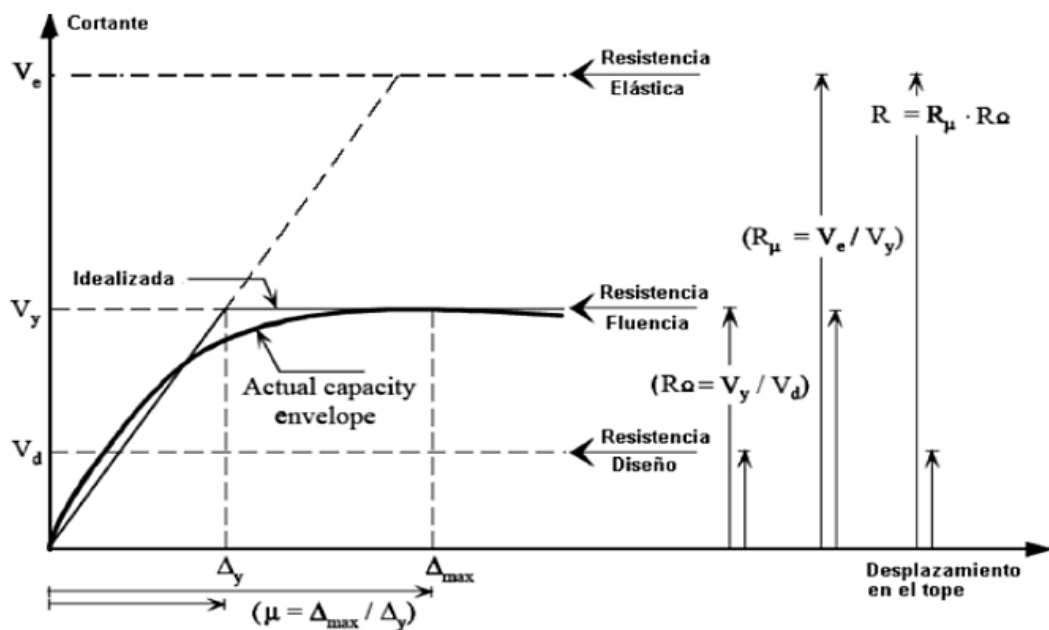
De la misma forma se puede calcular la sobrerresistencia de un elemento estructural:

$$SR_{u/y} = \frac{M_u}{M_y}$$

$$SR_{d/y} = \frac{M_d}{M_y}$$

Figura 14

Relación entre sobrerresistencia y ductilidad



Nota: Donde R_Ω es factor de sobrerresistencia, adaptado de (Mwafy & Elnashai, 2002)

2.2.7 Estimación del punto de desempeño

El punto de desempeño consiste en la estimación del desplazamiento máximo esperado del techo de un edificio, calculado en función de un sismo de diseño. Como resultado obtenido, se puede describir el nivel de daño asociado a la estructura y contrastarlo con el objetivo de desempeño requerido. Esto permitirá la identificación de deficiencias en distintas partes del edificio, permitiendo analizarlas de manera directa con medidas correctivas cuando sea necesario.

Las técnicas de análisis dinámico no lineal (NDP), también conocidas como análisis tiempo historia, se pueden utilizar para estimar con mayor precisión el comportamiento no lineal de los edificios. Sin embargo, su implementación no es práctico. Como alternativa, se ha desarrollado un método de análisis no lineal simplificado conocido como método de análisis estático no lineal (NSP), que incluye análisis pushover. Hay métodos disponibles para calcular los puntos de desempeño en función de los resultados del análisis pushover. Entre ellos, llaman la atención el método del espectro de capacidad y el método del coeficiente. La aplicación y desarrollo de estos métodos durante las últimas dos décadas los ha fortalecido y llevado a su aceptación como parte de los estándares para evaluar el desempeño sísmico a nivel internacional.

En la presente investigación se escogió determinar el punto de desempeño mediante el método del ATC-40, por ser de los primeros métodos en usarse, del mismo modo por simplicidad en el método de cálculo, a comparación de metodologías actuales como del ASCE 41/17 que emplea muchos más parámetros para determinar el punto de desempeño.

2.2.7.1 Método del Espectro de Capacidad

Este método se fundamenta en una Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad. En términos generales, los métodos lineales equivalentes parten de la premisa de que el desplazamiento máximo de un sistema no lineal de 1 grado de libertad

(GDL) puede estimarse mediante el desplazamiento máximo de un sistema elástico lineal de 1 GDL que posee un periodo y amortiguamiento mayores que los valores iniciales del sistema no lineal.

Un sistema elástico de 1 DOF utilizado para estimar el desplazamiento inelástico máximo de un sistema no lineal a menudo se denomina sistema equivalente o sistema equivalente. De manera similar, el período de vibración y la amortiguación de un sistema elástico se denominan período equivalente y amortiguación equivalente, respectivamente.

El proceso comienza creando una curva de capacidad (pushover) para la estructura. Luego, los resultados se convierten al formato ADRS utilizando las propiedades dinámicas del sistema. La demanda sísmica también debe convertirse a la misma forma y el período puede expresarse como una línea radial desde el origen. Este método supone que la amortiguación equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por el espectro de capacidad.

El período equivalente es el período secante durante el cual la demanda sísmica (ajustada por el amortiguamiento equivalente) cruza el espectro de capacidad. Dado que el período y el amortiguamiento equivalente varían con el desplazamiento, la solución que determina el desplazamiento inelástico máximo (punto de desempeño) se determina de forma iterativa.

2.2.7.1.1. Procedimiento Propuesto por el ATC-40

(Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996). Se sugieren tres procedimientos (A, B y C) para llevar a cabo el proceso iterativo, los cuales se fundamentan en los mismos conceptos y relaciones matemáticas, pero varían en su dependencia de las técnicas analíticas y gráficas.

Conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad

El espectro de capacidad es una representación de la capacidad en formato ADRS (S_a - S_d). Las siguientes ecuaciones son necesarias para hacer dicha conversión, las mismas que son propuestas por el ATC-40:

$$PF_1 = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})}{g} \right]}{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)}{g} \right]} \quad \alpha_1 = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i)}{g} \right] \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)}{g} \right]}$$

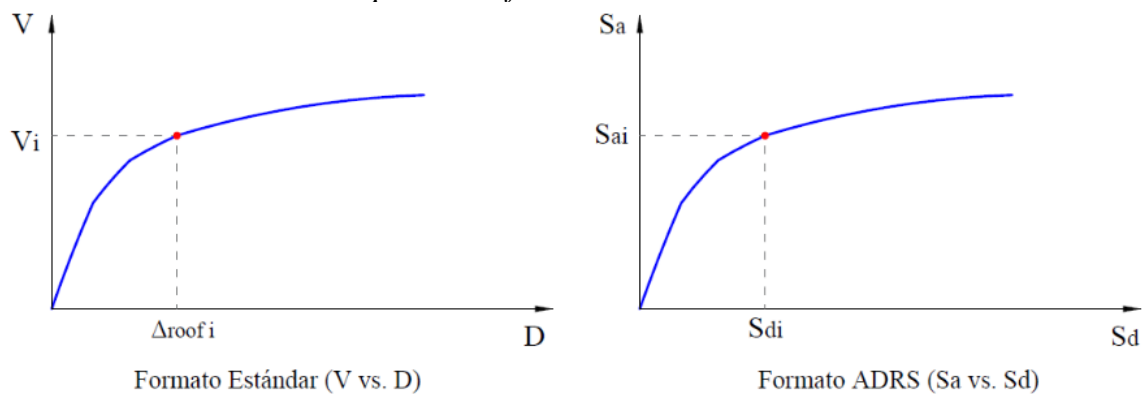
$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}}$$

Donde

- PF₁ : Factor de participación modal para el modo predominante (modo 1)
- α₁ : Coeficiente de masa modal para el modo predominante (modo 1)
- w_i/g : Masa asignada al nivel i
- ϕ_{i1} : Amplitud del modo predominante (modo 1) en el nivel i
- N : Nivel N, el nivel más alto en la parte principal de la estructura
- V : Cortante en la Base
- W : Peso muerto de la estructura más la probable carga viva (Peso sísmico)
- Δ_{roof} : Desplazamiento del techo (V y Δ_{roof} asociado a la curva de capacidad)
- S_a : Aceleración espectral
- S_d : Desplazamiento espectral

Figura 15

Conversión de la curva de capacidad a formato ADRS



Nota: Adaptado de (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996)

Para determinar el periodo T en el nuevo espectro ADRS generado, se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$T = \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Representación bilineal del Espectro de Capacidad

Para estimar la amortiguación efectiva y la reducción adecuada de la demanda espectral, se requiere una representación bilineal del espectro de capacidad. Para esto necesitamos los puntos api , dpi . Este es un punto de desempeño de prueba estimado para desarrollar un espectro de respuesta a la demanda reducida. Debes seguir estos pasos:

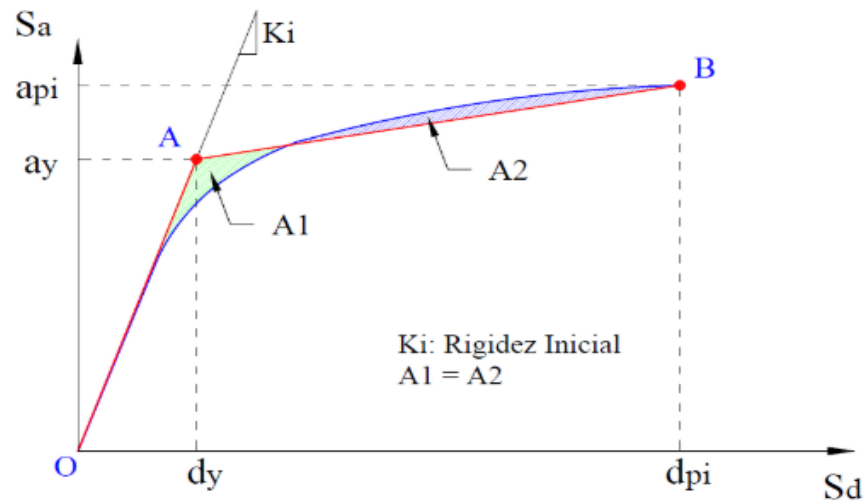
1. Partiendo del origen (punto O en la Figura 16), trazar una línea recta con pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura en la región elástica (el subíndice i indica el número de iteraciones).
2. Defina los puntos de desempeño de la prueba (dpi , api) etiquetados con la letra B en la Figura 16. Esto se utiliza para obtener un espectro de demanda reducido.
3. Se debe trazar una línea desde el punto B hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intercepte la primera, en el punto A, de coordenadas (dy, ay) , las áreas A_1 y A_2 , que quedan respectivamente por encima y debajo del espectro de capacidad, sean iguales.

Esta condición se impone para que la curva de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. El punto A representa la fluencia de la estructura, en el formato bilineal.

4. Luego procede a definir la representación bilineal de la curva de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB, como se muestra en la Figura 16.

Figura 16

Representación bilineal del espectro de capacidad



Nota: Adaptado de (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996)

Amortiguamiento Viscoso Equivalente β_{eq} y Espectro de Demanda Reducido

La amortiguación que se manifiesta cuando un sismo lleva a la estructura a incursionar en el rango inelástico puede ser descrita como una combinación de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura y un amortiguamiento hysterético. El amortiguamiento hysterético está vinculado al área bajo los ciclos que se forman al graficar la fuerza sísmica (cortante basal) versus el desplazamiento de la estructura. Se puede expresar el amortiguamiento hysterético como un amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} , asociado con un desplazamiento máximo d_{pi} , y puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05$$

Donde:

β_0 : Amortiguamiento viscoso equivalente (Amortiguamiento hysterético)

0.05 : 5% amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (constante)

(Chopra, 2014), Define el término β_0 el cual puede ser calculado como:

$$\beta_{eq} = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{S0}}$$

Donde:

E_D : Energía disipada por amortiguamiento

E_{S0} : Energía de deformación máxima

El significado físico de los términos E_D y E_{S0} se ilustran en la Figura 17. E_D es la energía disipada en un ciclo de histéresis, es decir, el área del paralelogramo.

E_{S0} es la energía máxima asociada con ese ciclo de movimiento, es decir, el área del triángulo.

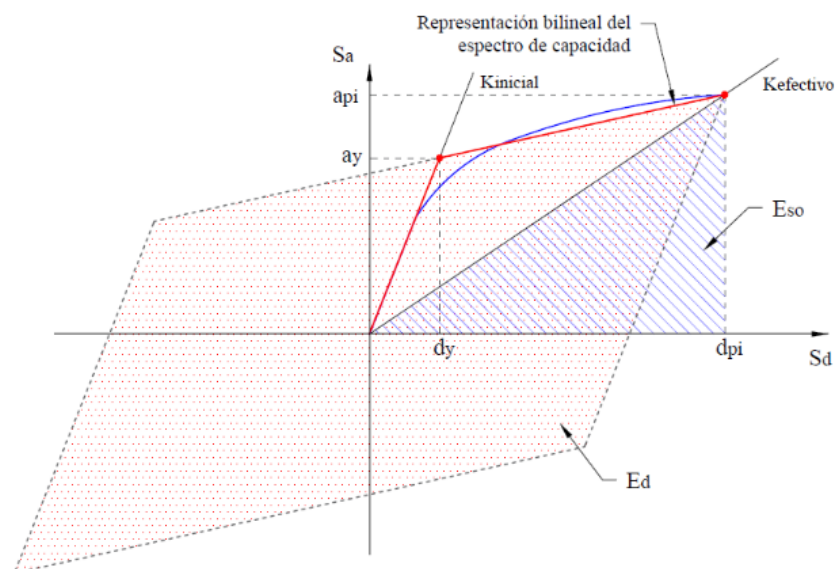
E_D y E_{S0} se pueden calcular gráficamente a partir de la siguiente figura, obteniendo:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})$$

$$E_{S0} = \frac{a_{pi} * d_{pi}}{2}$$

Figura 17

Derivación del amortiguamiento para la reducción espectral



Nota: Adaptado de (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996)

Así, de las ecuaciones anteriores podremos obtener β_0 :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{4(a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}/2} = \frac{2}{\pi} * \frac{(a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$$

$$\beta_0 = 0.637 * \frac{(a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$$

Escribiendo β_0 en términos de porcentaje de amortiguamiento crítico obtenemos el amortiguamiento viscoso equivalente:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}} + 5$$

El ciclo de histéresis mostrado en la Figura 17 es una aproximación razonable para edificios dúctiles sujetos a movimientos relativamente cortos y con un amortiguamiento viscoso equivalente menor que 30%. Es por ello que se define el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , aplicando un factor k al término β_0 :

$$\beta_{eff} = k * \beta_0 + 5$$

El coeficiente k depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende de la resistencia del edificio y de la duración del movimiento del suelo. Los rangos y límites de los valores de k para los tres tipos de comportamiento estructural se muestran en la Tabla 14.

Los factores de reducción SRA y SRV están dados por:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eff})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(\beta_{eff})}{1.65}$$

Tabla 14

Valores para el factor de modificación del amortiguamiento k

Tipo de Comportamiento Estructural	β_0 (%)	k
Tipo A	≤ 16.25	1
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Los valores de SR_A y SR_V deben ser mayores o iguales que:

Tabla 15

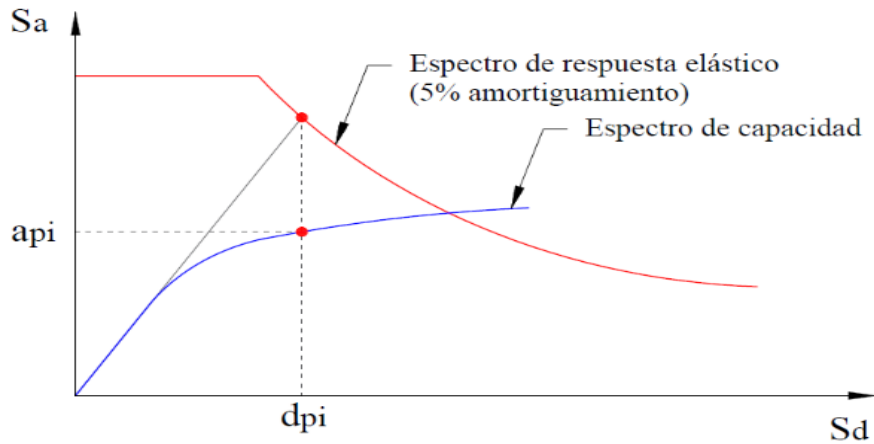
Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V

Tipo de Comportamiento Estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Procedimiento A del Método del Espectro de Capacidad según el ATC-40

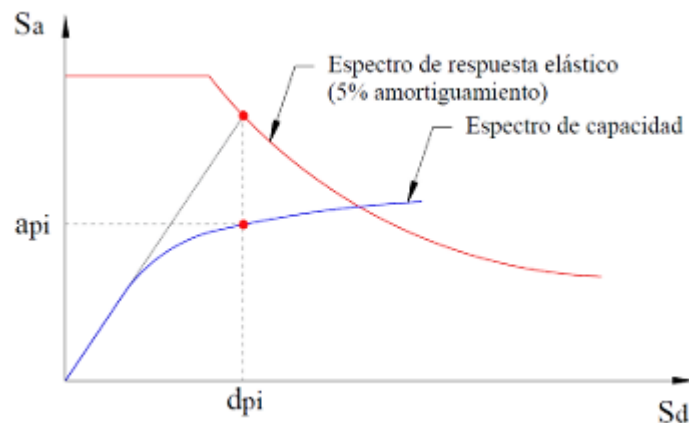
Este procedimiento es la aplicación más directa y simple de entender de los demás métodos A, B y C y se detalla a continuación:

1. Desarrollar el espectro de respuesta elástico con 5% de amortiguamiento.
2. Determinar la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis Pushover, transformarla a espectro de capacidad, y graficarla con el espectro de respuesta.
3. Se escoge un punto de desempeño de prueba (d_{pi} , a_{pi}). Puede definirse a partir de la “aproximación de desplazamientos iguales”, donde el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto.

Figura 18*Asignación de punto de desempeño de prueba*

Nota: Adaptado de (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996)

4. A partir del punto de desempeño de prueba asumido, desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad.
5. Calcule los factores de reducción espectral SRA y SRV para crear un espectro de demanda reducido y superpóngalo en el gráfico anterior.
6. Determine la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida (dp , ap).

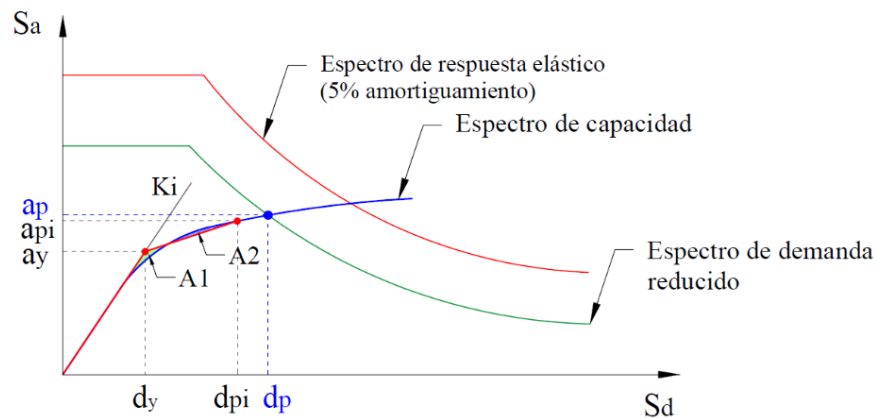
Figura 19*Determinación del punto de desempeño de prueba*

Nota: Adaptado de (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996)

7. Si el desplazamiento dp se encuentra entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} asumido ($0.95d_{pi} \leq dp \leq 1.05d_{pi}$). El punto de desempeño de prueba (d_{pi} , a_{pi}) se toma como el punto de desempeño (dp , a_p) y el desplazamiento dp representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el sismo de demanda considerado.
8. Si no se cumple la tolerancia, seleccione un nuevo punto de rendimiento de prueba (d_{pi} , a_{pi}) y regrese al paso 5.

Figura 20

Determinación del punto de desempeño



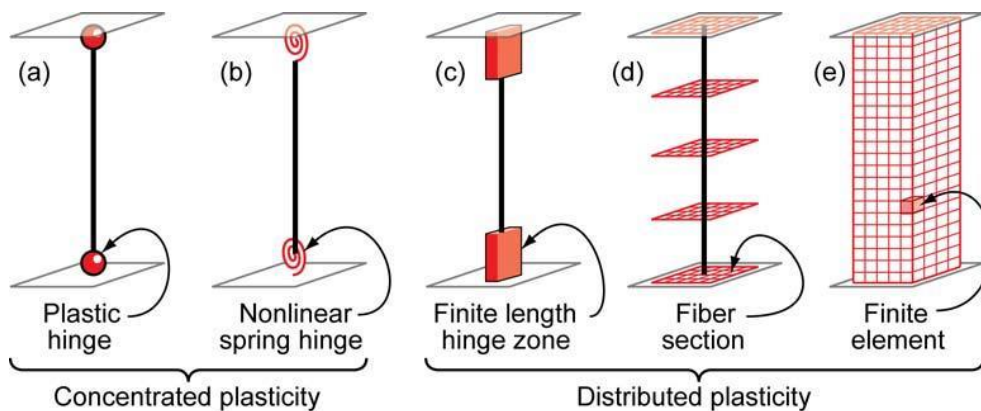
Nota: Adaptado de (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996)

2.2.8 Modelización de elementos estructurales

Los modelos de elementos estructurales inelásticos se pueden diferenciar por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. Por ejemplo, en la Figura 21 se muestra una comparación de cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de vigas-columnas (Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers, 2010).

Figura 21

Tipos de modelos de componentes estructurales



Nota. Reproducido de (Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers, 2010).

Como se abordó en el (Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering, 2013) los modelos más básicos se muestran a la izquierda, y son los llamados **modelos de rótula plástica**. Son modelos de plasticidad **concentrada** en los que todos los efectos no lineales se agrupan en un resorte inelástico, mientras que el resto del elemento sigue siendo lineal y elástico. A la derecha se encuentra un **modelo de elementos finitos continuos** detallado con reglas no lineales explícitas para la representación de la respuesta de sus componentes tridimensionales. Entre los dos extremos, hay varios tipos de **elementos de fibra de plasticidad distribuida** que proporcionan representaciones híbridas del comportamiento estructural.

Debido a los considerables recursos computacionales que se requieren, sólo se emplean generalmente dos estrategias principales diferentes en la reproducción de la respuesta inelástica de las estructuras, los modelos de "**plasticidad concentrada**" y de "**plasticidad distribuida**". En la plasticidad concentrada (o lumped), las deformaciones plásticas se "agrupan" en los extremos de un elemento elástico lineal y se basan en las relaciones momento-rotación de las

secciones extremas para una fuerza axial determinada. Por otro lado, los elementos de plasticidad distribuida permiten la formación de rótulas plásticas en cualquier punto de la longitud de la barra, mientras que la inelasticidad se representa en términos de esfuerzos y deformaciones en las fibras de las secciones de integración, dando así cuenta de la interacción axial-momento. Existen diferentes variaciones e implementaciones de estas dos filosofías de modelización, así como enfoques híbridos que emplean características de ambas estrategias.

En los modelos de fibra o de plasticidad distribuida, se define un modelo de material uniaxial para capturar las características de tensión-deformación axial histerética no lineal de la sección transversal. Se supone que la sección transversal plana permanece plana y las fibras del material uniaxial se integran numéricamente a lo largo de la sección transversal para producir los resultados de la tensión (fuerzas y momentos axiales), así como la relación incremental de momento - curvatura y la fuerza - deformación axial. Los parámetros de la sección transversal luego se integran numéricamente en secciones separadas a lo largo del elemento utilizando funciones de interpolación de fuerza o desplazamiento. (Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers, 2010).

2.2.9 Modelos Constitutivos de materiales

Los modelos de rotula plástica de tipo fibra, los elementos viga-columna y los elementos tipo shell emplean modelos constitutivos de materiales unidimensionales para predecir la respuesta de flexión de las secciones transversales.

Existen numerosos modelos en la literatura para simular la respuesta cíclica unidimensional del concreto y el acero de refuerzo. Las características fundamentales de los modelos de concreto son: (1) curva multilínea de descarga-recarga; y (2) tipo de daño en tracción. La característica fundamental del modelo de acero es una curva multilínea de descarga-recarga que simula el efecto Bauschinger. Otros modelos de respuesta que predicen

una respuesta cíclica similar son apropiados para su uso (Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design, 2017).

2.2.9.1 Comportamiento no Lineales de Elementos de Concreto Armado

La respuesta de las estructuras de concreto armado, evaluada en términos de fuerza y desplazamiento, es inherentemente no lineal, principalmente debido a la no linealidad geométrica y a la no linealidad de la ley constitutiva de los materiales (no linealidad mecánica).

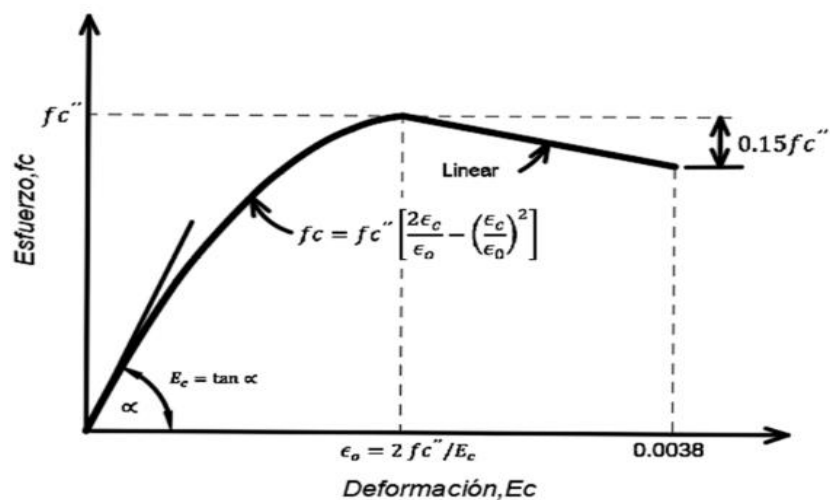
2.2.9.2 Modelo Esfuerzo – deformación del concreto

2.2.9.2.1. Modelo de Hognestad

En 1951 se propone el modelo de Hognestad, en este modelo se suele tomar un valor de $E_0 = 0,002$ y un valor de E_{cu} varía entre 0,003 y 0,004. El modelo de Hognestad es uno de los más usados para representar el comportamiento del concreto no confinado (Ottazzi, 2015).

Figura 22

Modelo de esfuerzo - deformación del concreto de Hognestad



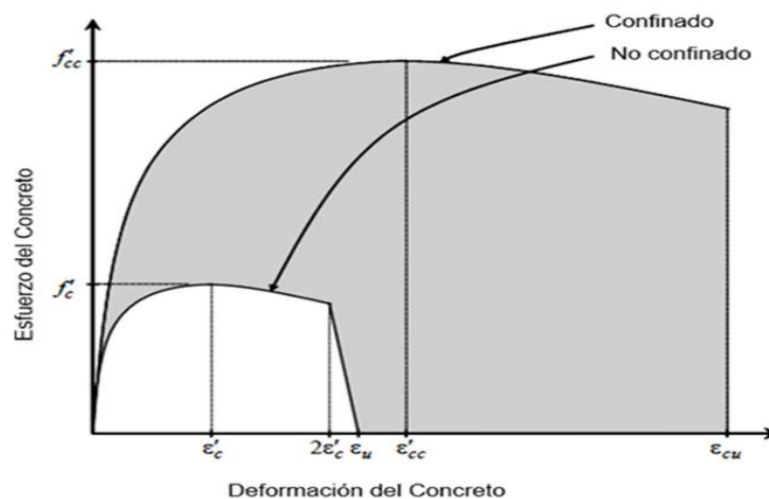
Nota: Grafica del concreto no confinado de Hognestad, obtenido de (Park & Paulay, 1988)

2.2.9.2.2. Modelo de Mander

Este modelo es adecuado para elementos que presentan variables específicas, como el nivel de confinamiento y el espaciamiento de refuerzos transversales, y puede aplicarse tanto a elementos circulares como rectangulares. La capacidad máxima de deformación del concreto confinado según Mander está relacionada con el acero de confinamiento. Las curvas tensión-deformación para concreto confinado y no confinado se muestran en la Figura 23. La diferencia entre las curvas confinada y no confinada se resalta con sombreado, donde el área sombreada representa la capacidad adicional proporcionada por el acero confinado para almacenar energía de deformación.

Figura 23

Modelo esfuerzo - deformación de mander



Nota: Obtenido de (Mander et al., 1988)

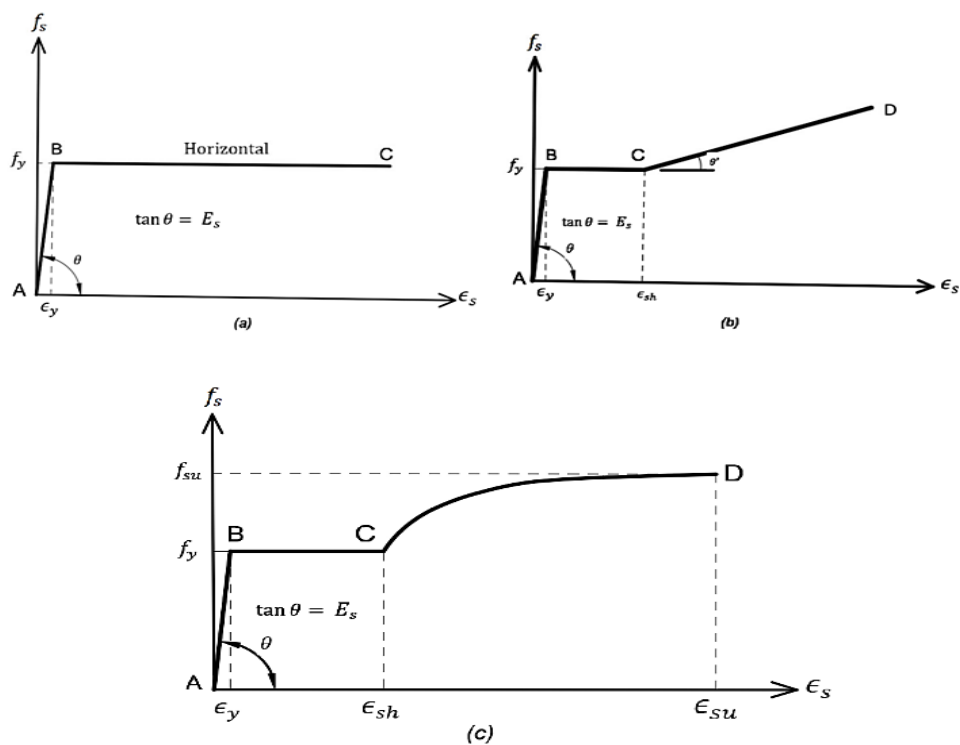
2.2.9.3 Modelo Esfuerzo deformación del Acero de Refuerzo

Se puede determinar la curva esfuerzo-deformación de una manera simplificada idealizándola como dos tamos rectos (modelo elastoplástico), como se muestra en la Figura 24a, ignorando el aumento en el esfuerzo a causa del endurecimiento por

deformación y la resistencia superior de cedencia. Para calcular con precisión la resistencia de un componente bajo estas deformaciones, puede ser necesario determinar la tensión en el acero en deformaciones por encima de su límite elástico. Esto es cierto para estructuras sísmicas donde los requisitos de ductilidad pueden resultar en deformaciones que exceden el límite elástico. En las Figuras 24b y 24c se muestran idealizaciones más precisas que se pueden utilizar para las curvas tensión-deformación. Para usar estas idealizaciones son necesarios los valores de esfuerzo y deformación en la ruptura, endurecimiento por deformación y al comienzo de la cedencia (Park & Paulay, 1988).

Figura 24

Idealización de la curva esfuerzo - deformación del acero



Nota: Obtenido de (Park & Paulay, 1988)

2.2.10 Modelo No lineal para Secciones y Elementos

2.2.10.1 Diagrama Momento Curvatura

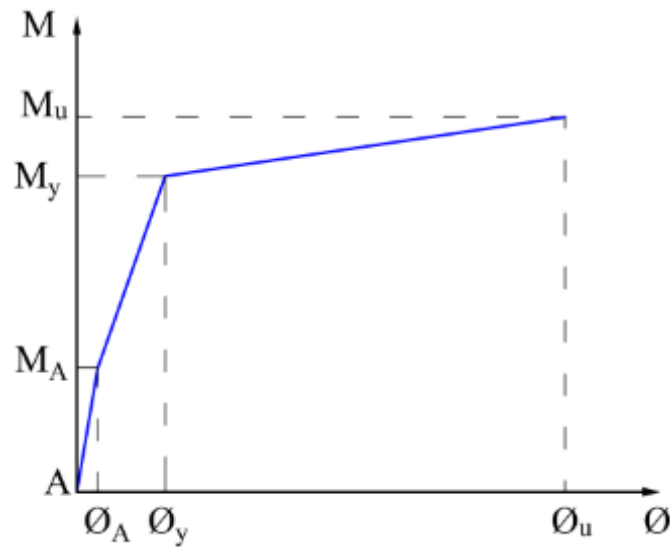
El diagrama representa la capacidad a flexión y su deformación por curvatura (rotación por unidad de longitud) en el rango lineal y no lineal de una sección de concreto armado.

El diagrama Momento-Curvatura ($M - \phi$) brinda una idea más clara de la máxima capacidad de deformación inelástica, las características de disipación de energía, 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 del elemento 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, 2015).

Figura 25*Diagrama momento Curvatura*

Nota: Obtenido de (Ottazzi, 2015)

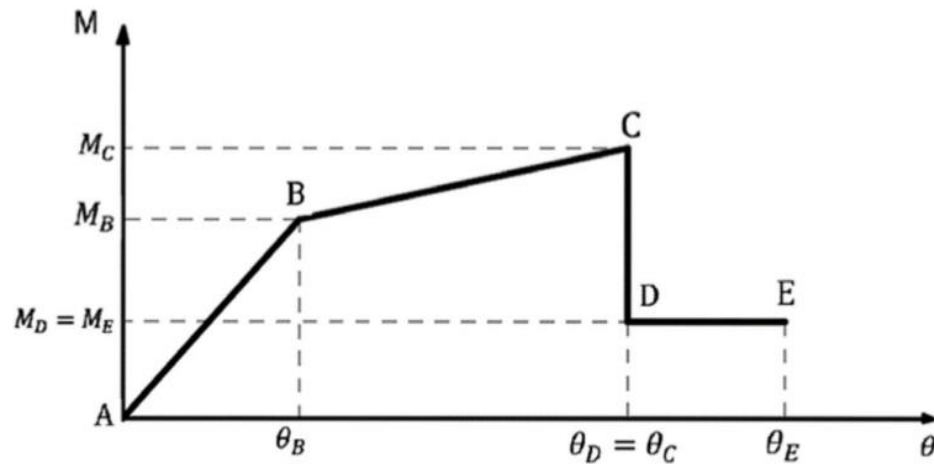
2.2.10.2 Diagrama Momento Rotación

A partir del diagrama $M - \phi$ es posible calcular la rotación inelástica entre dos puntos a lo largo del elemento en la zona de rótula plástica que tiene una longitud L_p (longitud de plastificación equivalente). Esta Longitud abarca grietas diagonales por corte que no se incorporan en la elaboración del diagrama $M - \phi$. Además, no se considera el deslizamiento del acero en las proximidades de las grietas ni la disminución de la deformación unitaria del acero debido al concreto no agrietado. Por lo tanto, la rotación inelástica es inferior a la calculada.

De lo mencionado hace difícil el cálculo de la rotación inelástica disponible, normas como el ASCE/SEI 41-13, FEMA 440, ATC-40 establecen un diagrama $M - \theta$ simplificado y normalizado (Figura 26), el cual se construye calculando algunos parámetros.

Figura 26

Diagrama Momento rotación simplificado normalizado



Nota: Obtenido de (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014)

2.2.11 Relación Generalizadas fuerza - Deformación

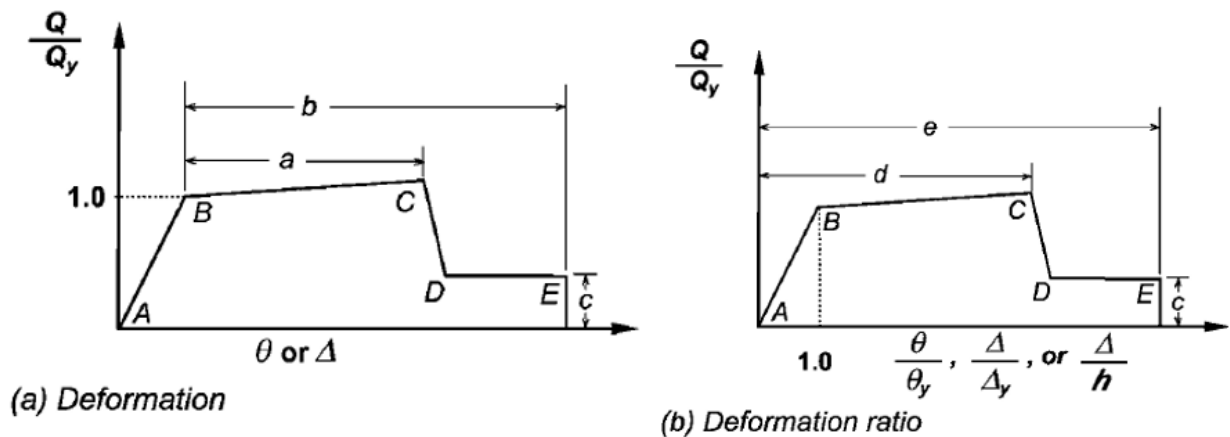
Para analizar la respuesta no lineal de la estructura, es esencial tener información sobre la respuesta de los componentes más allá del rango lineal. La representación de la respuesta de estos componentes se logra mediante curvas que describen su comportamiento, con valores obtenidos a partir de evidencia experimental o extraídos de las Tablas del ASCE/SEI 41-13. Estas curvas se conocen como Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación.

La Figura 27 muestra una relación fuerza-deformación generalizada caracterizada por una respuesta lineal desde el punto A (elemento sin carga) hasta el punto B de fluencia efectiva. Luego, se observa una respuesta lineal con rigidez decreciente (0% –10% del gradiente elástico lineal) entre los puntos B y C, lo que representa el fenómeno de endurecimiento por deformación. Posteriormente, desde el punto C (resistencia y deformación del elemento donde se hace notorio el deterioro de la resistencia) hasta el punto D, se observa una respuesta que indica una rápida disminución de la resistencia. Más allá del punto D, la resistencia del

elemento disminuye significativamente hasta llegar al punto E. Para deformaciones más allá de este punto final, la resistencia es esencialmente cero.

Figura 27

Relación Generalizadas fuerza - Deformación



Nota: Obtenido de (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014)

2.2.12 Comportamiento no lineal de la Albañilería confinada

(Cotrado Flores, 2020), indica que en la actualidad se ha visto necesario conocer las propiedades mecánicas del ladrillo Blocker II, pues su uso se incrementado más del 60% en las construcciones de la ciudad de Tacna, principalmente después de ocurrido el sismo del 23.06.2001.

Estas unidades no son recomendables para zonas altamente sísmicas, por ello es de vital importancia adoptar modelos no lineales de la albañilería que representen el comportamiento adecuado de los elementos estructurales y de la estructura en conjunto, así como también desarrollar análisis sísmicos que puedan capturar de mejor forma el comportamiento que presentarían estas estructuras ante un evento sísmico.

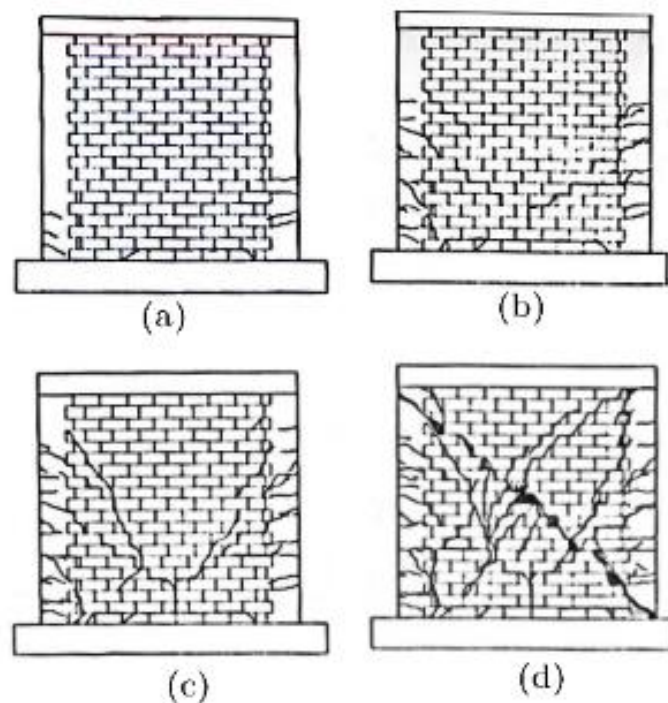
En la actualidad existen diversos métodos para realizar el modelamiento de las viviendas de albañilería, las más conocidas son: Método de elementos finitos, columna ancha,

diagonal equivalente y entre otros. El método de columna ancha es uno de los métodos más sencillos y precisos pese a tener ciertas limitaciones (Martinez et al., 2012).

(Diaz et al., 2019), en su investigación desarrolla un modelo analítico para muros confinados basados en resultados experimentales en la ciudad de lima, del total de sus modelos desarrollados, establecen 4 estados limites en muros confinados como se muestra en la siguiente figura.

Figura 28

Estados limites en muros confinados

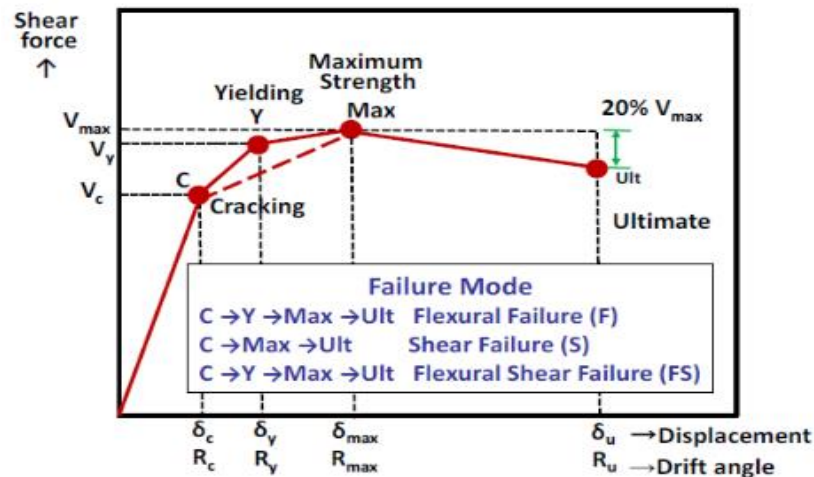


Nota: Donde (a): Estado elástico, (b): Estado post agrietamiento, (c): Estado de fluencia y (d): Estado Último, obtenido de (Diaz et al., 2019)

Los estudios realizados considerar unas modelos tetra lineal para la curva de capacidad con cuatro puntos llamados, punto de agrietamiento, punto de fluencia, máximo y ultimo estado, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 29

Comportamiento de muros de albañilería sometidos a carga lateral



Nota: Obtenido de (Diaz et al., 2019)

Para aprovechar los datos experimentales relacionado con estructuras de mampostería Sugano et. al y (Cardenas et al., 2014), proponen algunas formulaciones para calcular la cortante máxima promedio en términos de parámetros como, la ratio de esbeltes (h/l), ratio de acero longitudinal ($P_t \cdot \sigma_y / F_m$), ratio de acero transversal ($P_{we} \cdot \sigma_{wy} / F_m$) y ratio de carga axial (σ_0 / F_m).

Donde:

h : altura del muro

L : longitud del muro

l : longitud efectiva del muro ($\approx 0.9 \cdot L$).

P_t : ratio de acero longitudinal ($a_t / t \cdot l$).

P_{we} : ratio de acero transversal ($a_w / t \cdot sep \leq 0.012$).

a_t : área de la sección de refuerzo a tracción de la columna de amarre.

a_w : área de la sección de refuerzo transversal de la columna de amarre.

σ_y : esfuerzo de fluencia del acero longitudinal de la columna de amarre.

σ_{wy} : esfuerzo de fluencia del acero transversal de la columna de amarre.

σ_0 : Carga axial.

F_m : Resistencia axial de pila de albañilería.

Finalmente (Diaz et al., 2019) , propone una mejora la formulación del esfuerzo cortante promedio en muros de la anterior propuesta presentada por (Cardenas et al., 2014), considerando la falla a corte por flexión, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$\frac{\tau}{P_t} = \beta_0 + \beta_1 \left(\frac{P_t * \sigma_y}{F_m} \right)^{0.7} + \beta_2 \frac{P_{we} * \sigma_{wy}}{F_m} + \beta_3 \frac{\sigma_0}{F_m}$$

Para la calibración de la expresión anterior se requirió contar con los coeficientes $\beta_0, \beta_0, \beta_0$ y β_0 los cuales se resumen en la tabla 16.

Tabla 16

Coefficientes propuestos de la formulación de (Diaz et al., 2019)

Coeficiente	Agrietamiento	Fluencia	Máximo	Ultimo
β_0	0.000	0.000	0.000	0.000
β_1	0.000	0.000	0.054	0.221
β_2	0.249	0.426	0.432	0.077
β_3	0.221	0.175	0.290	0.503

En la siguiente tabla 17 se representa la deformación expresada en driff agrupado acorde a ensayos experimentales conducidos por el laboratorio de estructuras en el CISMID.

Tabla 17

Resumen de driff según tipo de bloque propuesta de (Diaz et al., 2019)

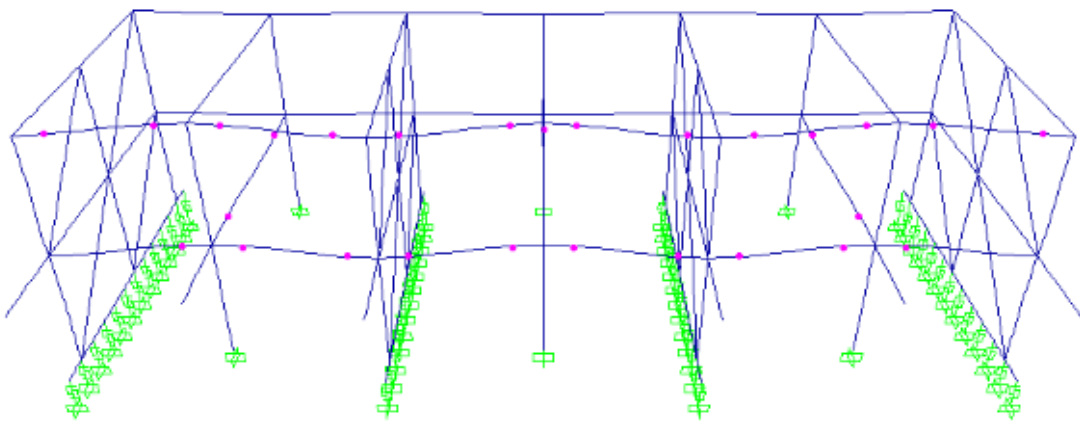
Tipo de Bloque	Agrietamiento	Fluencia	Máximo	Ultimo
Industrial	0.6	1.9	7.6	11.7
Artesanal y solido	0.4	1.3	3.5	8.0
Tubular	0.4	0.6	1.9	3.7

2.2.12.1 Método modelado con Diagonales con rótula axial

(Loa, 2017) indica que en este método se asume que el muro de albañilería funciona únicamente a compresión y carece de resistencia a la tracción. Este tipo de modelado se lleva a cabo mediante un elemento frame con rótula axial o a través de un elemento tipo link, en el cual se asigna su rigidez elástica y plástica. Se presenta un ejemplo de estos elementos en diagonal en la figura 30, aplicado a un Colegio Tipo 780Pre. Estos colegios son construcciones en Perú erigidas antes de 1997, caracterizadas por tener pórticos de concreto armado y muros de albañilería en el sentido transversal.

Figura 30

Modelado de la albañilería con Diagonales a carga axial



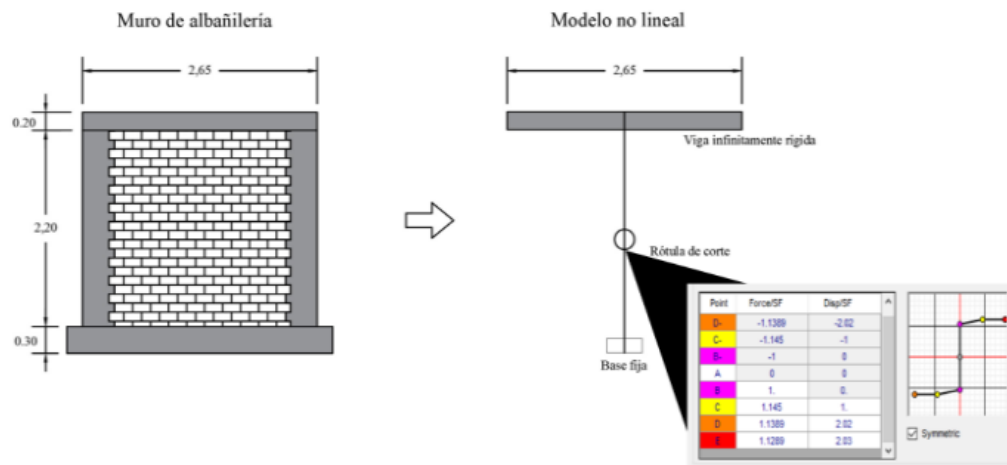
Nota: Obtenido de (Loa, 2017)

2.2.12.2 Método modelado de Columna Ancha con rótula de corte

(Gonzales et al., 2020), en su artículo denominado “Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal, idealiza un modelo matemático no lineal del muro de albañilería, con elemento frame de concreto, pero con propiedades de la albañilería, asignándole una rótula a corte en la dirección lateral, idealizando adicionalmente una viga infinitamente rígida sobre este elemento, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 31

Muro de albañilería y su modelo no lineal equivalente

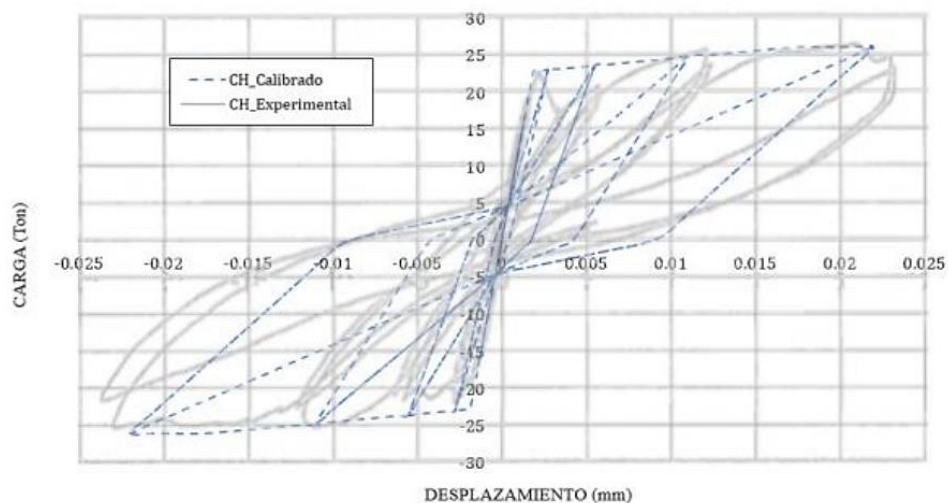


Nota: Obtenido de (Gonzales et al., 2020)

Posteriormente este modelo empleando un modelo de histéresis Pivot para la albañilería, la cual se sometió a análisis tiempo historia no lineal para finalmente calibrar la curva histérico hasta obtener un mejor ajuste con el modelo experimental como en la siguiente figura.

Figura 32

Comparación de curva histérico del muro ensayado vs el modelo no lineal equivalente calibrado.



Nota: Obtenido de (Gonzales et al., 2020)

En la presente tesis se realizará el mismo análisis para nuestro modelo de albañilería, sin embargo, se calibrará con un análisis estático no lineal y se tomará como referencia los ensayos realizados a muros confinados con blocker II, las cuales si se encuentra con data por ensayos realizados por la universidad privada de Tacna.

2.2.12.3 Estados límites de muros de albañilería confinada

(Zavala et al., 2019), propone los estados limites considerando la data de 30 años de estudios de pruebas de desempeño de estos muros hasta el ensayo de una vivienda en escala real, considerando que en su mayoría son usadas en construcciones de viviendas informales, las cuales son muy representativas en lima.

Se analizaron 3 tipos de unidades entre ellas, el ladrillo solido industrial, el ladrillo solido artesanal y el ladrillo tubular (pandereta), proponiéndose los siguientes rangos de estado de daño:

Tabla 18

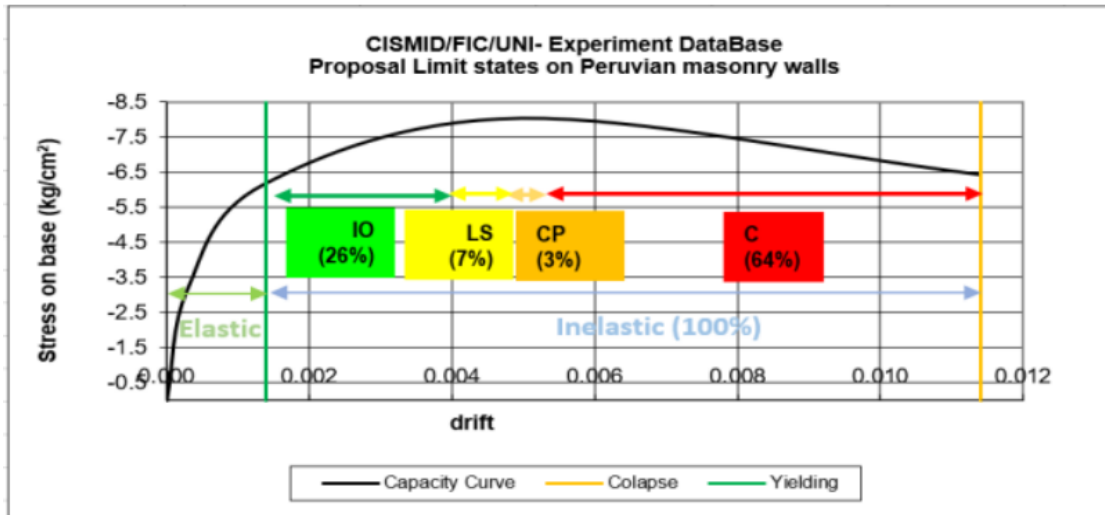
Rango de estados de zonas inelásticas en muros de albañilería peruanos

Estado	Industrial	Artesanal	Tubular
C	64.0%	59.7%	60.6%
CP	3.0%	7.5%	7.1%
LS	7.0%	9.0%	19.4%
IO	26.0%	23.9%	12.9%
O	0.0%	0.0%	0.0%

Nota: Donde (O: Operativo), (IO: Operación inmediata), (LS: Seguridad de vida), (CP: Prevención del colapso) y (C: Colapso), Adaptado de (Diaz et al., 2019)

Figura 33

Propuesta de rangos de estado límite de ladrillos industriales



Nota: Obtenido de (Zavala et al., 2019)

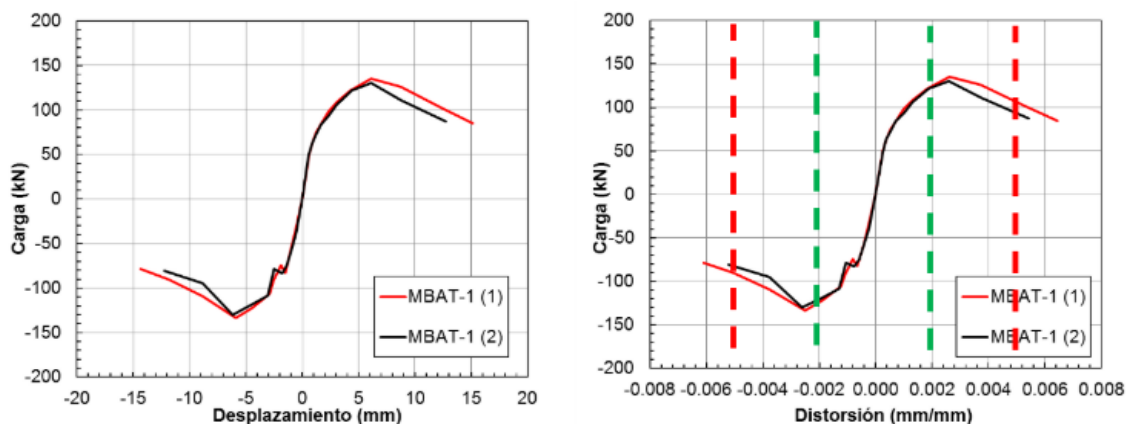
2.2.12.4 Ensayos realizados a muros confinados del Blocker II

A continuación, se hará referencia con los ensayos ya realizados en la ciudad de Tacna a muros confinados usando la unidad de albañilería Hueca Blocker II, las cuales se tomarán como referencia para realizar la calibración de nuestro modelo.

(Conde & Chambi, 2017), en su investigación de “Ensayo de Carga Lateral de un muro de Albañilería confinada construido con blocker II”, se determina la curva de capacidad de los estados límites de la muestra de muro a escala real MBAT-1

Figura 34

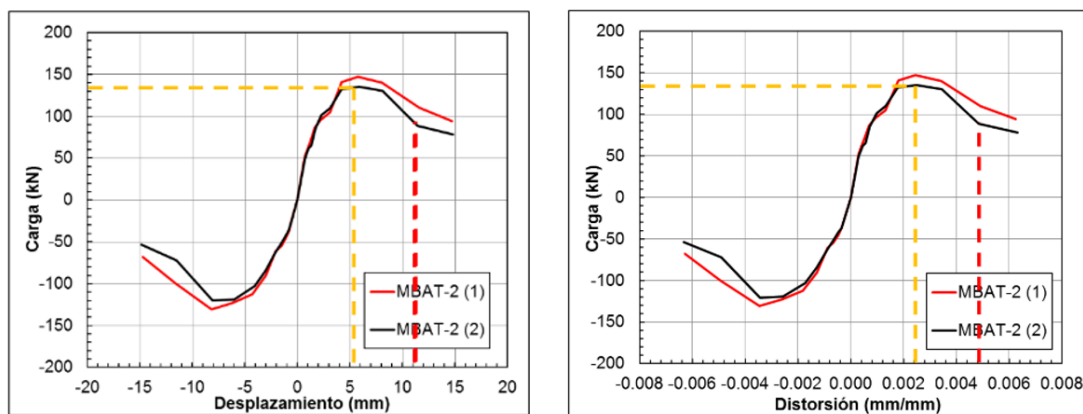
Curva de capacidad del espécimen MBAT-1



(Bernedo & Choquepata, 2017), en su investigación de "ESTADOS LÍMITES DE DOS MUROS DE ALBAÑILERÍA CONSTRUIDOS CON BLOCKER II" se propone estados límites a las curvas de capacidad generada por las envolventes de las curvas historieticas de las muestras MBAT-1 y MBAT-2.

Figura 35

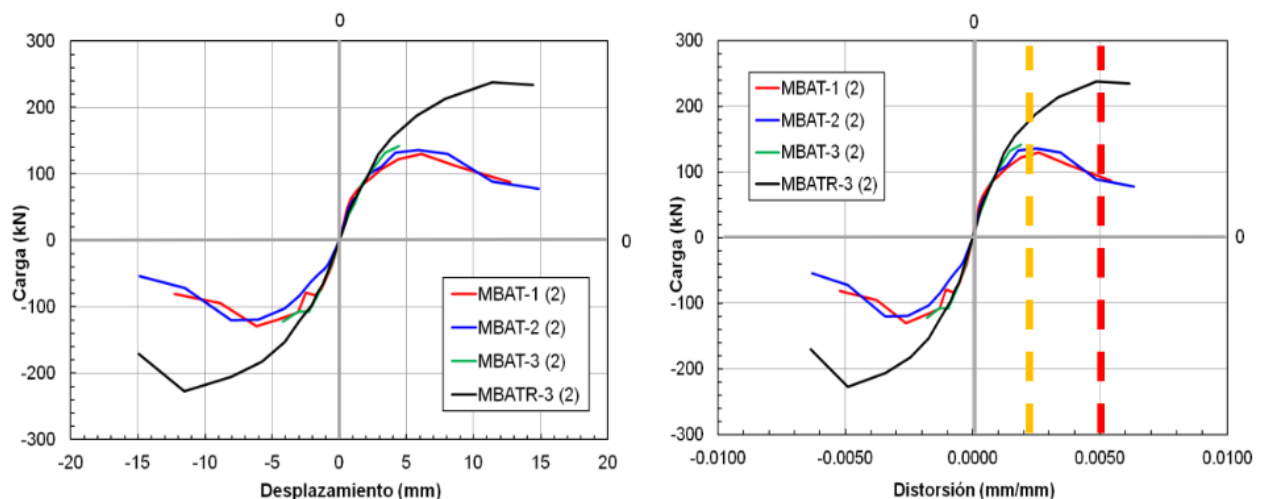
Curva de capacidad del espécimen MBAT-2



(Romero & Vasquez, 2018), en su investigación de "PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA CONSTRUÍDO CON BLOCKER II" se comparan la curva de capacidad (Figura 36) de la muestra de muro MBAT-3 sometida a carga cíclica reparada y sin reparar.

Figura 36

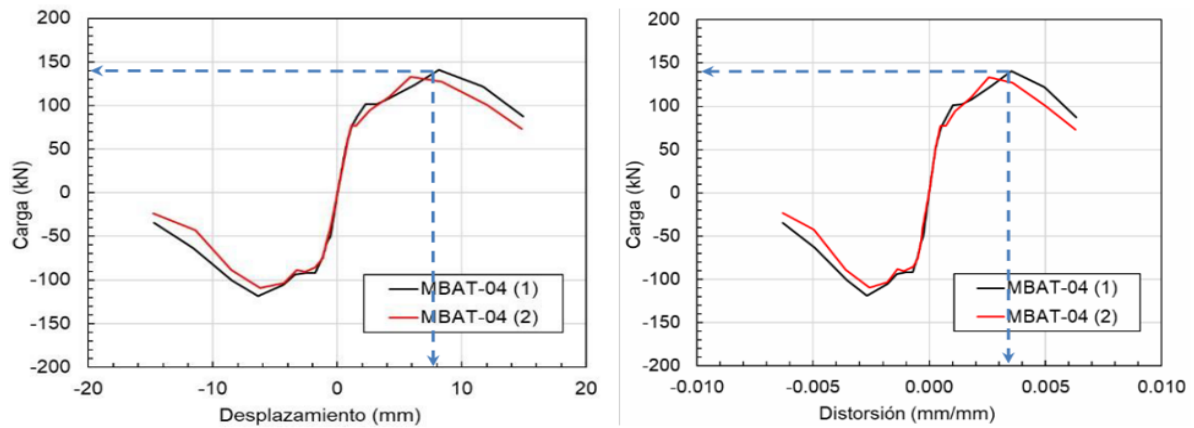
Curva de capacidad del espécimen MBAT-3



(W. Paco & Leonel, 2017) en su investigación de "ENSAYO DE CARGA CÍCLICA DE UN MURO A ESCALA NATURAL CON LADRILLO BLOCKER II-ESPÉCIMEN MBAT-04" se comparan la curva de capacidad (Figura 37) de la muestra de muro MBAT-4 sometida a carga cíclica reparada del cual propone estados límites y de reparabilidad de la albañilería.

Figura 37

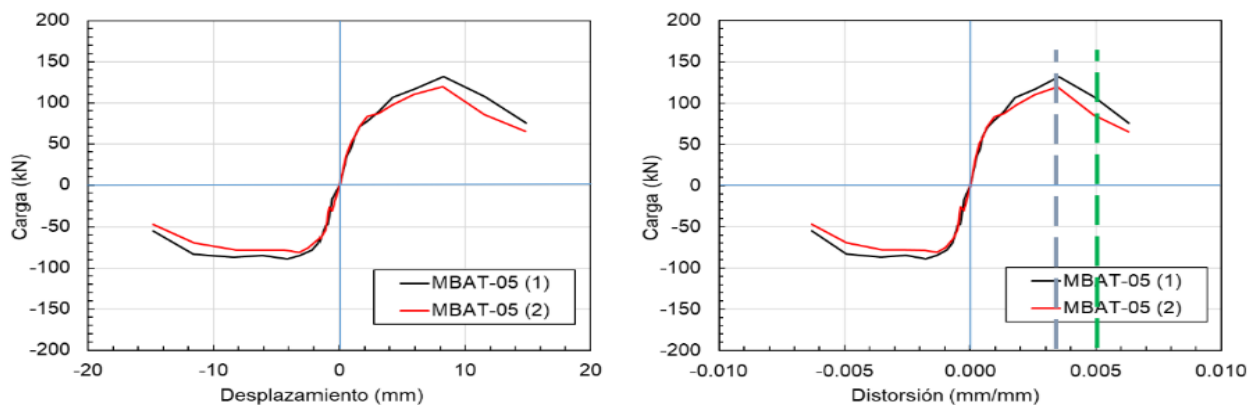
Curva de capacidad del espécimen MBAT-4



(Medina & Atencio, 2019) en su investigación de "COMPORTAMIENTO A CARGA LATERAL CÍCLICA DE UN MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA CONSTRUIDA CON LADRILLO BLOCKER II-ESPÉCIMEN MBAT-05" se comparan la curva de capacidad (Figura 38) de la muestra de muro MBAT-5 sometida a carga cíclica del cual propone estados de daño, tipos de falla y límites de reparabilidad.

Figura 38

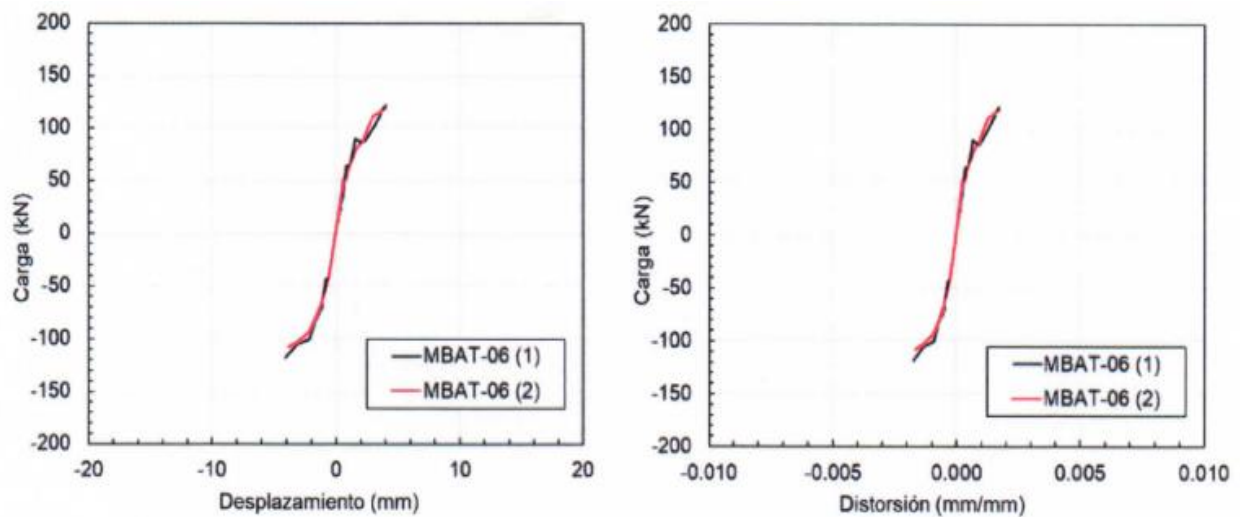
Curva de capacidad del espécimen MBAT-5



(Siña & Medina, 2018) en su investigación de " "ENSAYO DE CARGA CÍCLICA DE UN MURO A ESCALA NATURAL CON LADRILLO BLOCKER II-ESPÉCIMEN MBAT-06" se comparan la curva de capacidad (Figura 39) de la muestra de muro MBAT-6 sometida a carga cíclica del cual propone estados de daño, tipos de falla y límites de reparabilidad.

Figura 39

Curva de capacidad del espécimen MBAT-6



2.3 Definición de Términos Básicos

2.3.1 *Riesgo Sísmico*

Es la materialización de la combinación de la vulnerabilidad, con peligro sísmico y un acto posible de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un período determinado (Ottazzi, 2015).

2.3.2 *Resistencia*

La capacidad de un elemento para soportar esfuerzos y fuerzas aplicadas sin sufrir daño o ruptura se conoce como su resistencia.

2.3.3 Rigidez

En el ámbito de la ingeniería, la rigidez se refiere a la capacidad de un objeto sólido o componente estructural para resistir deformaciones. Por lo general, las rigideces se determinan mediante la relación entre una fuerza aplicada y el desplazamiento resultante provocado por dicha fuerza.

2.3.4 Ductilidad

“Mientras mayor sea el valor del desplazamiento de colapso en relación con el desplazamiento límite elástico, la estructura tendrá mayor capacidad de deformación inelástica ... Esta capacidad de deformación más allá del límite elástico se denomina ductilidad” (Muñoz, 2002).

2.3.5 Redundancia

La redundancia estructural se refiere a proteger el sistema con una gran cantidad de líneas de defensa resistentes a la carga lateral, causando altos grados de hiperestaticidad (Tena et al., 2017).

2.3.6 Demanda Sísmica

Se refiere a la representación del comportamiento deseado o del rendimiento previsto que un edificio debería lograr ante un nivel específico de movimiento sísmico. Este comportamiento se describe a través del espectro de respuesta elástica en su formato ADRS (Espectro de Respuesta de Aceleración-Desplazamiento).

2.3.7 Capacidad Estructural

Es la representación de la habilidad que tiene un elemento o estructura para soportar los movimientos sísmicos. Esta capacidad va depender de deformación de los elementos y de la resistencia de la estructura (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC 40), 1996).

2.3.8 Desempeño sísmico

Es el estado de la edificación frente a diferentes estados de sismo, con el que se pueden obtener índices de daños y reparación de la estructura (Aguiar, 2003).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Hipótesis

3.1.1 *Hipótesis Principal*

- El nivel de desempeño mediante un análisis no lineal estático de una vivienda convencional ubicado en la ciudad de Tacna, no cumple con el nivel de desempeño mínimo de seguridad de vida.

3.1.2 *Hipótesis Secundarias*

- Los modelos constitutivos de los materiales como el acero, concreto y albañilería que se usan en una vivienda convencional son acordes a su comportamiento estructural real.
- El espectro de capacidad de una vivienda convencional Construido con ladrillo BLOCKER II en el distrito de Ciudad Nueva, utilizando un análisis no lineal estático mediante el espectro de capacidad ATC-40, es acorde a su configuración estructural.
- Los niveles de desempeño de una vivienda convencional Construido con BLOCKER II en el Distrito de Ciudad Nueva cumplen los distintos niveles de demanda sísmica.

3.2 Operacionalización de Variables

En la siguiente Tabla 19 se presenta la operacionalización de variables que es un procedimiento que explica la medida de las variables de la investigación.

Tabla 19

Operacionalización de Variables

	Variable	Definición Operacional	Dimensiones	Indicador
Variable Independiente	Análisis no Lineal	Es un método que utiliza un patrón de carga lateral que aumenta paso a paso para llevar el edificio a la máxima deformación.	<ul style="list-style-type: none"> • Patrón de Cargas Laterales. • Cargas Gravitacionales. • Rotulas Plásticas. • Curvas de capacidad 	<ul style="list-style-type: none"> • 1er modo de vibración. • Uso de la edificación. • No linealidad del elemento estructural. • Grafica Fuerza-Desplazamiento
Variable Dependiente	Desempeño Sísmico	Es el comportamiento de un edificio en función de su curva de capacidad y la demanda sísmica.	<ul style="list-style-type: none"> • Totalmente Operacional • Ocupación Inmediata • Seguridad de Vida • Prevención de colapso 	<ul style="list-style-type: none"> • Niveles de desempeño.

Nota: Elaboración propia

3.3 Tipo de Investigación

El tipo de investigación es Descriptiva, porque se evalúa el desempeño sísmico de una vivienda convencional en el distrito de Ciudad Nueva.

3.4 Diseño de Investigación

La presente investigación tiene un diseño de investigación documental con un alcance explicativo y con enfoque cuantitativo, ya que la información y datos se obtienen a partir de documentos existente necesarios para poder estimar si la tipología de estructura de la muestra

seleccionada cumple con el nivel de desempeño esperado para una edificación común, por lo cual se aplicará la norma ATC-40 y a su vez se calibrarán modelos constitutivos de la albañilería usando la unidad BLOCKER II.

3.5 Población y Muestra de estudio

La población de estudio fue la tipología de estructura de una vivienda unifamiliar de dos niveles en el Distrito de Ciudad Nueva del Departamento de Tacna, por lo tanto, la población coincide con la muestra.

3.6 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.6.1 *Recopilación de Datos*

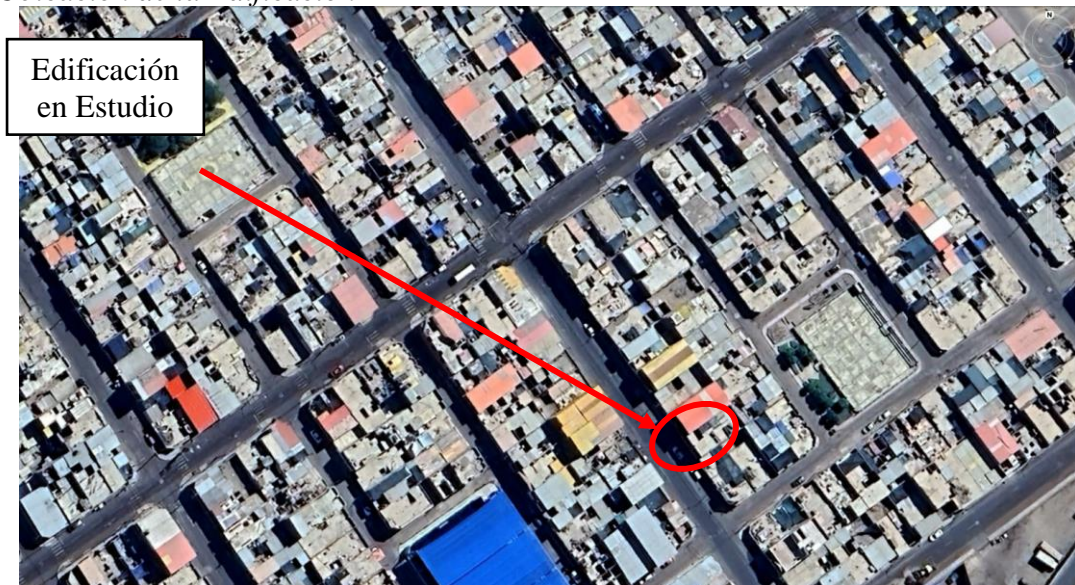
La técnica utilizada para la recolección de datos fue la recolección de documentos, realizándose trabajos de campo y de oficina.

El propósito de esta etapa es verificar las dimensiones de los elementos estructurales del edificio con los planos de construcción, incluidos los planos arquitectónicos y los planos estructurales.

3.6.1.1 Descripción General de la Vivienda Tipo (convencional)

Se encuentra ubicado en el Distrito de Ciudad Nueva con dirección Comité 35, Mza 223, Lte 15 como se muestra en la Figura 40, sobre un suelo Arena limosa Tipo S3 (Isabel & Gomez, 2018). La edificación se terminó de construir en el año 2011. La vivienda cuenta con 2 niveles y azotea, la altura total es de 5.7 m con una planta típica de 8.0 m por 15.0 m. La estructura presenta una tipología estándar (convencional) el cual consiste en un sistema pórticos de concreto armado en el sentido corto y muros de albañilería confinada en el sentido largo junto con losas aligeradas actuando como diafragma rígido orientada en el sentido corto.

Figura 40
Ubicación de la Edificación



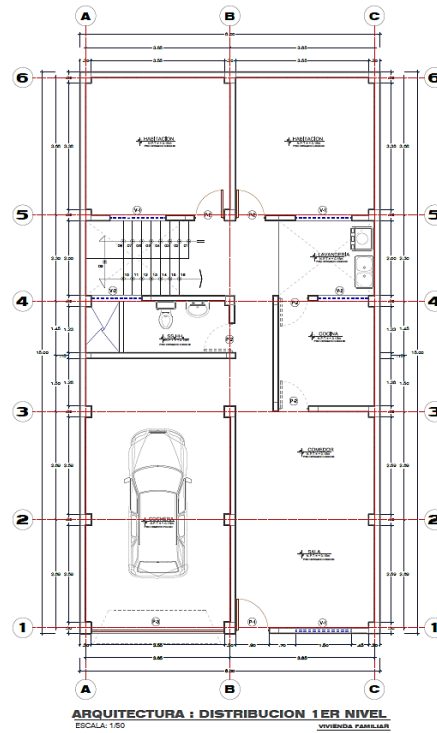
Nota: Obtenido de Google Earth

3.6.1.2 Elaboración de Planos

Luego de la inspección visual realizada a la vivienda Tipo se procedió a revisar las medidas de las vigas, columnas, tipo de unidad de albañilería, espesor de losa para que de esa manera definir y seleccionar toda la información necesaria para la realización de nuestro análisis, En la Figura 41 y Figura 42 se muestra el levantamiento de los planos de la edificación en donde se puede observar que se usó columnas rectangulares y muros de albañilería confinada con BLOCKER II, respecto a las propiedades de los elementos, la resistencia de los materiales como del concreto se tomó $f'_c=175\text{kg/cm}^2$ que es el valor mínimo estándar de acuerdo a la norma E070 para sistemas de albañilería y es acorde a resistencias encontradas por (E. Paco, 2023) en viviendas autoconstruidas en Ciudad nueva, en cuanto al blocker II la norma E070, no tiene valores para este tipo de unidad por lo cual se toma ensayos ya realizados por (Cotrado Flores, 2020) se tomó $f'_m=45.45\text{kg/cm}^2$.

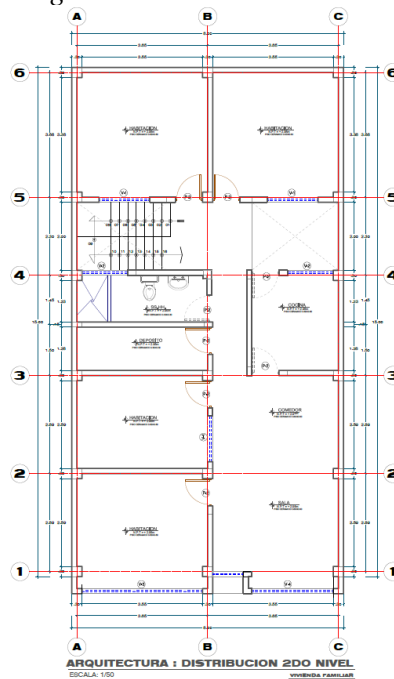
En las dos direcciones se cuenta con muros de albañilería confinada y pórticos de C°A°, los muros tienen un espesor de 0,12 m y están contruidos con ladrillos de arcilla BLOCKER II, se tiene 3 tipos de columnas como se indican en la Tabla 21 distribuidos como se indican en los planos. En el caso de los elementos estructurales horizontales se tiene losas aligeradas de un espesor de 0,20 m y se tiene 1 tipo de viga peraltada típica de concreto armado como se muestras en la Tabla 22.

Figura 41
Distribución Arquitectónica del Primer nivel



Nota: Elaboración propia

Figura 42
Distribución Arquitectónica del Segundo Nivel



Nota: Elaboración propia

Para determinar la cantidad de acero en los elementos estructurales, se revisaron los arranques superiores dejados en el último nivel, del mismo modo se consultó con el propietario de la edificación respecto a ellos, ya que fue participe de su construcción, respecto a la resistencia del concreto indico que no se realizaron ensayos de agregados, sin embargo, si se usó una proporción CAP de 1:2:2, (E. Paco, 2023) en su investigación determino la Calidad del concreto en 10 viviendas autoconstruidas en el distrito de Ciudad Nueva de la Ciudad de Tacna, presentando resistencias de 152.06kg/cm², 238.61kg/cm², 297.71kg/cm², 101.38kg/cm², 133.74kg/cm², 275.53 kg/cm², 144.13kg/cm², 139.03kg/cm², 160.27 kg/cm² y 264.97kg/cm² para una resistencia de diseño de 210kg/cm², sin embargo en esta investigación busca principalmente conocer el desempeño sísmico de la tipología estructural de una vivienda convencional (estándar), por ello en esta investigación se considera un $f'c = 175\text{kg/cm}^2$ por ser el valor mínimo estándar de acuerdo a la norma E070 para sistemas de albañilería, en cuanto a la resistencia a la compresión de los muros de albañilería con BLOCKER II, se tomara de referencia los diferentes ensayos realizados con esta unidad por (Cotrado Flores, 2020) y complementado por ensayos de Tesistas de la Universidad Privada de Tacna, los valores considerados se indican en la Tabla 20, la unidad en estudio es no estructural, sin embargo si quisiera clasificarse se aproxima a la clase I según Tabla I y sería del tipo Tubular según la Tabla II de la E070.

Tabla 20

Propiedades mecánicas del concreto, acero y albañilería

Concreto	
Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm ²)	$f'c = 175$
Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	$E_c = 15000\sqrt{f'c}$
Módulo de Poisson	$n = 0.20$
Peso específico (kg/m ³)	$\gamma_c = 2400$
Acero	
Límite de fluencia del acero (kg/cm ²)	$f_y = 4200$
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	$E_s = 2000000$
Módulo de Poisson	$n = 0.27$
Peso específico (kg/m ³)	$\gamma_s = 7850$
Albañilería (Blocker II)	

Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	$f'm = 45.45$
Resistencia al corte puro (kg/cm ²)	$v'm = 4.192$
Módulo de elasticidad de la albañilería (kg/cm ²)	$Em = 500 f'm$
Módulo de Poisson	$n = 0.25$
Peso específico (kg/m ³)	$\gamma_m = 950$
Módulo de corte (kg/cm ²)	$Gm = 9090$

Los refuerzos de acero longitudinales y transversales de vigas y columnas se derivaron de inspección visual y entrevistas realizadas a fin de conocer el armado convencional. En la Tabla 22 se muestran los diferentes tipos de vigas y su respectivo refuerzo longitudinal. En la Tabla 21 también se enumeran los tipos de columnas y su refuerzo longitudinal. Se utilizaron estribos de 3/8" para los tipos de columna y viga.

Tabla 21

Detalle de Refuerzo en Columnas

Sección	b (m)	h (m)	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal
			Superior	Inferior	
C-1	0.3	0.3	3 Ø1/2"	3 Ø1/2"	1Ø3/8"@0.05, 6@.10, Rto @.20
CA-1	0.25	0.12	2 Ø1/2"	2 Ø1/2"	1Ø3/8"@0.05, 6@.10, Rto @.20
CA-2	0.35	0.12	3 Ø1/2"	3 Ø1/2"	1Ø3/8"@0.05, 6@.10, Rto @.20

Tabla 22

Detalle de Refuerzo en Vigas

Sección	b (m)	h (m)	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal
V-1	0.3	0.4	6 Ø1/2"	1Ø3/8"@0.05, 4@.10, 6@.15, Rto @.25
VCH1	0.2	0.2	4 Ø1/2"	1Ø6mm@0.05, 4@.10, 6@.15, Rto @.25
VCH2	0.25	0.2	4 Ø1/2"	1Ø3/8"@0.05, 4@.10, 6@.15, Rto @.25
VCH3	0.3	0.2	4 Ø1/2"	1Ø3/8"@0.05, 4@.10, 6@.15, Rto @.25

3.6.2 *Procesamiento de Datos*

El procesamiento de datos no se realizó mediante análisis estadístico, debido a que la muestra es puntual y es un caso práctico particular. El procesamiento de la información se realizó usando hojas de cálculo en Excel y el programa Etabs.

3.7 Análisis de Datos

3.7.1 Análisis Lineal en Etabs

3.7.1.1 Análisis de Carga de Gravedad

Al trabajar con un material no normado como la albañilería confinada en base a Blocker II (hueca) no se tiene certeza de que factor de reducción sísmica usar, sin embargo, a fin de conocer solo el comportamiento elástico se considerará $R=3$, correspondiente a la albañilería con ladrillo estructural sólido normado.

Para el modelado se considerará el programa Etabs y los parámetros sísmicos considerados inicialmente están en la figura:

Tabla 23

Parámetros sísmicos ingresados a Etabs

Fact. Zona	Tacna	Zona 4	$Z=0.45$
Fact. Uso	Vivienda	Tipo C	$U=1.00$
Fact. De Amplificación del suelo	Según Instituto Nacional de Defensa Civil	Tipo S3	$S=1.10$
			$T_p=1.00$ seg
			$T_L=1.60$ seg
Fact. De Reducción de Fuerzas Sísmicas	Dirección x	Albañilería	$R_x=3.00$
	Dirección y	Albañilería	$R_y=3.00$

Se procedió a realizar el modelado en Etabs utilizando elementos frame y Shell (Figura 43), asignando la carga muerta DEAD y carga viva LIVE de acuerdo a las solicitaciones según el uso de vivienda (Tabla 24).

Figura 43

Vista 3D modelado en Etabs

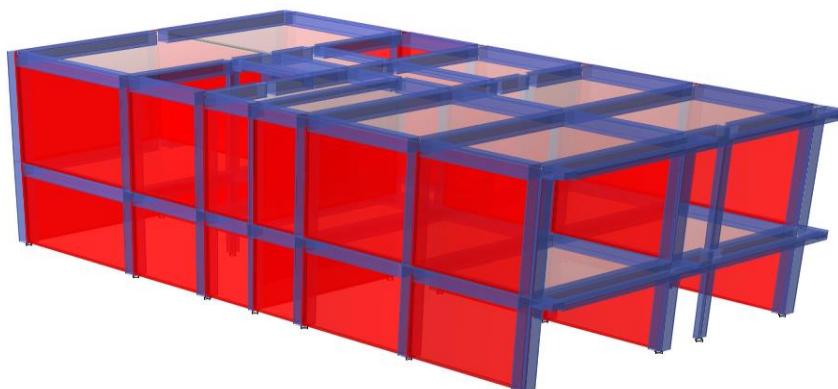


Tabla 24

Metrado de cargas para el modelado en Etabs

Carga Muerta	
Piso Terminado	0.15 tonf/m2
Peso del ladrillo de techo	0.70 tonf/m2
Carga Viva	
Uso de Vivienda	0.20 tonf/m2
Uso de Azotea	0.10 tonf/m2

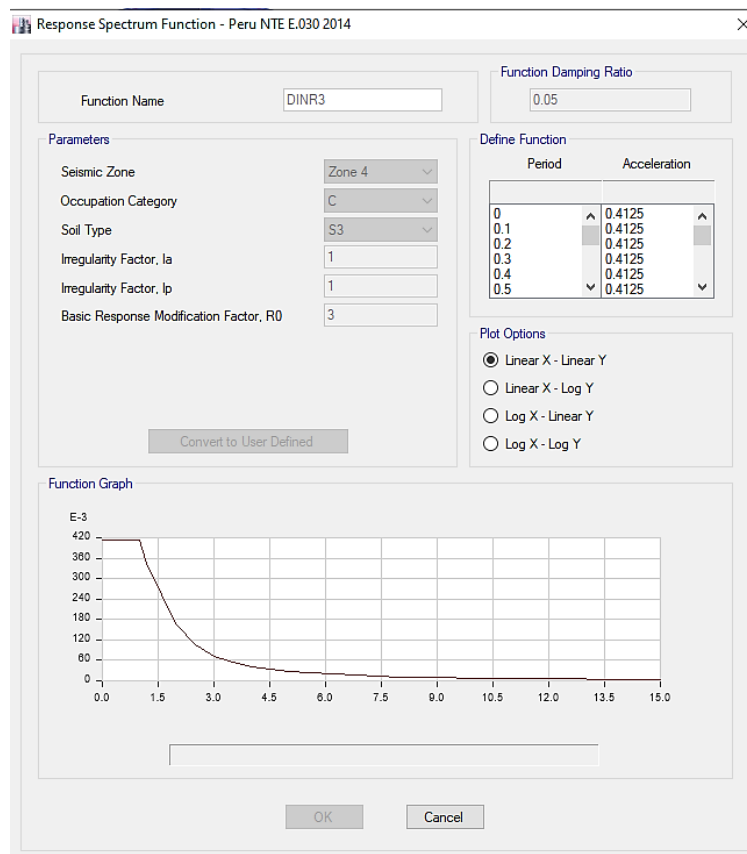
Respecto al peso sísmico al ser la vivienda de categoría C, se considera el 100% de la carga muerta + 25% de la carga viva.

3.7.1.2 Análisis Dinámico Modal Espectral

Asignación del espectro de pseudoaceleraciones en Etabs, según los parámetros sísmicos considerados en la Tabla 23, obteniéndose:

Figura 44

Asignación de Espectro de Respuesta E030 en Etabs



3.7.1.2.1. *Periodo de vibración y Participación modal*

De acuerdo a la norma E030, se considerará una participación modal mínima del 90%, del cual se obtiene el modelado.

Figura 45

Participación modal en Etabs

Modal Participating Mass Ratios								
5 of 6 Reload Apply								
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
	Modal	1	0.172	0.6976	8.654E-06	0	0.6976	8.654E-06
	Modal	2	0.09	0.1492	0.0414	0	0.8467	0.0414
	Modal	3	0.084	0.0084	0.8549	0	0.8551	0.8962
	Modal	4	0.067	0.1217	0.0004	0	0.9769	0.8966
▶	Modal	5	0.036	0.0222	0.0058	0	0.9991	0.9024
	Modal	6	0.034	0.0009	0.0976	0	1	1

Al haber modelado 2 niveles, considerando diafragma rígido en cada nivel con 3 grados de libertad, implica tener solo 6 modos fundamentales de vibración, por lo que llegan al 100% de masa participativa al considerar todos los modos.

De la figura anterior podemos notar que los 2 de los 3 primeros modos son traslacionales con una masa participativa mayor al 69.76%, también podemos notar que en sentido más corto es más flexible al tener un periodo de vibración de 0.172s.

3.7.1.2.2. *Verificación de Derivas.*

Para los desplazamientos laterales, se calculó los desplazamientos inelásticos multiplicando por 0,75R los desplazamientos elásticos.

Figura 46*Verificación de deriva máxima en Etabs*

Story Drifts		Story Max/Avg Drifts						
1 of 16		Reload Apply						
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m	
Story2	DRIFFX Max	X	0.001877	22	29.6456	14.6304	6.4576	
Story2	DRIFFX Max	Y	0.000408	1	29.7072	29.9804	6.4576	
Story2	DRIFFX Min	X	0.001877	22	29.6456	14.6304	6.4576	
Story2	DRIFFX Min	Y	0.000408	1	29.7072	29.9804	6.4576	
Story2	DRIFFY Max	X	0.000119	22	29.6456	14.6304	6.4576	
Story2	DRIFFY Max	Y	0.000312	1	29.7072	29.9804	6.4576	
Story2	DRIFFY Min	X	0.000119	22	29.6456	14.6304	6.4576	
Story2	DRIFFY Min	Y	0.000312	1	29.7072	29.9804	6.4576	
Story1	DRIFFX Max	X	0.001927	34	27.0156	15.2804	2.8	
Story1	DRIFFX Max	Y	0.000449	27	21.9456	22.5304	2.8	
Story1	DRIFFX Min	X	0.001927	34	27.0156	15.2804	2.8	
Story1	DRIFFX Min	Y	0.000449	27	21.9456	22.5304	2.8	
Story1	DRIFFY Max	X	0.000139	34	27.0156	15.2804	2.8	
Story1	DRIFFY Max	Y	0.000396	18	29.6456	21.0804	2.8	
Story1	DRIFFY Min	X	0.000139	34	27.0156	15.2804	2.8	
Story1	DRIFFY Min	Y	0.000396	18	29.6456	21.0804	2.8	

Podemos notar que las que la máxima deriva en las 2 direcciones no pasa del 50% de la deriva máxima 0.005, lo cual denota también que la estructura es bastante rígida.

A priori se puede decir que la estructura evaluada cumpliría con el diseño sismorresistente E0.30, sin embargo falta verificar el cumplimiento de los elementos estructurales localmente (la albañilería con blocker II), pata tal hecho se verificara la estructura local y globalmente mediante un análisis no lineal, a fin de tener certeza del desempeño de la vivienda evaluada.

3.7.2 *Análisis no Lineal en Etabs*

Se realizó un análisis estático no lineal en las cuatro direcciones de la casa, +X, +Y, -X e -Y, sin considerar el efecto P-delta o la no linealidad de los componentes principales porque es un edificio de poca altura. Las vigas se consideran con rotulas plásticas concentradas, definidas por rotulas de fibra en columnas, y para muros de mampostería confinados que corren en ambas direcciones, se forman columnas anchas (marcos) en lugar de elementos Shell, como

se muestra en la Figura 47 se definió la no linealidad. Con columnas anchas con rótulas concentradas a corte.

Figura 47

Modelo matemático no lineal con rotulas a corte de la vivienda

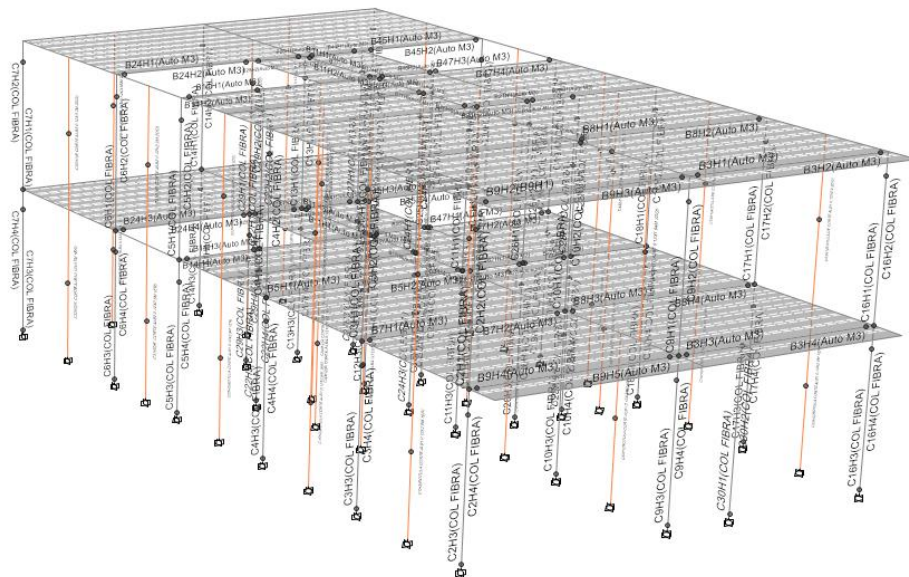


Figura 48

Modelo matemático extruido de la vivienda



3.7.2.1 Definición de no linealidad de los materiales

Concreto: Se implementó el modelo de Mander para describir el comportamiento no lineal tanto del concreto confinado como del no confinado en los elementos estructurales. En la Figura 49 se detalla la definición de los parámetros no lineales en el programa Etabs.

Los criterios de aceptación se establecieron de la siguiente manera: para el nivel operacional, se fijó una deformación de 0,003, que corresponde al límite antes del desprendimiento del recubrimiento no confinado; en cuanto al nivel de seguridad de vida, se determinó un valor cercano a la deformación correspondiente al esfuerzo máximo del concreto confinado; y para el nivel cercano al colapso, se fijó en dos veces la deformación de seguridad de vida, justo antes de la rotura del núcleo de concreto confinado.

Figura 49

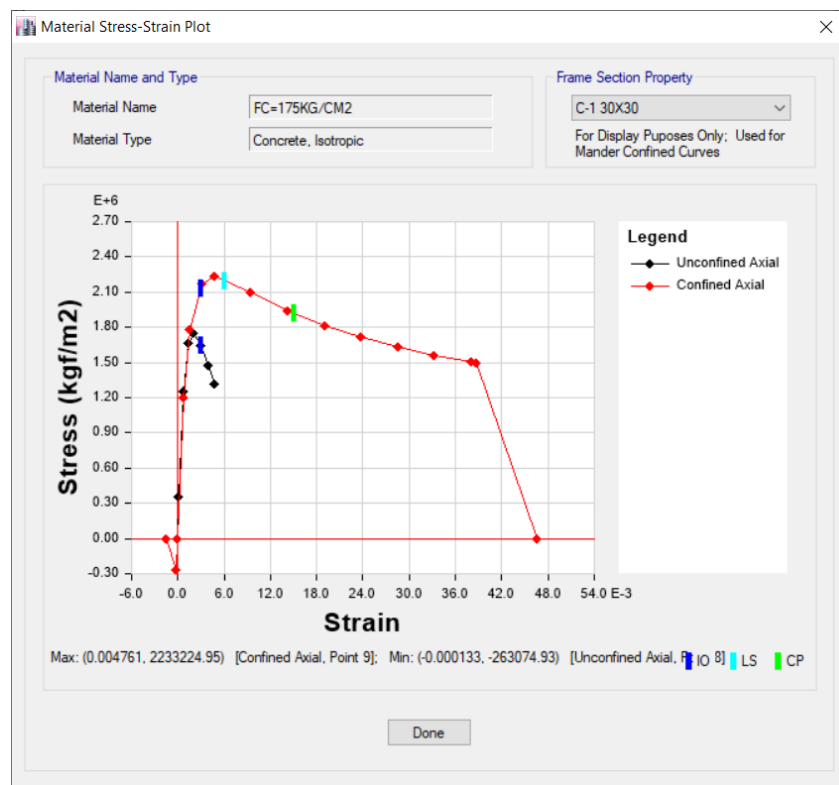
Parámetros no lineales del concreto

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.003	m/m
LS	0.02	0.006	m/m
CP	0.05	0.015	m/m

Nota: según (Mander et al., 1988), se consideró 0,002 para la deformación unitaria máxima y 0,005 para deformación unitaria ultima para el concreto no confinado.

Figura 50

Modelo esfuerzo - deformación para concreto confinado



Nota: La figura muestra que la resistencia máxima del concreto confinado es de 223,32 kgf/cm² con una deformación unitaria máxima de 0,0047, para el caso de la columna de 30x30cm.

Acero de refuerzo: Se utilizó un límite de fluencia para el acero longitudinal y transversal de $f_y=4200$ kgf/cm². Se implementó el modelo de Park para caracterizar el comportamiento no lineal del acero de refuerzo en los componentes estructurales, ya que considera el endurecimiento por deformación después de la fluencia. La Figura 51 proporciona la definición de los parámetros no lineales en el programa Etabs.

El límite de deformación para el nivel operacional se estableció en 0,010, marcando el inicio del endurecimiento posterior a la fluencia. Para el nivel de seguridad de vida, se restringió a 0,020, indicando el posible inicio del pandeo en las varillas

longitudinales. En cuanto al colapso, se fijó una deformación equivalente al 60 % de la deformación de rotura.

Figura 51

Parámetros no lineales del acero

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: FY=4200KG/CM2

Material Type: Rebar, Uniaxial

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.005	m/m
LS	0.02	0.01	m/m
CP	0.05	0.02	m/m

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric: Park

User Defined

Convert to User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01

Ultimate Strain Capacity: 0.09

Final Slope (Multiplier on E): -0.1

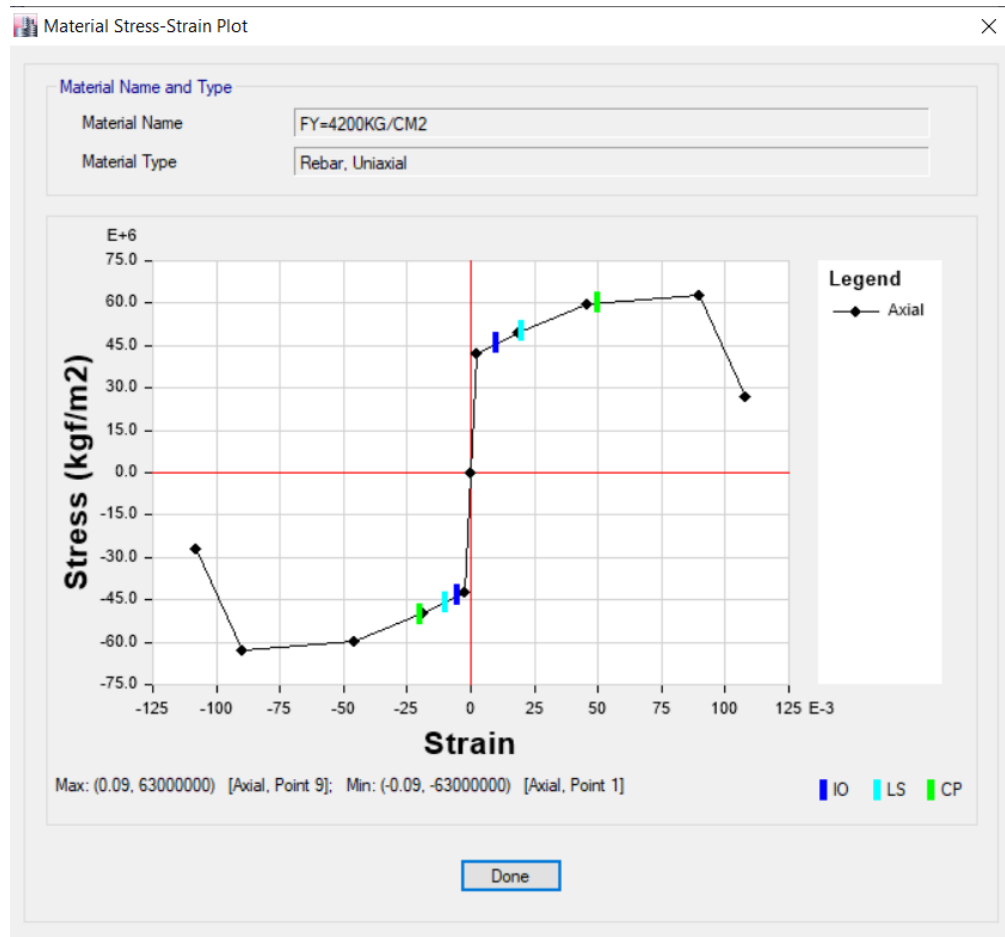
Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

Nota: La figura muestra que el valor de la deformación unitaria al inicio de endurecimiento es $\varepsilon_{sh} = 0,01$ y la deformación unitaria del punto máximo es de $\varepsilon_{su} = 0,11$.

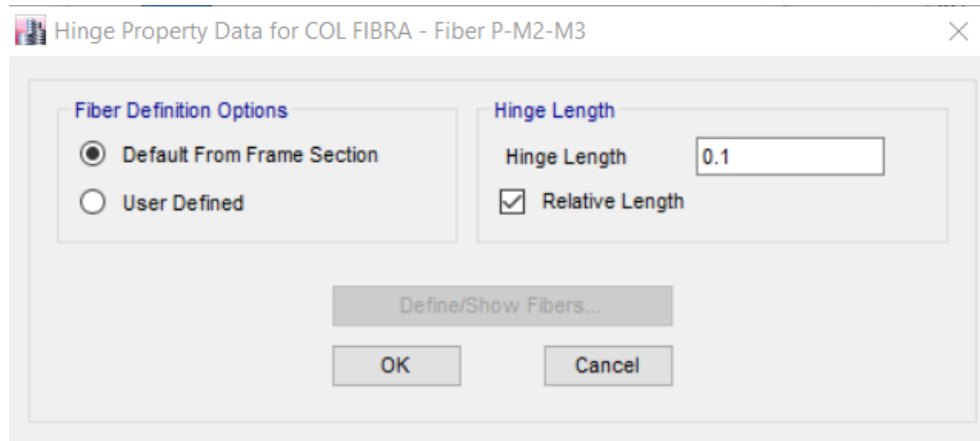
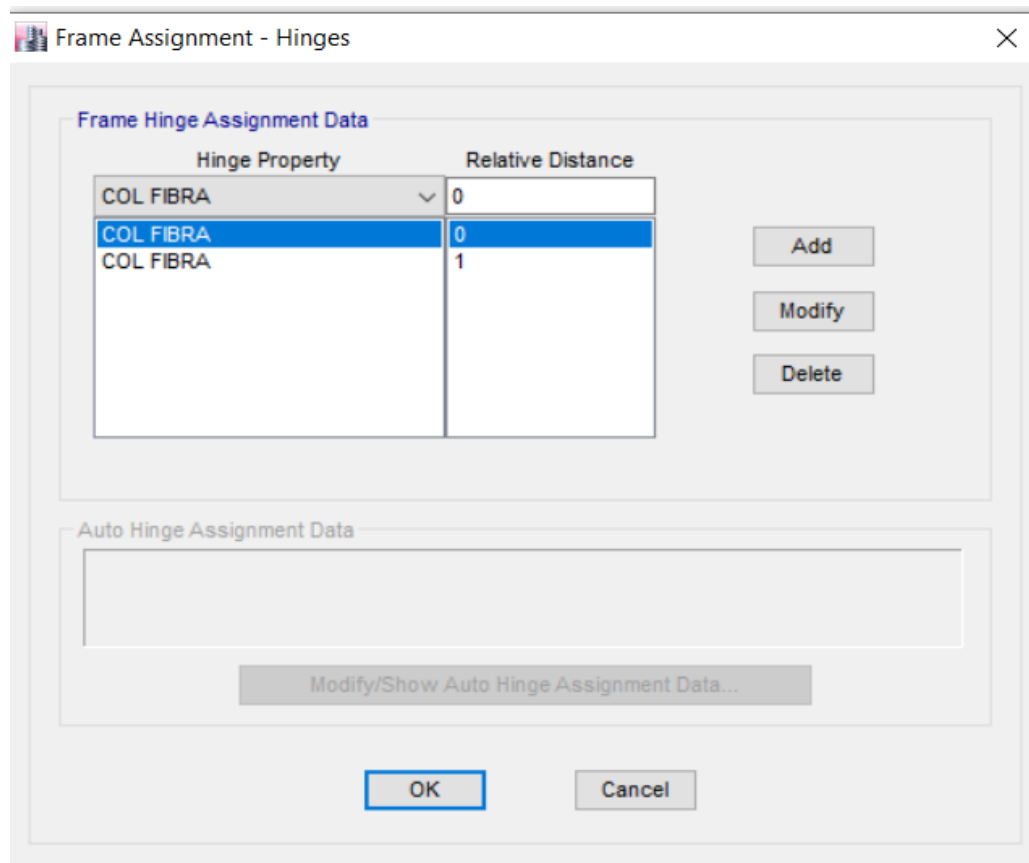
Figura 52

Modelo esfuerzo deformación del acero según Park



3.7.2.2 Definición de la no linealidad de las Columnas

Para definir las rótulas tipo fibra en columnas se tuvo que estimar la longitud plástica, se tomó una longitud plástica relativa del 0.10 (Figura 53), la cual, en la práctica de la ingeniería estructural es un valor que ha funcionado muy bien. Luego de asignar la longitud plástica se procedió a generar las fibras de forma automática en el programa Etabs, en la Figura 54 se muestra cómo se definió la rótula tipo fibra para las columnas.

Figura 53*Definición automática de fibra***Figura 54***Ubicación de rotulas tipo fibra en columnas*

3.7.2.3 Definición de la no linealidad en Vigas

Como ya se sabe el concreto se agrieta ante esfuerzos pequeños, por lo que se consideró que las vigas tendrán una sección agrietada, por lo que se modifica el momento de inercia en el eje 3 por el valor propuesto de la Tabla 10-5 según el ASCE/SEI 41-13 (figura 55) a fin de tener un comportamiento más real del elemento, se tomó el valor de $0,3E_{CE} * I_g$ ya que las vigas son no preesforzadas.

Figura 55

Valores de rigidez efectiva según ASCE 41-13

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_s$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_s$ (tension)

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

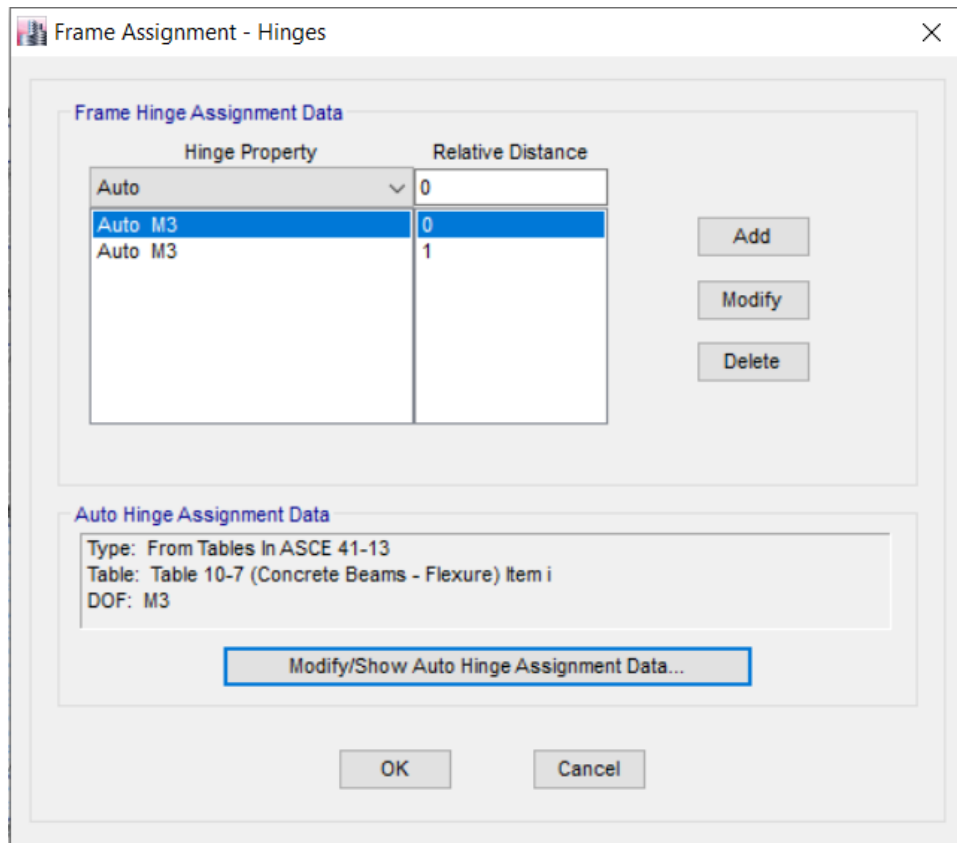
^bSee Section 10.7.2.2.

Nota: Obtenido de (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), 2014)

Para definir las rótulas plásticas concentradas en las vigas se tuvo que estimar la longitud plástica, se tomó una longitud plástica relativa del 0.10, la cual, en la práctica de la ingeniería estructural es un valor que ha funcionado muy bien.

Figura 56

Asignación de rotulas plásticas en vigas



Las vigas V1 30x40cm tiene la propiedad geométrica y la cantidad de acero superior e inferior como se muestra en la Tabla 22, por lo tanto el ratio $\frac{p-p'}{pb} = 0$, el ratio $V/(bd\sqrt{f'c}) < 3$, el reforzamiento trasversal es conforme ya que el espaciamiento es típico de 0,1 m en los extremos, la cortante V se calculo por capacidad definiéndose en promedio 15tonf, todo estos parámetros se definieron en el programa Etabs como se muestra en la Figura 56.

Figura 57*Definición automática de rotulas plásticas en vigas*

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables in ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom: M2 M3

V Value From: Case/Combo User Value V2: 15000 kgf

Transverse Reinforcing: Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced: From Current Design User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Nota: Se puede observar que la cortante por capacidad considerara es 15tonf en los extremos.

Figura 58*Propiedades de rotula plástica para la V1 30x40*

Hinge Property Data for B9H1 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Type: Moment - Rotation Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E: Drops To Zero Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF: Positive 5233.78 Negative 5233.78 kgf-m

Use Yield Rotation Rotation SF: Positive 1 Negative 1 (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.01	-0.01
Life Safety	0.025	-0.025
Collapse Prevention	0.05	-0.05

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Nota: Se puede observar que la sección tiene un momento de fluencia $M_y=5233.78\text{kgf}\cdot\text{m}$.

En la figura anterior también se puede verificar los criterios de aceptación del programa los cuales son correctos pues están acorde a la tabla 10.7 de ASCE/SEI 41-13 se tienen los siguientes giros límites asociados a cada nivel de desempeño: ocupación inmediata 0,01 radianes, seguridad de vida 0,025 radianes, cerca al colapso 0,05 radianes. De igual manera se procedió a la verificación de todas las rótulas plásticas de las vigas de la vivienda.

3.7.2.4 Definición de la no Linealidad de Muros de Albañilería Confinada con Blocker II

Los muros de albañilería confinada con Blocker II se realizó con el método del modelo de la columna ancha lo que implicó la colocación de rótulas plásticas a corte como se muestra en la Figura 31, para definir las rótulas en los muros de albañilería se usó la curva fuerza cortante vs deriva que se muestra en la Figura 62, para obtener esta curva se realizaron calibraciones tomando como referencia la curva tetralineal propuesta en (Diaz et al., 2019) que se mostró en la Figura 29, la cual es el resultado de realizar más de 34 ensayos de laboratorio de muros de albañilería confinada con diferentes unidades.

Para la calibración se usó los ensayos de laboratorio de muros de albañilería confinada realizados en las tesis de pregrado de la Universidad Privada de Tacna de (Conde & Chambi, 2017), (Bernedo & Choquepata, 2017), (Romero & Vasquez, 2018), (W. Paco & Leonel, 2017), (Cormilluni & Quiñonez, 2018) y (Siña & Medina, 2018) realizados en el laboratorio de Estructuras del CISMID UNI. En el programa Etabs se modeló el muro como columna ancha, es decir con las mismas dimensiones del muro, luego se definió las propiedades geométricas y mecánicas de la Tabla 25, luego se asignó la no linealidad como una curva tetralineal propuesta por (Diaz et al., 2019), por último se obtiene la curva de capacidad que se muestra en la Figura

59, para que esta curva sea parecida a las curvas de los ensayos de laboratorio, se realizó una calibración la cual consiste en amplificar las fuerzas obtenidas en el modelo numérico.

La Figura 60 presenta una comparación entre las curvas de capacidad obtenidas en el modelo numérico y los ensayos de laboratorio. Se puede apreciar que las curvas del modelo numérico reflejan de adecuadamente las fuerzas y desplazamientos de las curvas de capacidad obtenidas en los ensayos de laboratorio.

Tabla 25

Propiedades geométricas y mecánicas lineales de los muros ensayados

Muro	f'_m (kg/cm ²)	v_m (kg/cm ²)	L(m)	H(m)	t(m)
MBAT-1	45.45	4.192	2.50	2.50	0.12
MBAT-2	45.45	4.192	2.50	2.50	0.12
MBAT-3	45.45	4.192	2.50	2.50	0.12
MBAT-4	45.45	4.192	2.50	2.50	0.12
MBAT-5	45.45	4.192	2.50	2.50	0.12

Nota: Los elementos de confinamiento son de concreto $f'_c=175\text{kg/cm}^2$

Figura 59

Resultados del modelo numérico propuesto

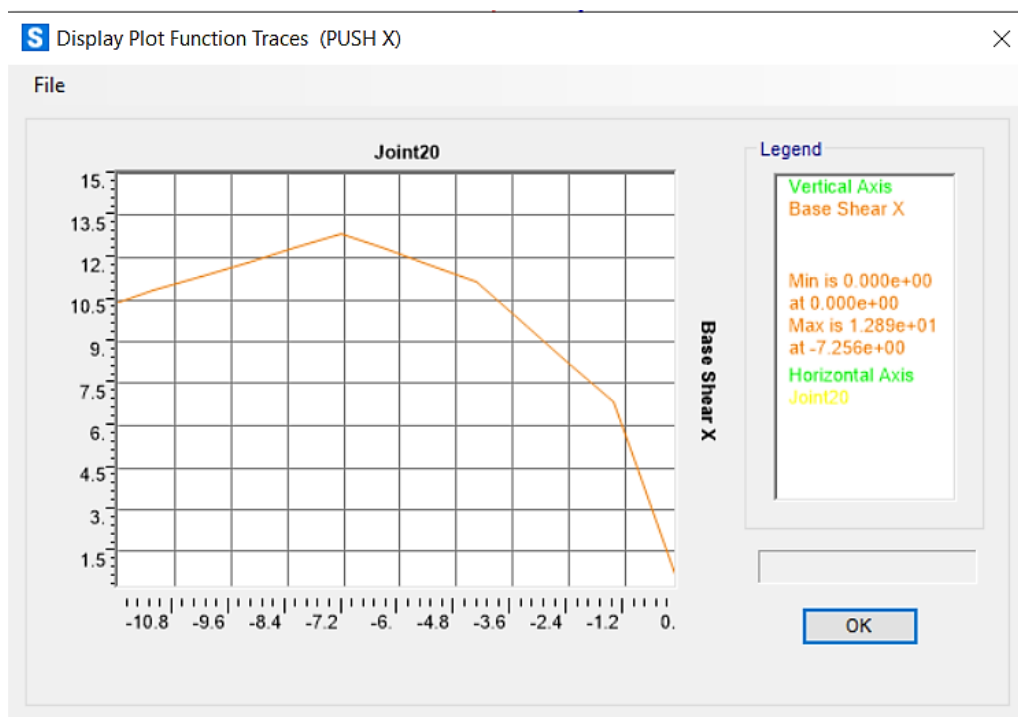
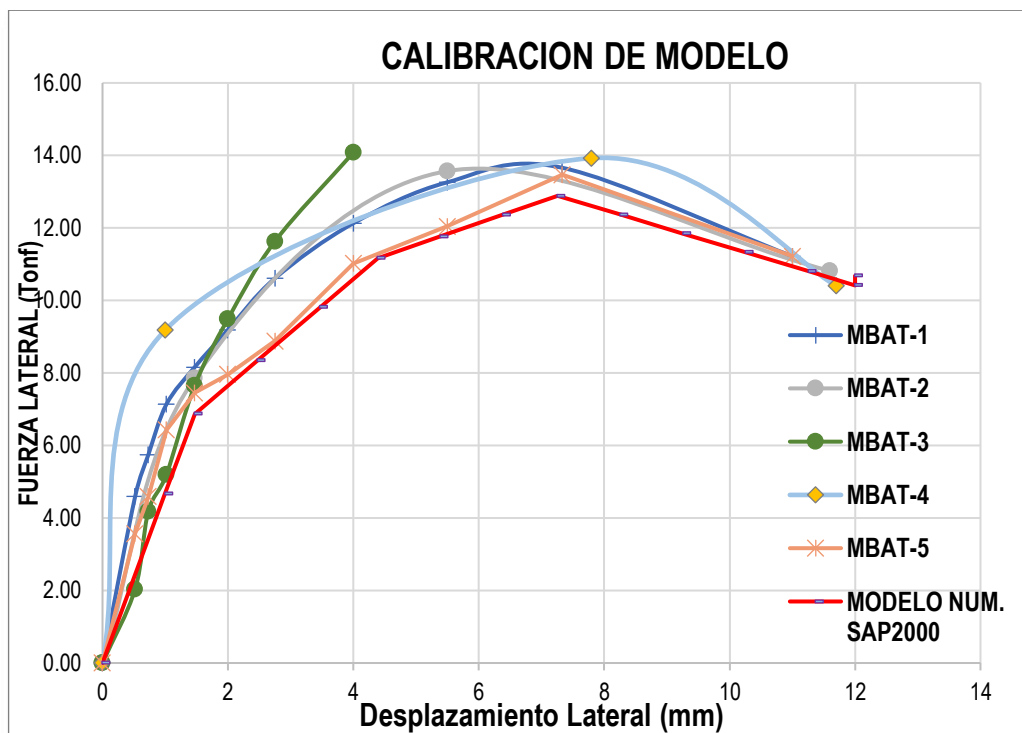


Figura 60

Comparación de curvas de capacidad calibrado vs ensayos



Después de realizar la calibración de los modelos numéricos, se generó la curva de fuerza versus deriva que se presenta en la Figura 60, teniendo en cuenta los límites establecidos en la tabla 26.

Los estados límites para el Blocker II son propuesta y elaboración propia en base a los reportes del CISMID, de los ensayos realizados a las 06 muestras de muros de Blocker II MBAT-1, MBAT-2 MBAT-3, MBAT-4, MBAT-5 y MBAT-6, teniendo en cuenta los criterios que establecieron la propuesta de estados límites de (Zavala et al., 2019), donde determino que para una deriva de 0,00059 el muro está en un nivel totalmente operacional, para una deriva de 0,00144 en operacional, para una deriva de 0,00197 en seguridad de vida, para una deriva de 0,0027 en cerca al colapso y para una deriva de 0,005 en colapso.

Tabla 26

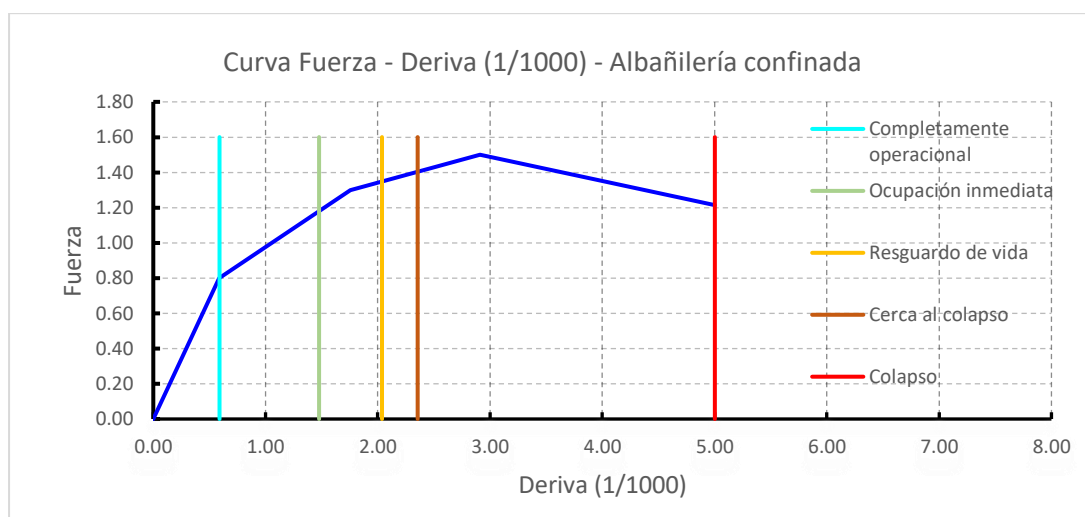
Propuesta de Estados límites para el Blocker II

Estado	Industrial	Artesanal	Hueca (Blocker II) Propuesta	Tubular
C	64.00%	59.70%	60.00%	60.60%
CP	3.00%	7.50%	7.20%	7.10%
LS	7.00%	9.00%	12.70%	19.40%
IO	26.00%	23.90%	20.10%	12.90%
O	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Nota: Los estados límites del ladrillo Industrial, Artesanal y Tubular son propuestas de (Zavala et al., 2019) y del Blocker II, es elaboración propia.

Figura 61

Curva Fuerza – Deriva (1/1000) - Albañilería confinada de Blocker II (Propuesta)



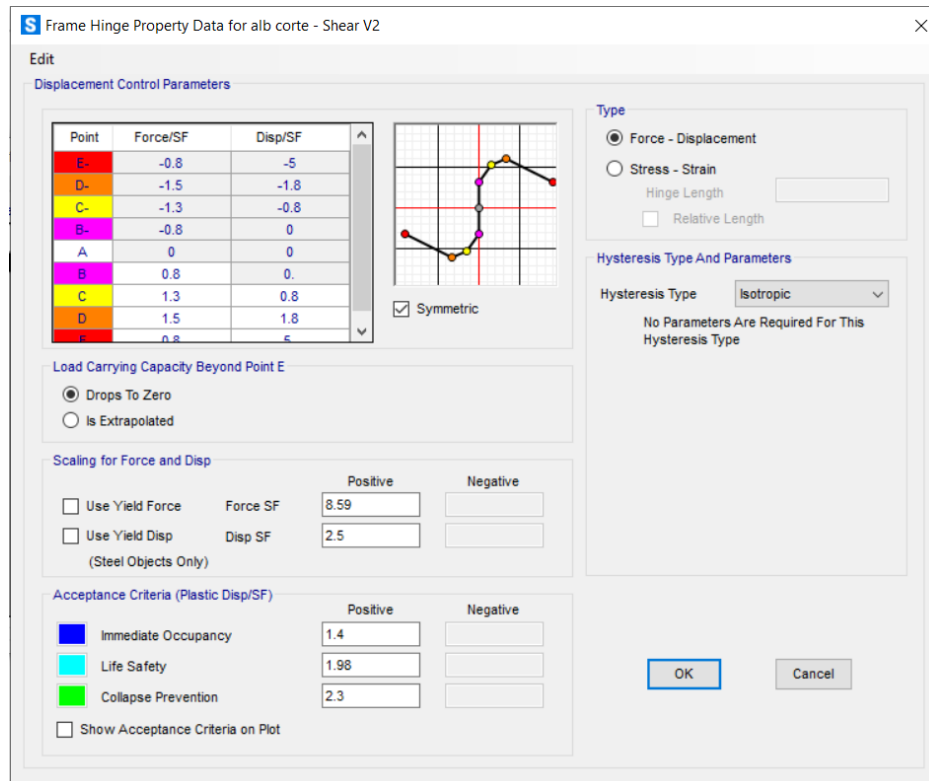
Nota: Propuesta de estados límites (Elaboración propia).

Para los ensayos de muretes realizados no se tiene antecedente de haber realizado ensayos de pilas y muretes de la albañilería, por lo que se consideran los ensayos realizados a las unidades de blocker II por (Cotrado Flores, 2020) en la Tabla 20. Para definir las rótulas de corte en los muros fue necesario el valor (V_m) definida por la E070 y el desplazamiento correspondiente a la resistencia máxima a corte, luego

se definió los valores de la curva fuerza-deriva de la Figura 62, también se definió los valores de aceptación establecidos en la en la propuesta de la Tabla 26.

Figura 62

Definición de rotula de corte para la albañilería



3.7.2.5 Asignación de Cargas Gravitacional y patrón de cargas lateral

Antes de aplicar el patrón de cargas laterales, es necesario asignar las cargas de gravedad no lineales correspondientes al tipo de uso, considerando los factores de reducción de carga viva según la Norma Técnica E.030. Se definen las cargas de gravedad no lineales sin tener en cuenta los efectos P-Delta, ya que se trata de una estructura de baja altura, como se ilustra en la Figura 63. Se utilizó un patrón de carga proporcional a la forma del modo fundamental predominante en cada dirección de análisis, según las recomendaciones del ASCE 41. En la dirección X se empleó el primer modo, y en la dirección Y se utilizó el tercer modo, como se muestra en la Figura 64.

Figura 63

Definición de carga de gravedad no lineal en Etabs

The screenshot shows the 'General' dialog box for defining a non-linear gravity load case. The 'Load Case Name' is 'GRAVEDAD.NL', 'Load Case Type' is 'Nonlinear Static', 'Exclude Objects in this Group' is 'Not Applicable', and 'Mass Source' is 'Previous'. Under 'Initial Conditions', 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' is selected. The 'Loads Applied' table lists two load patterns: 'Dead' with a scale factor of 1, and 'Live' with a scale factor of 0.25. Other parameters include 'Modal Load Case' (Modal), 'Geometric Nonlinearity Option' (None), 'Load Application' (Full Load), 'Results Saved' (Final State Only), and 'Nonlinear Parameters' (Default).

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

Figura 64

Definición del patrón de carga lateral en Etabs

The screenshot shows the 'General' dialog box for defining a lateral load pattern. The 'Load Case Name' is 'PUSHX+', 'Load Case Type' is 'Nonlinear Static', 'Exclude Objects in this Group' is 'Not Applicable', and 'Mass Source' is 'Previous'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)' is selected, and the 'Nonlinear Case' is 'GRAVEDAD.NL'. The 'Loads Applied' table lists one load pattern: 'Mode' with a scale factor of 1. Other parameters include 'Modal Load Case' (Modal), 'Geometric Nonlinearity Option' (None), 'Load Application' (Displacement Control), 'Results Saved' (Multiple States), and 'Nonlinear Parameters' (Default).

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

3.7.2.6 Asignación del Espectro de Demanda sísmica

Para evaluar los objetivos de desempeño seleccionados, es esencial considerar los cuatro niveles de sismo establecidos por el Comité Visión 2000, ya que la normativa peruana los utiliza como referencia para el sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro. Estos niveles se determinan según el espectro de diseño elástico (sismo raro), definido con los parámetros de la NTE E.030. Se puede calcular el factor de conversión entre dos niveles de sismo diferentes en función de sus periodos de retorno mediante la siguiente ecuación:

$$FC = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k$$

Donde “T1” es el periodo de retorno del sismo de diseño (sismo raro), y el “T2” es el periodo de retorno del sismo objetivo, con el cual se realizará el análisis. El factor de “k” varía entre 0.30 a 0.40. La fórmula que relaciona la probabilidad de excedencia p_e durante un periodo de años n con el periodo de retorno T_R es la siguiente:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p_e)^{\frac{1}{n}}}$$

Con la fórmula anterior, se puede obtener los factores de conversión para cada nivel de sismo en cuestión, como se aprecia en la Tabla 27. El sismo frecuente representa el 38 % del sismo raro, el sismo ocasional representa el 50 % del sismo raro y el sismo muy raro representa el 130 % del sismo raro.

Tabla 27

Factores de conversión del espectro para diferentes periodos de retorno

Sismo	Probabilidad de Excedencia	Periodo de Retorno	FC
Frecuente	50% en 30 años	43	0.38
Servicio (ocasional)	50% en 50 años	75	0.50
Diseño (Raro)	10% en 50 años	475	1.00
Máximo (Muy Raro)	10% en 100 años	970	1.30

Multiplicando los Factores de Conversión por el valor de Pseudo-Aceleración obtenido del espectro utilizado para el análisis dinámico, se obtienen los resultados de la Tabla 28.

Tabla 28

Valores de los Espectros Elásticos de pseudo - Aceleración para cada Nivel de Sismo.

Sismo Frecuente (TR=43 años)		Sismo Ocasional (TR=75 años)		Sismo Raro (TR=475 años)		Sismo Muy Raro (TR=970 años)	
T "Seg"	Sa "g"	T "Seg"	Sa "g"	T "Seg"	Sa "g"	T "Seg"	Sa "g"
0.00	0.47	0.00	0.62	0.00	1.24	0.00	1.61
0.10	0.47	0.10	0.62	0.10	1.24	0.10	1.61
0.20	0.47	0.20	0.62	0.20	1.24	0.20	1.61
0.30	0.47	0.30	0.62	0.30	1.24	0.30	1.61
0.40	0.47	0.40	0.62	0.40	1.24	0.40	1.61
0.50	0.47	0.50	0.62	0.50	1.24	0.50	1.61
0.60	0.47	0.60	0.62	0.60	1.24	0.60	1.61
0.70	0.47	0.70	0.62	0.70	1.24	0.70	1.61
0.79	0.47	0.79	0.62	0.79	1.24	0.79	1.61
0.90	0.47	0.90	0.62	0.90	1.24	0.90	1.61
1.00	0.47	1.00	0.62	1.00	1.24	1.00	1.61
1.10	0.43	1.10	0.56	1.10	1.13	1.10	1.46
1.20	0.39	1.20	0.52	1.20	1.03	1.20	1.34
1.40	0.34	1.40	0.44	1.40	0.88	1.40	1.15
1.60	0.30	1.60	0.39	1.60	0.77	1.60	1.01
1.80	0.23	1.80	0.31	1.80	0.61	1.80	0.79
1.90	0.21	1.90	0.27	1.90	0.55	1.90	0.71
2.00	0.19	2.00	0.25	2.00	0.50	2.00	0.64
2.25	0.15	2.25	0.20	2.25	0.39	2.25	0.51
2.50	0.12	2.50	0.16	2.50	0.32	2.50	0.41
2.75	0.10	2.75	0.13	2.75	0.26	2.75	0.34
3.00	0.08	3.00	0.11	3.00	0.22	3.00	0.29
4.00	0.05	4.00	0.06	4.00	0.12	4.00	0.16

La Figura 65 muestra de manera gráfica los valores indicados en la Tabla 28, que representan la forma de los espectros elásticos de Pseudo-Aceleración para cada nivel de sismo en todos los casos de estudio. Se ha establecido un valor de R , I_p e I_a igual a 1 en cada caso, ya que, para llevar a cabo el análisis por desempeño, se considera un sismo que afecta la estructura en su totalidad.

Figura 65

Espectros Elásticos de Pseudo-Aceleración para cada Nivel de Sismo

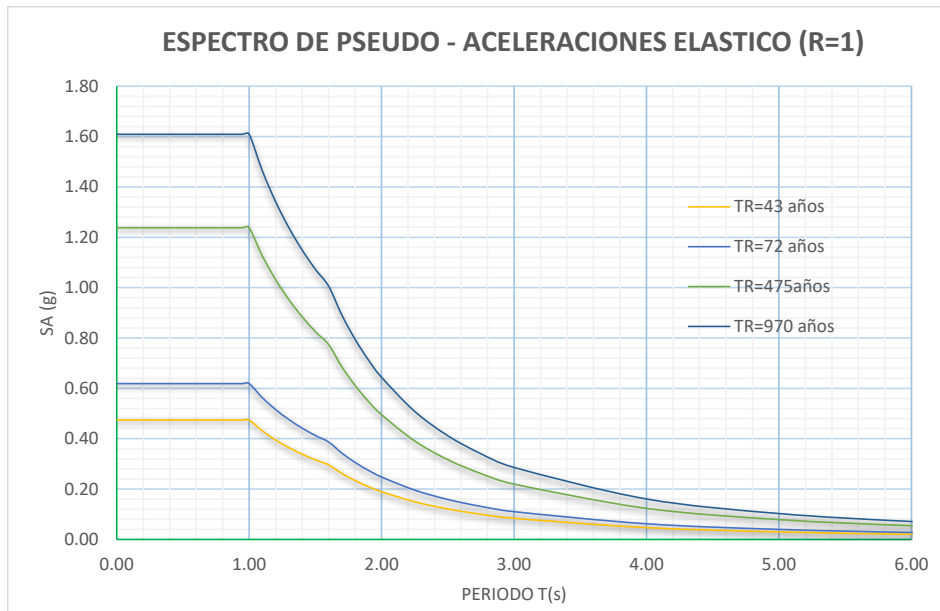
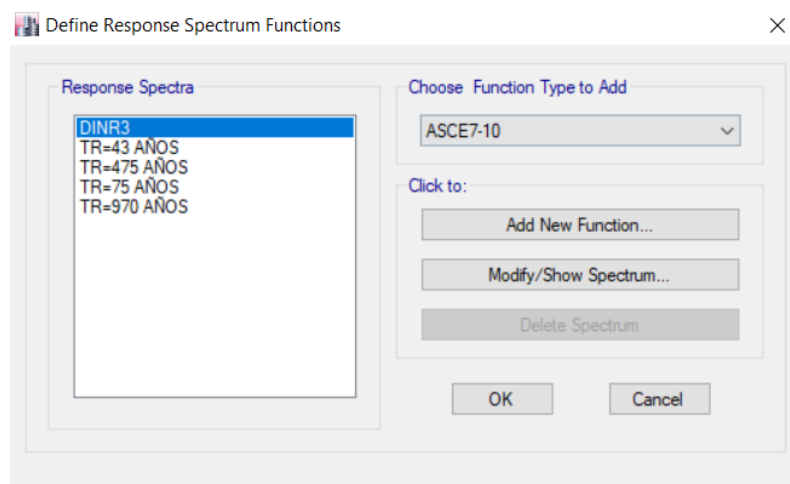


Figura 66

Asignación de los niveles de sismo en Etabs



3.7.2.7 Conversión del Espectro en formato ADRS

Luego de definir los espectros elásticos, se convertirán en formato ADRS según lo propuesto anteriormente por el ATC-40, del cual se obtienen valores como se muestra en la siguiente tabla.

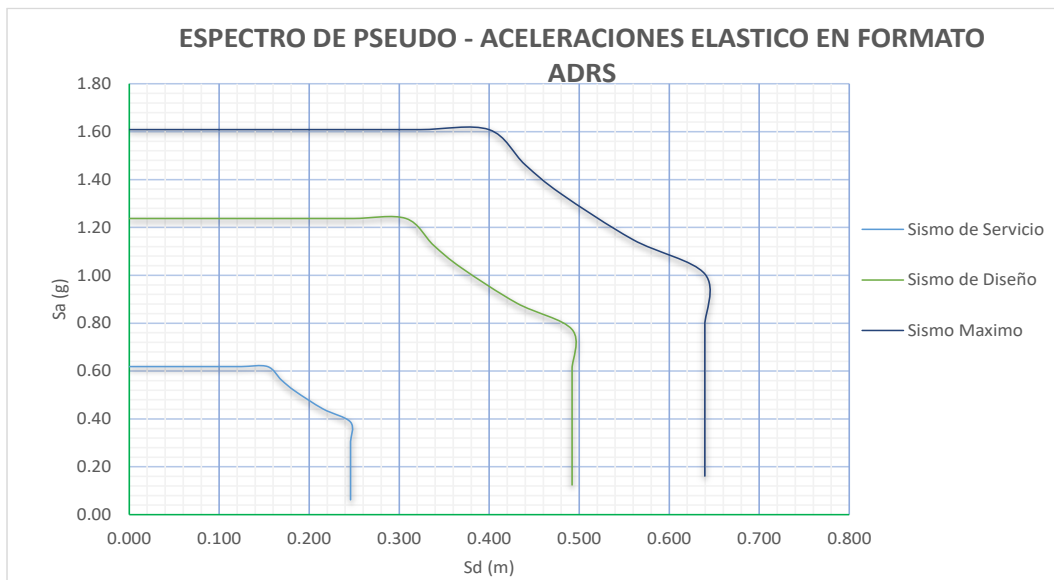
Tabla 29

Espectros Elásticos en formato ADRS

T (seg)	Sismo Frecuente (TR=43 años)		Sismo Ocasional (TR=72 años)		Sismo Raro (TR=475 años)		Sismo Muy Raro (TR=970 años)	
	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)
0.00	0.000	0.47	0.000	0.62	0.000	1.24	0.000	1.61
0.10	0.001	0.47	0.002	0.62	0.003	1.24	0.004	1.61
0.20	0.005	0.47	0.006	0.62	0.012	1.24	0.016	1.61
0.30	0.011	0.47	0.014	0.62	0.028	1.24	0.036	1.61
0.40	0.019	0.47	0.025	0.62	0.049	1.24	0.064	1.61
0.50	0.029	0.47	0.038	0.62	0.077	1.24	0.100	1.61
0.60	0.042	0.47	0.055	0.62	0.111	1.24	0.144	1.61
0.70	0.058	0.47	0.075	0.62	0.151	1.24	0.196	1.61
0.79	0.073	0.47	0.095	0.62	0.191	1.24	0.248	1.61
0.90	0.095	0.47	0.125	0.62	0.249	1.24	0.324	1.61
1.00	0.118	0.47	0.154	0.62	0.308	1.24	0.400	1.61
1.10	0.130	0.43	0.169	0.56	0.338	1.13	0.440	1.46
1.20	0.141	0.39	0.185	0.52	0.369	1.03	0.480	1.34
1.40	0.165	0.34	0.215	0.44	0.431	0.88	0.560	1.15
1.60	0.188	0.30	0.246	0.39	0.492	0.77	0.640	1.01
1.80	0.188	0.23	0.246	0.31	0.492	0.61	0.640	0.79
1.90	0.188	0.21	0.246	0.27	0.492	0.55	0.640	0.71
2.00	0.188	0.19	0.246	0.25	0.492	0.50	0.640	0.64
2.25	0.188	0.15	0.246	0.20	0.492	0.39	0.640	0.51
2.50	0.188	0.12	0.246	0.16	0.492	0.32	0.640	0.41
2.75	0.188	0.10	0.246	0.13	0.492	0.26	0.640	0.34
3.00	0.188	0.08	0.246	0.11	0.492	0.22	0.640	0.29
4.00	0.188	0.05	0.246	0.06	0.492	0.12	0.640	0.16

Figura 67

Espectro elástico en formato ADRS

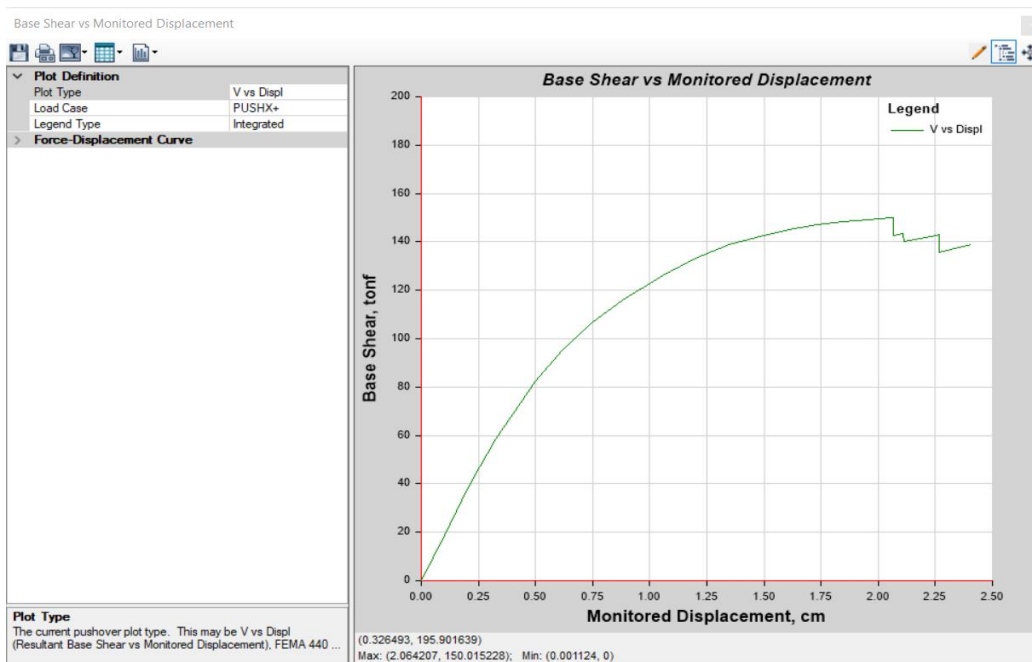


3.7.2.8 Curva de Capacidad Global

Del Análisis no lineal pushover realizado a nuestro modelo se obtuvo la siguiente figura, se convierte esta curva o a espectro de capacidad como se detalla más adelante.

Figura 68

Curva Pushover en sentido "X"



Para la obtención de la curva de capacidad en formato ADRS, se necesita hallar el Factor de participación en el primer modo "PF" por lo cual se desarrollan la Tabla 30 y 31 para calcularlos en las 2 direcciones de análisis.

Tabla 30

Calculo del Factor de participación del primer modo "PF" en la Dirección X

Piso	Modo	Masa	Peso	Modo "Ø "	m. Ø	m. Ø ²	(m. Ø) ²
		"m" Ton-S2/m	"w" Ton				
2	2	8.35	81.91	1.00	8.35	8.35	69.72
1	1	9.13	89.53	0.55	5.06	2.81	25.61
Total	-	17.48	171.44	-	13.41	11.16	95.33

$$PF = \frac{13.41}{11.16} = 1.20$$

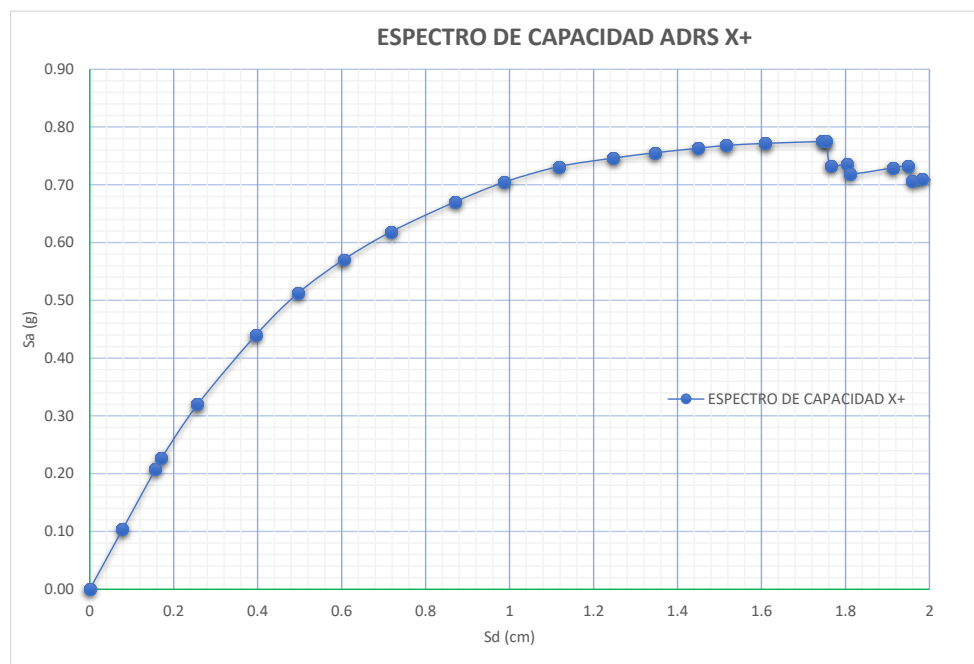
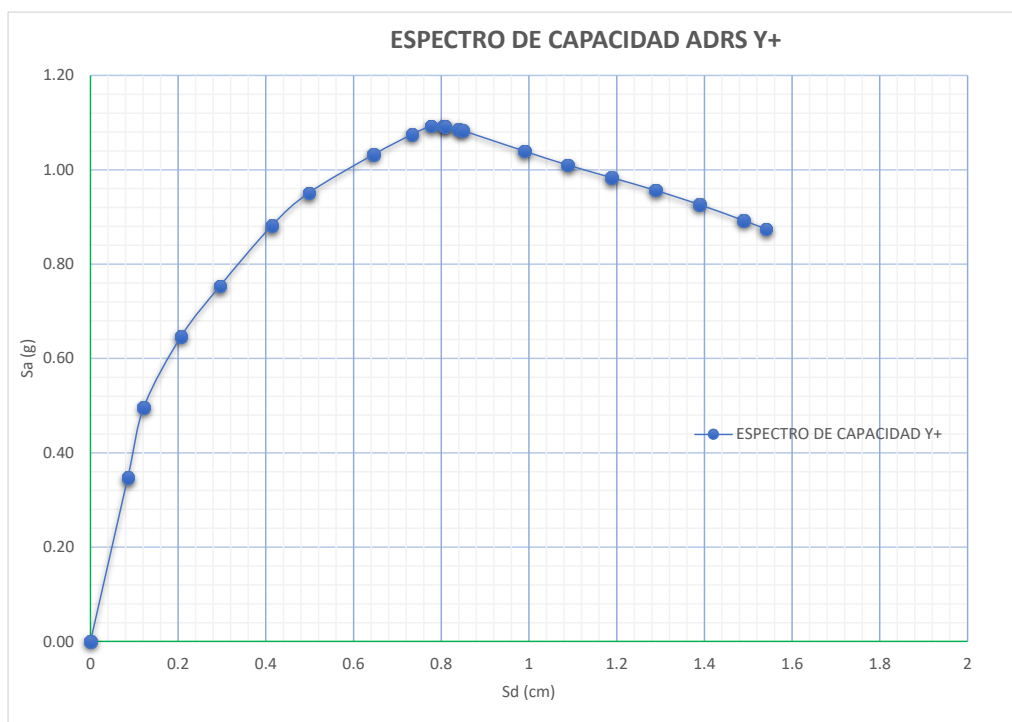
Tabla 31

Calculo del Factor de participación del primer modo "PF" en la Dirección Y

Piso	Modo	Masa	Peso	Modo "Ø "	m. Ø	m. Ø ²	(m. Ø) ²
		"m" Ton-S2/m	"w" Ton				
2	2	8.35	81.91	1.00	8.35	8.35	69.72
1	1	9.13	89.53	0.57	5.18	2.95	26.88
Total	-	17.48	171.44		13.53	11.30	96.60

$$PF = \frac{13.53}{11.30} = 1.20$$

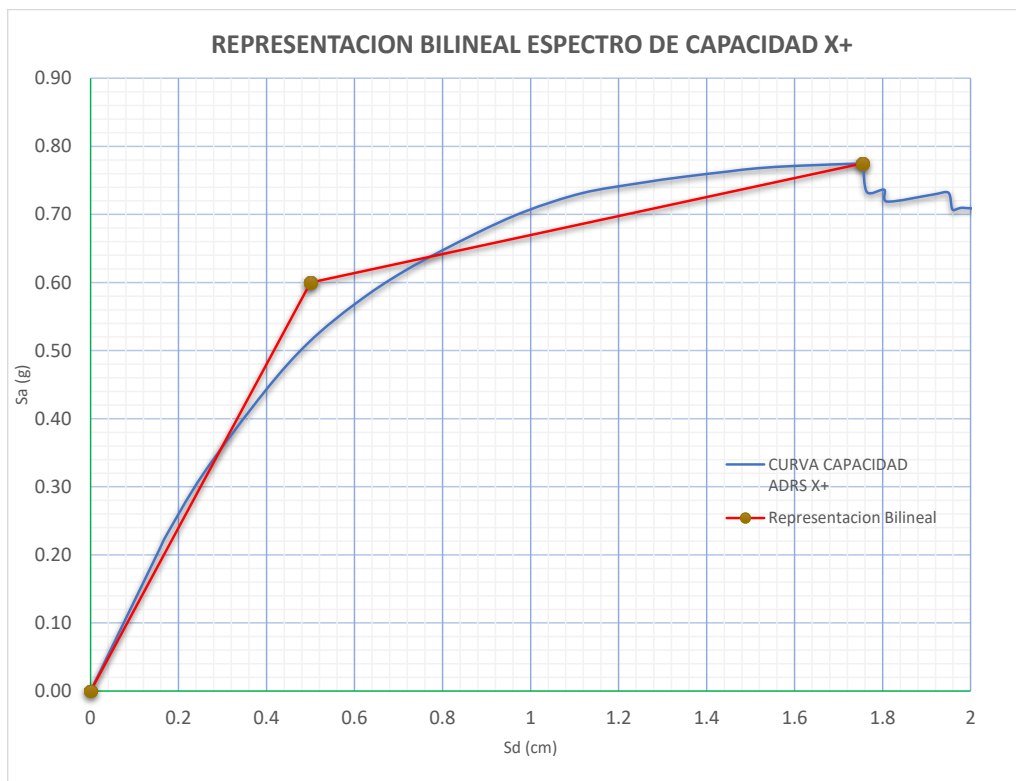
Luego del cálculo de ambos valores, se procede con la conversión (como se explicó en el marco teórico), obteniendo así el espectro de capacidad en dirección "x" e "y", según se aprecia en las Figuras 69 y 70, respectivamente.

Figura 69*Espectro de Capacidad en dirección X***Figura 70***Espectro de Capacidad en dirección Y*

Concluyendo, representaremos en el mismo gráfico el espectro de respuesta elástico y el de capacidad con el objetivo de identificar un punto de desempeño preliminar. Para ello, desarrollaremos una curva bilineal para el espectro de capacidad.

Figura 71

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad en Dirección "X+"



Nota: Elaboración propia

Según la representación bilineal, se debe reducir la necesidad de efectos no lineales, por lo que se deben mantener el desplazamiento y la fuerza cortante en el punto de fuerza. Este valor se obtiene de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida en el destino, y su diferencia no es mayor a 1,05 veces ni mayor a 0,95 veces el valor en la intersección del espectro de aceleración.

3.7.2.9 Determinación del Punto de Desempeño

Como se indicó en el procedimiento propuesto por el ATC 40, se reduce el espectro de demanda con un amortiguamiento viscoso aproximado usando las siguientes formulas con los datos obtenidos de las gráficas anteriores, donde se definieron: el punto de fluencia (d_y) y el punto post fluencia (d_{pi}) tanto en sentido X como en Y.

Dirección X:

$$d_y, a_y: (0.005000m; 0.600)$$

$$d_{pi}, a_{pi}: (0.017545m; 0.775)$$

$$E_D = 4(0.6 * 0.017545 - 0.00500 * 0.775) = 0.026608$$

$$E_{So} = \frac{0.775 * 0.017545}{2} = 0.01359$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{So}} = 0.1558 = 15.58\%$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 = 0.1563 = 15.63\%$$

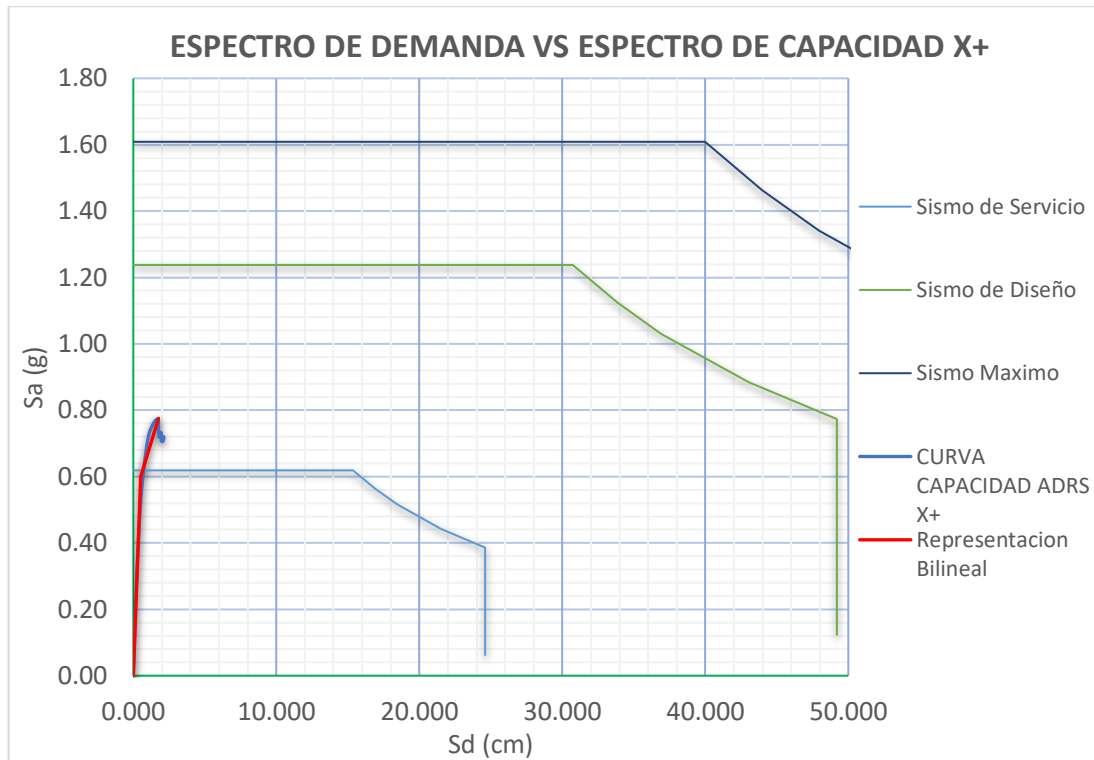
$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eq}(15.63))}{2.12} = 0.632$$

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(\beta_{eq}(15.63))}{1.65} = 0.717$$

En la Figura 72 se observa la gráfica del espectro de demanda vs el espectro de demanda bilineal en el sentido X.

Figura 72

Espectro de Demanda Vs Espectro de Capacidad X+



Nota: Mediante un proceso iterativo se determinará el punto de desempeño para cada nivel de demanda sísmica.

Dirección Y:

$d_y, a_y: (0.003000m; 0.900)$

$d_{pi}, a_{pi}: (0.007767m; 1.092)$

$$E_D = 4(0.9 * 0.007767 - 0.003 * 1.092) = 0.0148572$$

$$E_{So} = \frac{1.092 * 0.007767}{2} = 0.00424$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{So}} = 0.2788 = 27.88\%$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 = 0.3288 = 32.88\%$$

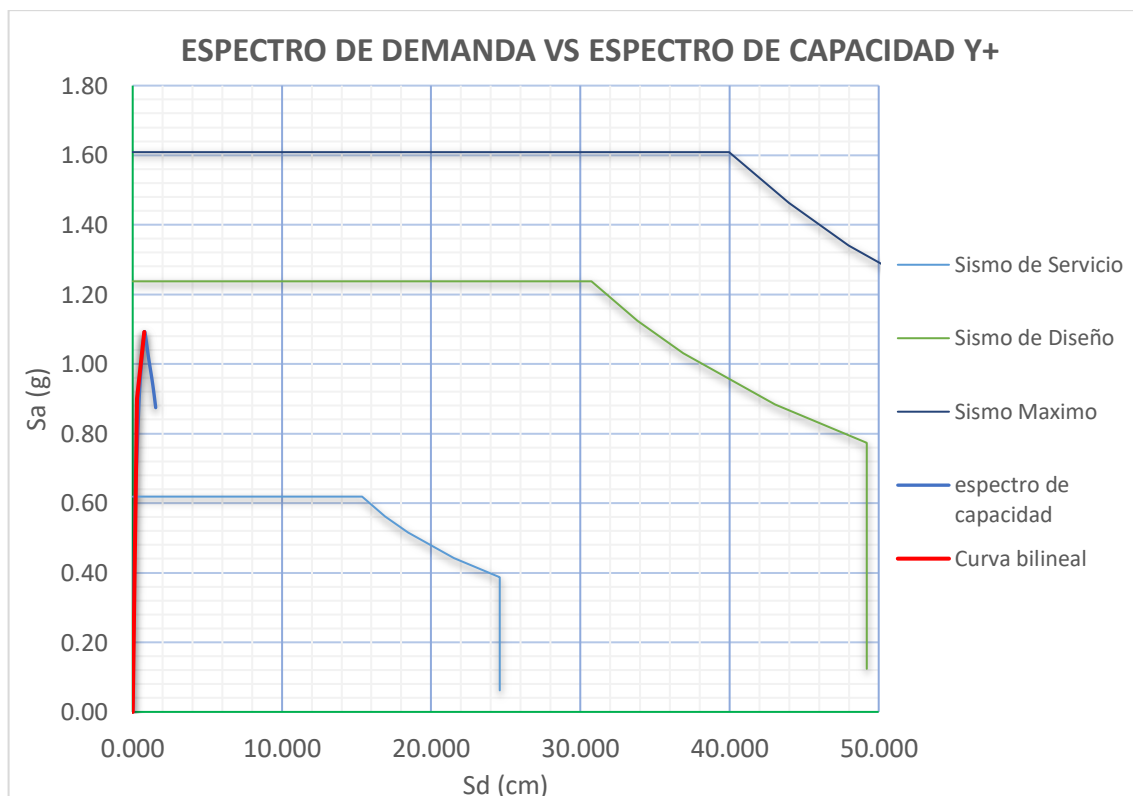
$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln (\beta_{eq}(32.88))}{2.12} = 0.3937$$

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41 * \ln (\beta_{eq}(32.88))}{1.65} = 0.5321$$

En la Figura 73 se observa la gráfica del espectro de demanda vs el espectro de demanda bilineal en el sentido Y.

Figura 73

Espectro de Demanda Vs Espectro de Capacidad Y+



Nota: Mediante un proceso iterativo se determinará el punto de desempeño para cada nivel de demanda sísmica.

En la Tabla 32 se muestra los puntos de desempeño (dp) obtenidos para luego graficarlo en la sectorizarlo por niveles de desempeño.

Tabla 32

Puntos de desempeño por el método de espectro de capacidad

Nivel de Sismo	Dirección X+		Dirección Y+	
	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)
Servicio (SE)	0.60	0.57	0.158	0.560
Diseño (DE)	1.80	0.72	0.560	0.980
Máximo (ME)	-	-	0.790	1.093

Nota: Se puede apreciar que en la Dirección X no hay punto de desempeño para el sino

Máximo

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 Descripción del Trabajo de Campo

El 27 de marzo de 2023, se llevó a cabo una visita a la residencia de estudio ubicada en el Distrito de Ciudad Nueva, con la dirección Comité 35, Mza 223, Lte 15. Se realizaron inspecciones exhaustivas en todos los espacios de la vivienda, incluyendo el primer y segundo piso, así como la azotea. La inspección, representada en la Figura 74, tenía como objetivo verificar aspectos como la geometría de la edificación, el sistema estructural, la disposición de los elementos estructurales y las dimensiones de estos. Se llevaron a cabo mediciones detalladas de elementos como vigas, columnas, losas, entre otros, para corroborar la coincidencia entre las medidas en los planos y las observadas en el lugar. Además, se realizó una entrevista con el propietario para obtener información sobre el proceso constructivo llevado a cabo. Se requirieron las siguientes herramientas y equipos para la recopilación de los datos:


- Planos y/o croquis.
- Flexómetro.
- Wincha
- Ficha de inspección visual FEMA P-154.
- Equipos de protección personal (Casco, chaleco y zapatos de seguridad).

Figura 74

Inspección Visual Según FEMA P-154

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards
 FEMA P-154 Data Collection Form

Level 1
HIGH Seismicity



Address: Post. Central Nueva 2635, Man 223 26 25
Provincia y Paises de origen Zip
 Other Identifiers: Avenida Procelas
 Building Name: Vivienda familiar
 Use: Vivienda
 Latitude: 17° 54' 25.5" Longitude: 70° 13' 51.4"
 S: _____ Sr: _____
 Screener(s): Williams, Oscar R. Date/Time: 27/03/2023

No. Stories: Above Grade: 2 Below Grade: - Year Built: 14 EST
 Total Floor Area (sq. ft.): 120 m² Code Year: _____
 Additions: None Yes, Year(s) Built: _____

Occupancy: Assembly Commercial Emer. Services Historic Shelter
 Industrial Office School Government
 Utility Warehouse Residential # Units: _____

Soil Type: A B C D E F DNK
 Hard Avg Dense Stiff Soft Poor # DNK, assume Type D.
 Rock Rock Soil Soil Soil Soil

Geologic Hazards: Liquefaction: Yes DNK Landslide: Yes DNK Surf. Rpt.: Yes DNK

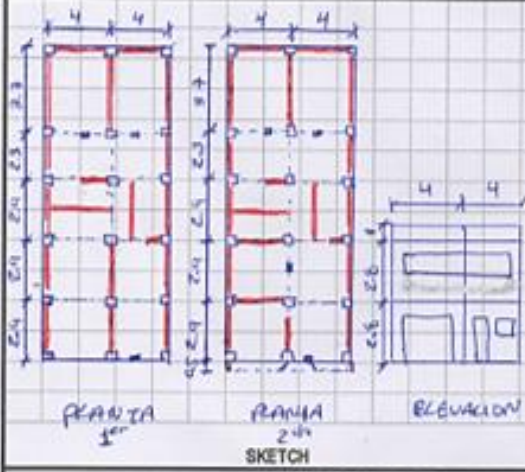
Adjacency: Pounding Falling Hazards from Taller Adjacent Building

Irregularities: Vertical (type/severity)
 Plan (type) abertura en muros

Exterior Falling Hazards: Unbraced Chimneys Heavy Cladding or Heavy Veneer
 Parapets Appendages
 Other: _____

COMMENTS:
- Material predominantemente de construcción
betón bloques II (huevo) -
- Autocastado.

Additional sketches or comments on separate page



PLANTA 1^{er}
 PLANTA 2^{da}
 SECCION
 SKETCH

FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (RF)	S3 (M)	S4 (RC)	S5 (MRF/WF)	C1 (MRF)	C2 (RF)	C3 (RF/WF)	PC1 (TU)	PC2	RBM1 (FO)	RBM2 (RC)	URM	MH
Basic Score		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Severe Vertical Irregularity, V ₁		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Moderate Vertical Irregularity, V ₂		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Plan Irregularity, P ₁		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Code		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post-Benchmark		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Soil Type A or B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.0	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Soil Type E (1-3 stories)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Soil Type E (> 3 stories)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Minimum Score, S _{min}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

FINAL LEVEL 1 SCORE, S_{L1} ≥ S_{min}: 1.2 - 0.5 - 0.1 - 0.2 = 0.4

EXTENT OF REVIEW

Exterior: Partial All Sides Aerial
 Interior: None Visible Entered
 Drawings Reviewed: Yes No
 Soil Type Source: Wikipedia Visual
 Geologic Hazards Source: _____
 Contact Person: Dr. Wilson Venier Hues

LEVEL 2 SCREENING PERFORMED?

Yes, Final Level 2 Score, S_{L2} _____ No
 Nonstructural hazards? Yes No

OTHER HAZARDS

Are There Hazards That Trigger A Detailed Structural Evaluation?

Pounding potential (unless S_{L1} > cut-off, if known)
 Falling hazards from taller adjacent building
 Geologic hazards or Soil Type F
 Significant damage/deterioration to the structural system

ACTION REQUIRED

Detailed Structural Evaluation Required?

Yes, unknown FEMA building type or other building
 Yes, score less than cut-off
 Yes, other hazards present
 No

Detailed Nonstructural Evaluation Recommended? (check one)

Yes, nonstructural hazards identified that should be evaluated
 No, nonstructural hazards exist that may require mitigation, but a detailed evaluation is not necessary
 No, no nonstructural hazards identified DNK

Where information cannot be verified, screener shall note the following: EST = Estimated or unreliable data DR DNK = Do Not Know

Legend: MRF = Moment-resisting frame RC = Reinforced concrete DRSP RF = Unreinforced masonry masonry RF = Reinforced concrete MRF = Manufactured housing LM = Light metal RD = Rigid diaphragm
 BR = Braced frame SW = Shear wall TU = Tie up

4.2 Presentación de los Resultados

4.2.1 Curva de Capacidad

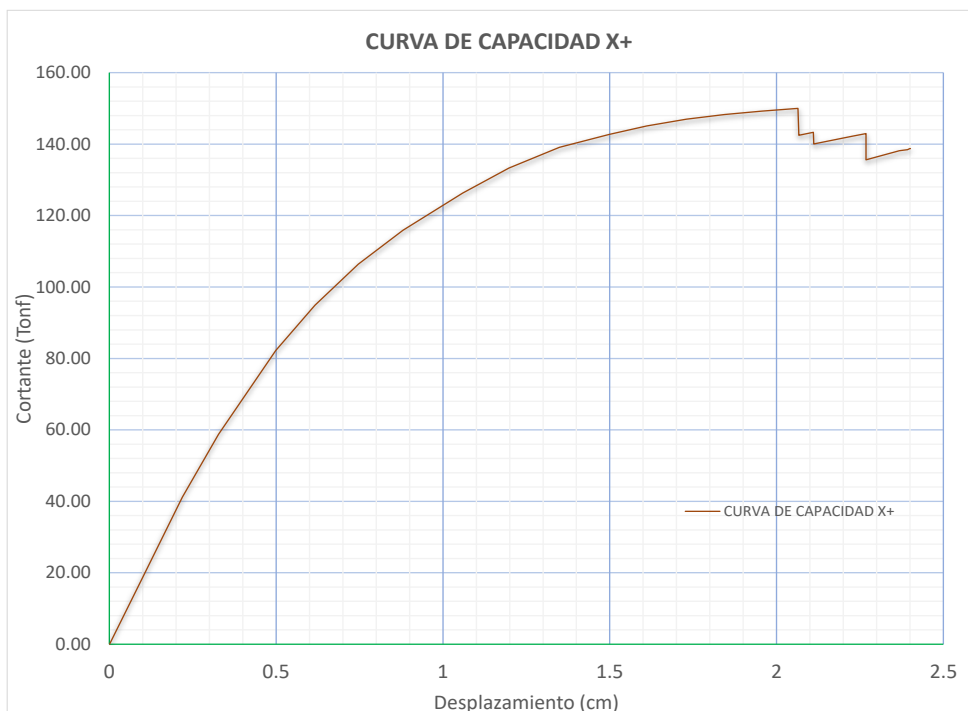
A continuación, se analizará las curvas de capacidad de la estructura global generados por el análisis pushover, del cual los más críticos son en la dirección X+ y en la dirección Y+.

4.2.1.1 Curva de Capacidad Dirección X

En la siguiente figura podemos notar la curva de capacidad generada por la no linealidad de los elementos estructurales que componen nuestro modelo predominantemente muros de albañilería con solicitaciones a corte. Existe un cambio de rigidez brusco cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 2.06cm, esto puede entenderse como el fallo de uno o varios muros que componen la estructura en la dirección del análisis, a partir de ese desplazamiento se aprecia también el colapso.

Figura 75

Desarrollo Curva de capacidad X+



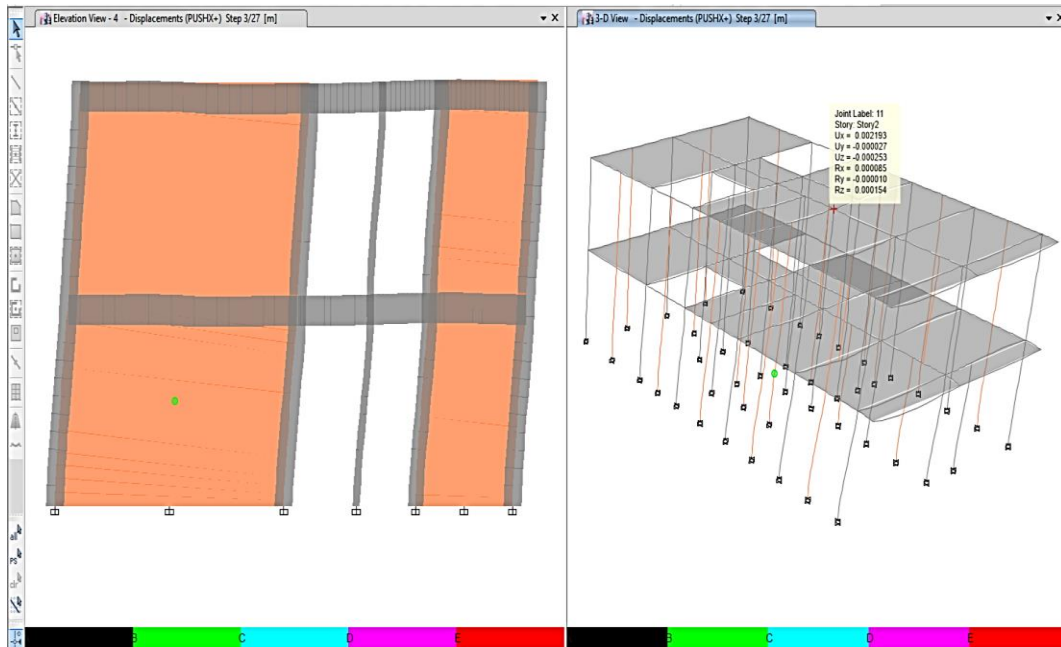
Nota: Se puede notar en la figura la degradación de la rigidez a mayor fuerza cortante.

4.2.1.1.1. *Formación de Rotulas Plásticas*

El software Etabs permite observar la formación de rotulas plásticas para evaluar el comportamiento de la estructura.

Figura 76

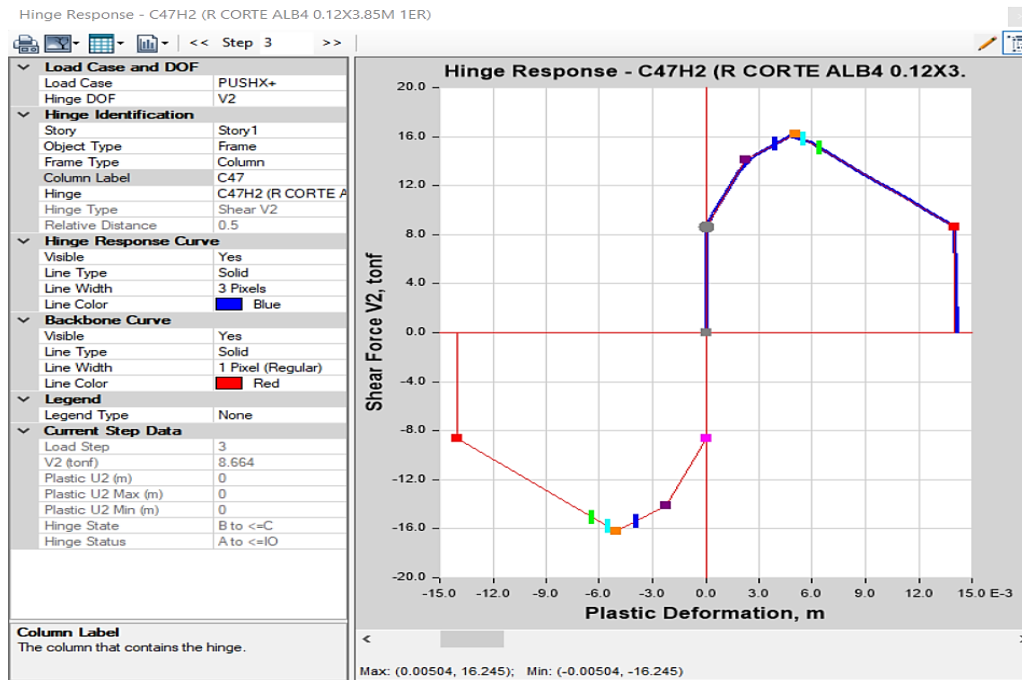
Formación de la primera rotula en dirección X



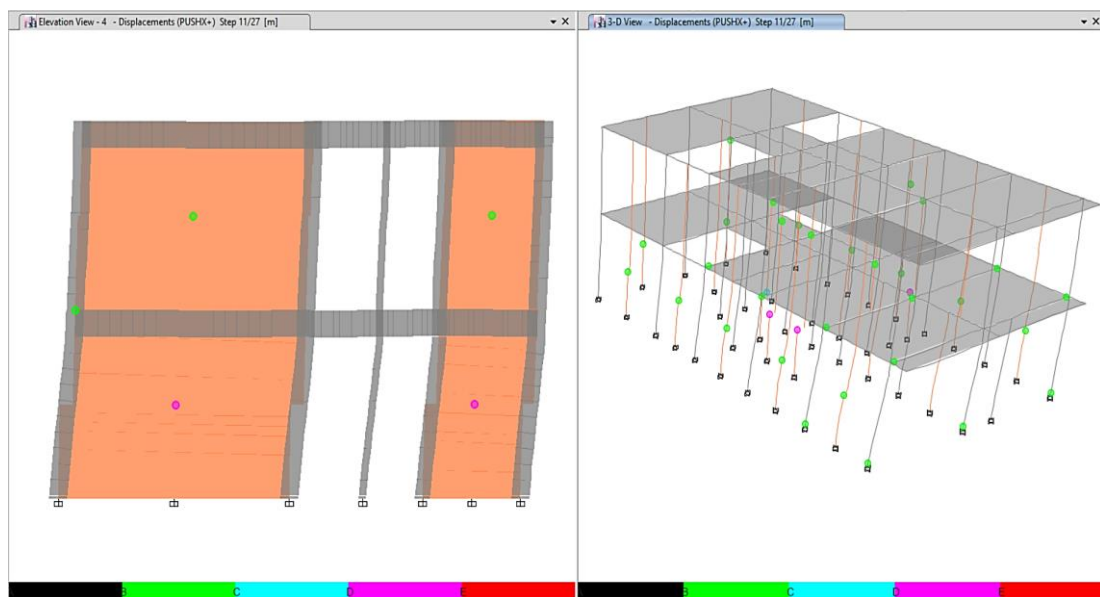
En la Figura 76 se muestra la formación de la primera rotula en la dirección X fue en el muro de albañilería (L=3.85m) del 1er nivel en el 3er step (paso) con un desplazamiento de 0.219cm, esta rotula de corte perteneciente al muro se encuentra en un nivel de desempeño IO (ocupación inmediata), para ver su comportamiento no lineal de la columna se muestra en la Figura 77.

Figura 77

Formación de rotula por corte en el muro de 0.12x3.85m – Ocupación inmediata

**Figura 78**

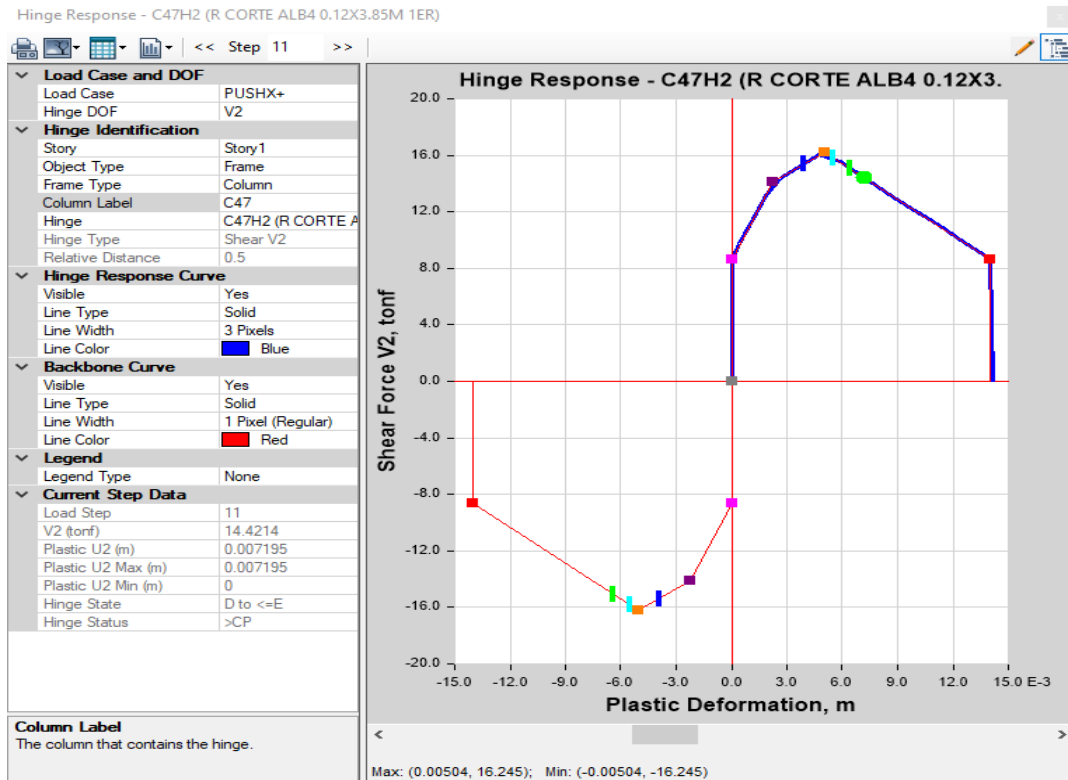
Mecanismo de Colapso en Dirección X



En la Figura 75 se muestra el desplazamiento ultimo antes del colapso es de 0,0134 m formando rotulas de corte que se mantienen en un nivel de desempeño CP (Prevención del Colapso).

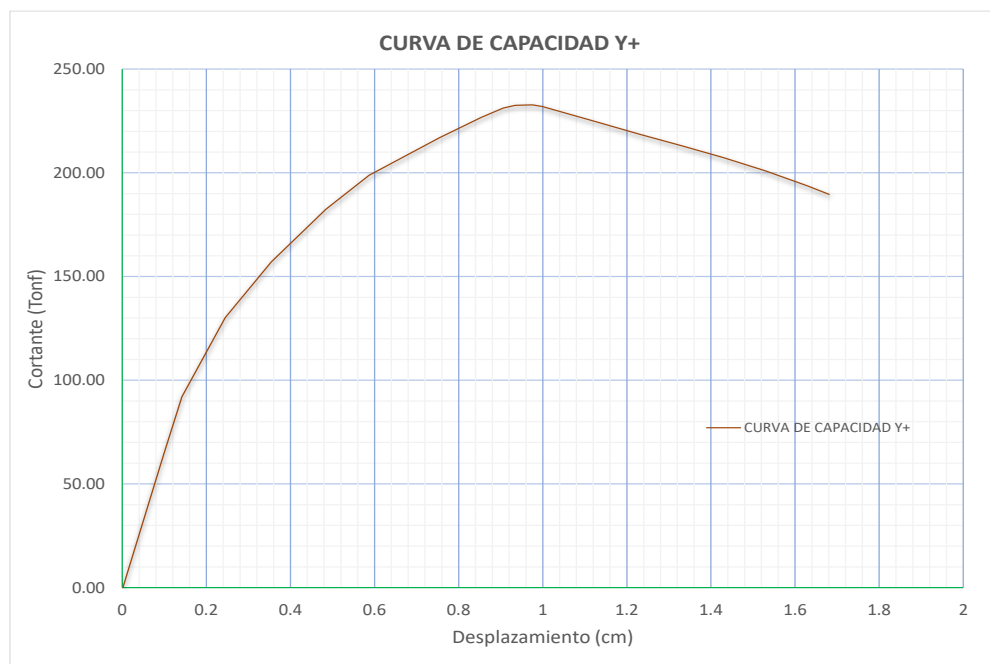
Figura 79

Formación de rotula por corte en el muro de 0.12x3.85m – Prevención del Colapso



4.2.1.2 Curva de Capacidad Dirección Y

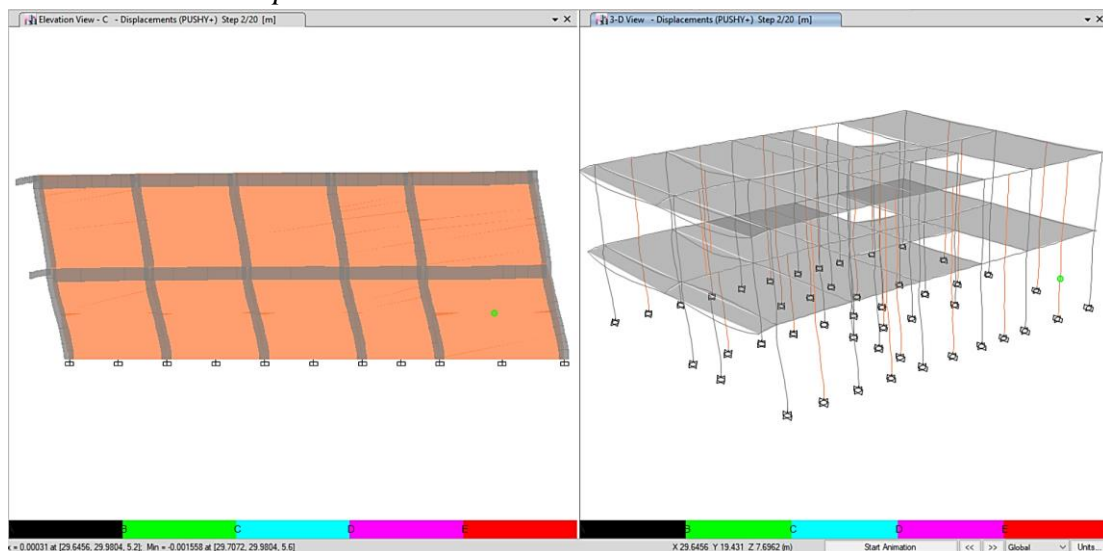
En la siguiente figura podemos notar la curva de capacidad generada por la no linealidad de los elementos estructurales que componen nuestro modelo predominantemente muros de albañilería con solicitaciones a corte. La curva no presenta cambios bruscos de rigidez, puede entenderse que hasta el desplazamiento objetivo no se ha presentado una falla considerable como el colapso de uno de sus elementos que componen la estructura.

Figura 80*Desarrollo Curva de capacidad Y+*

Nota: Se puede notar en la figura la degradación de la rigidez a mayor fuerza cortante.

4.2.1.2.1. Formación de rotulas Plásticas

El programa Etabs permite observar la formación de rotulas plásticas para evaluar el comportamiento de la estructura.

Figura 81*Formación de la primera rotula en dirección Y*

En la Figura 81 se muestra la formación de la primera rotula en la dirección X fue en el muro de albañilería (L=3.70m) del 1er nivel en el 2do step (paso) con un desplazamiento de 0.144cm, esta rotula de corte perteneciente al muro se encuentra en un nivel de desempeño IO (ocupación inmediata), para ver su comportamiento no lineal de la columna se muestra en la Figura 82.

Figura 82

Formación de rotula por corte en el muro de 0.12x3.70m – Ocupación inmediata

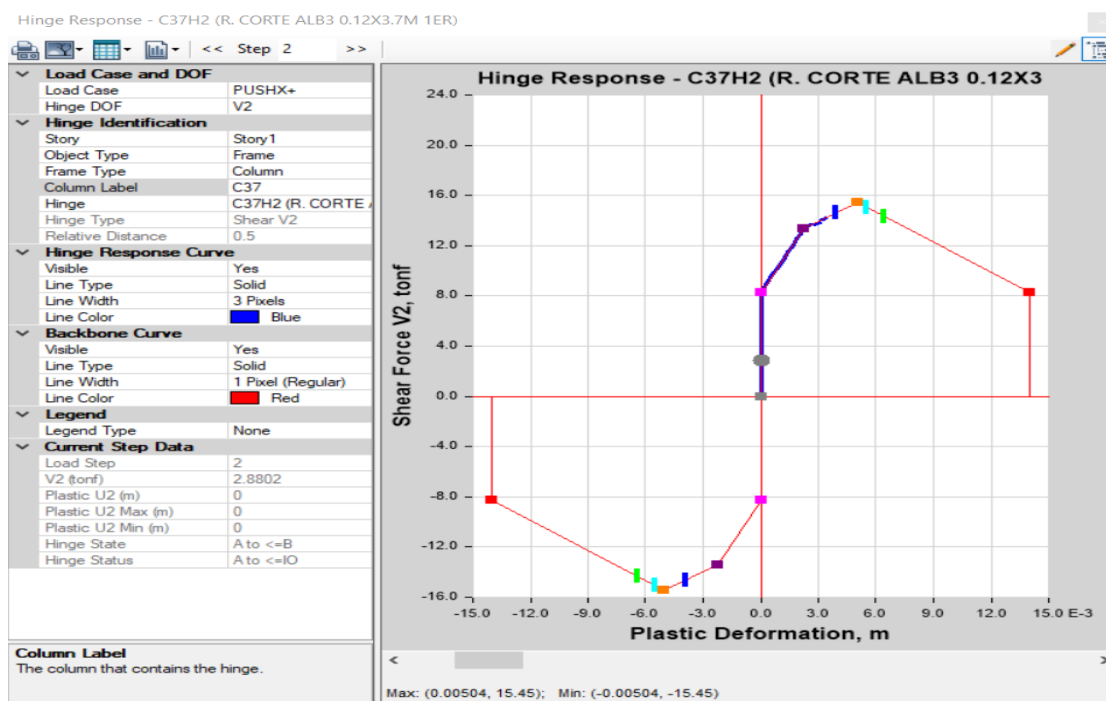
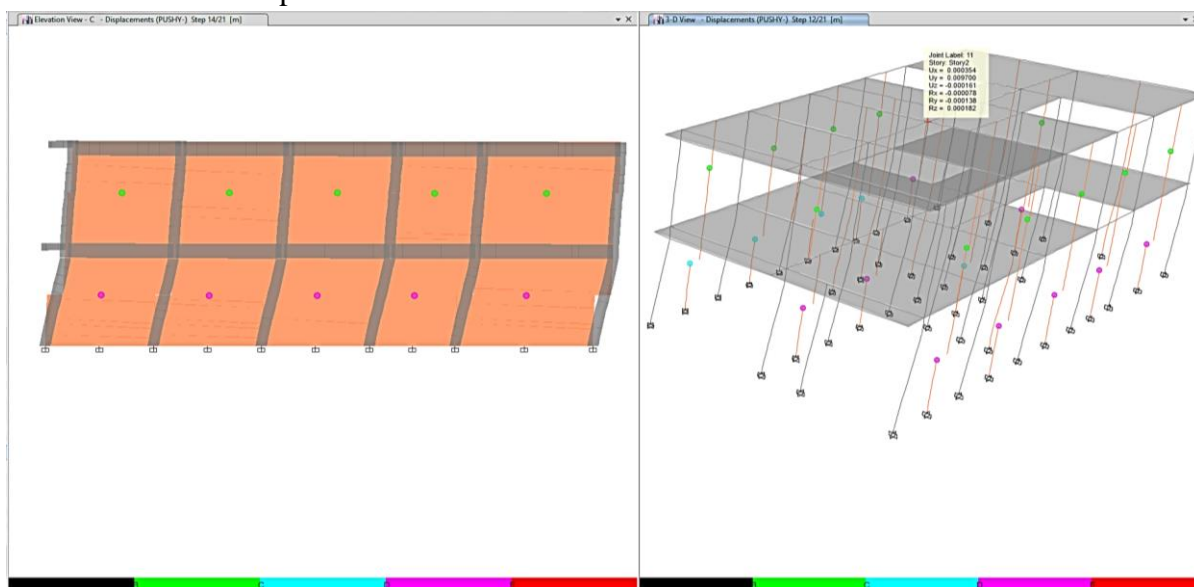


Figura 83

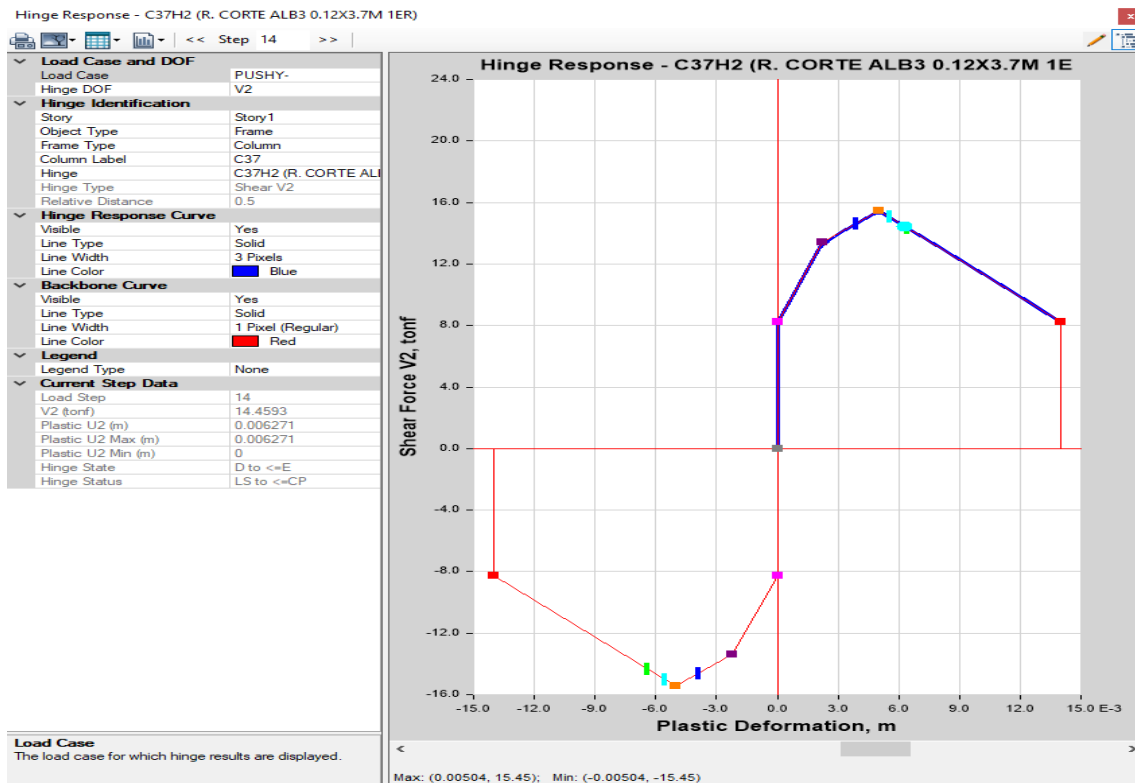
Mecanismo de Colapso en Dirección Y+



En la Figura 83 se muestra el desplazamiento ultimo antes del colapso es de 0,97 cm formando rotulas de corte que se mantienen en un nivel de desempeño CP (Prevención del Colapso).

Figura 84

Formación de rotula por corte en el muro de 0.12x3.70m – Prevención del Colapso



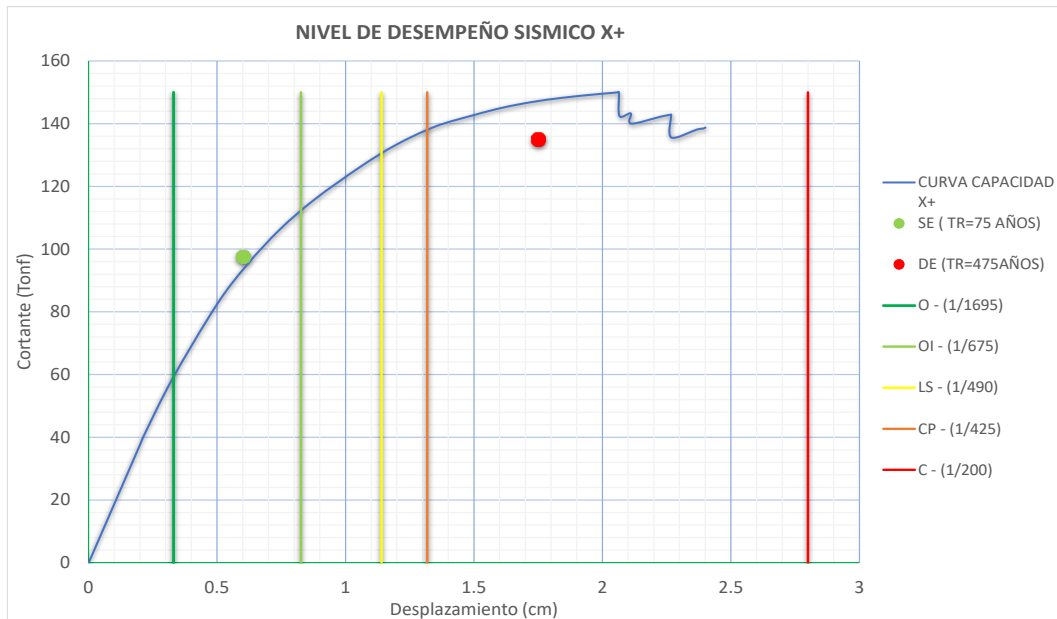
4.2.2 Evaluación del Desempeño sísmico

Se evaluó el desempeño sísmico de una vivienda familiar de 2 niveles con los procedimientos del ATC-40 por tratarse de una metodología bastante documentada, conocida y ser de los primeros métodos para determinar el punto de desempeño sísmico; los límites de desempeño para muros de albañilería de Blocker II son propuestos en esta investigación en la tabla 26 y los objetivos de desempeño propuesto por el SEAOC norma adaptada y usada de referencia de nuestra norma peruana E030, obteniendo los siguientes resultados para cada dirección de análisis.

4.2.2.1 Niveles de Desempeño en el sentido X

Figura 85

Desempeño sísmico en la dirección X+



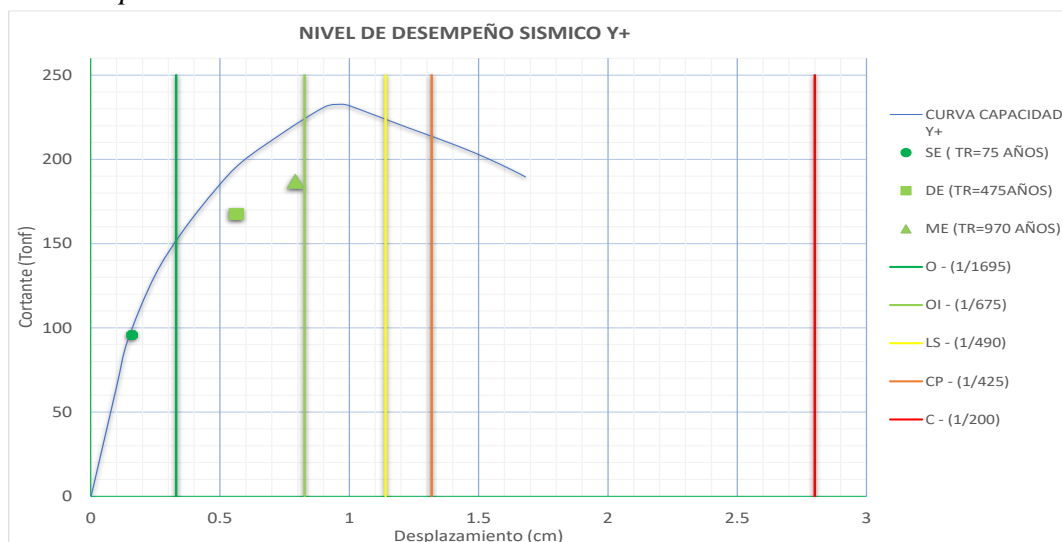
Nota: Elaboración propia

Podemos notar que para un Sismo de Servicio con un periodo de retorno=75 años, la estructura se encuentra a un nivel de desempeño de Operación Inmediata (OI), sin embargo para un periodo de retorno de 475 años, el cual es el sismo de diseño base para la mayoría de los códigos de diseño sismorresistente en una edificación común como la que se está analizando se encuentra a un nivel de desempeño de Colapso (C), la cual no cumple con el objetivo de desempeño pues debería encontrarse a un nivel Seguridad de vida (LS).

4.2.2.2 Niveles de Desempeño en el sentido Y

Figura 86

Desempeño sísmico en la Dirección Y+



Nota: Elaboración propia

Podemos notar que para un Sismo de Servicio con un periodo de retorno=75 años, la estructura se encuentra a un nivel de desempeño de Operativo (O), para un periodo de retorno de 475 años se encuentra en operación inmediata (OI) y para de retorno=970 años el cual es el sismo de diseño base para la mayoría de los códigos de diseño sismorresistente en una edificación importante se encuentra a un nivel de desempeño de Operación Inmediata (OI), la cual cumple con el objetivo de desempeño para una edificación común pues debería encontrarse como limite a un nivel Prevención del Colapso (CP).

Figura 87

Evaluación de los Objetivos de Desempeño Sísmico

DIRECCION	NIVEL DE SISMO	O	IO	LS	CP	¿CUMPLE OBJETIVO DE DESEMPEÑO?
X	Servicio (SE)	-	√	-	-	SI
	Diseño (DE)	-	-	-	-	NO*
	Máximo (ME)	-	-	-	-	NO*
Y	Servicio (SE)	√	-	-	-	SI
	Diseño (DE)	-	√	-	-	SI
	Máximo (ME)	-	√	-	-	SI

Nota: * Los Punto de desempeño superan el nivel Prevención de Colapso (CP).

4.3 Comprobación de Hipótesis (Discusión)

4.3.1 *Discusión Hipótesis Principal*

De la evaluación realizada de la vivienda familiar Construida con BLOCKER II ubicado en el Distrito de Ciudad Nueva – Tacna con el programa Etabs mediante un análisis no lineal Pushover con los procedimientos del ATC 40 se pudo determinar que el desempeño sísmico no cumple con el nivel de Seguridad de Vida según los objetivos establecidos para una vivienda convencional (Edificación Común) del SEAOC, por lo que se cumple la Hipótesis principal.

El bajo desempeño sísmico de la estructura evaluada se debe principalmente a la falta de densidad de muros de albañilería en el sentido más corto, por lo general el constructor informal tiene la creencia de ahorrar costos al usar muros en sogá, causando un déficit en la rigidez global de la estructura, ante esto como una solución inicial de reforzamiento sería la implementación de mallas de acero armadas manualmente o electrosoldadas acopladas a los muros de albañilería aumentando su resistencia y ductilidad, como 2da solución sería la incorporación de muros de concreto (Placas) aportando con una mayor rigidez lateral.

4.3.2 *Discusión Hipótesis Secundaria*

- a) Respecto a la hipótesis 1, los modelos constitutivos considerados para el concreto armado fueron desarrollados en función a los parámetros propuestos por (Mander et al., 1988) las misma que se están usando en la actualidad en normas internacionales como es (ASCE committee, 2017) para representar el comportamiento del concreto armado pues consideran que se tiene buena aproximado al real. En cuanto a la representación de la albañilería confinada con Blocker II en la actualidad no se cuenta con normativa, pero si con investigaciones (Gonzales et al., 2020) proponiendo idealizaciones matemáticas de su

comportamiento no lineal con las respectivas calibraciones las que tuvieron buena aproximación a su comportamiento real, por lo que los modelos constitutivos de los materiales considerados y usados para nuestro modelo están debidamente documentados por lo que están acordes al comportamiento de la estructura real.

- b) Respecto a la hipótesis 2, la curva de capacidad de la vivienda analizada es obtenida mediante análisis pushover con el software Etabs luego se obtiene el espectro de capacidad mediante el procedimiento del ATC-40, del cual se puede apreciar que el espectro de capacidad generado tiene una alta rigidez y baja ductilidad, es a razón que el elemento estructural predominante son muros de albañilería que trabajan a corte, propia de una configuración estructural de albañilería confinada.
- c) Respecto a la hipótesis 3, se asignaron 3 niveles de demanda sísmica la de Servicio (SE), la de Diseño (DE) y Máximo (ME) a fin de conocer el cumplimiento de los objetivos de desempeño para cada nivel de demanda.

De la evaluación realizada se determinó que en la dirección de análisis Y, si se cumple con los objetivos de desempeño para cada nivel de demanda sísmica, en cuanto a la dirección de análisis X, se determinó que se cumple con el nivel de desempeño de Operación Inmediata para el nivel de sismo de Servicio (SE), en cuanto a los demás niveles de demanda sísmica como de Diseño (DE) y Máximo (ME) la estructura evaluada Colapsa por lo que no cumple con los objetivos de desempeño.

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Se concluye que el nivel de desempeño sísmico mediante un análisis no lineal pushover, siguiendo los procedimientos para determinar el punto de desempeño por el método del espectro de capacidad del ATC 40 y los objetivos de desempeño propuestos por el SEAOC, en el sentido X la estructura no cumpliría con el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para un sismo de diseño (DE) con un periodo de $TR=450$ años pues la estructura llega a un nivel de Colapso. Para el sentido Y la estructura cumpliría con el nivel de desempeño de Operación inmediata para un sismo de diseño (DE) con un periodo de $TR=450$ años correspondiente a una deriva de $(1/710)$, por lo que la estructura global Colapsaría al tener baja rigidez en el sentido X (sentido más corto).

Los modelos constitutivos de Park y (Mander et al., 1988) que representan el comportamiento del acero y del concreto respectivamente son aceptadas en la actualidad por normas internacionales como es (ASCE committee, 2017) y Software como el Etabs. Respecto a la albañilería con blocker II, no se cuenta con normativa por lo que se requieren hacer calibraciones de modelos matemáticos con ensayos ya realizados a fin de tener una buena representación del comportamiento real, por lo que se concluye que los modelos escogidos y calibrados si representarían el comportamiento estructural real.

El espectro de capacidad de la vivienda convencional Construido con ladrillo BLOCKER II en el distrito de Ciudad Nueva, si representa su configuración estructural de “muros de albañilería”, pues la curva generada presenta poca ductilidad, y tiende a fallar a desplazamientos bajos, propio de los muros de albañilería por su falla a corte.

Se determinó que la vivienda analizada no cumple con los objetivos de desempeño para los niveles de demanda sísmica de sismo de Diseño (DE) y un sismo Máximo (ME), pero si cumple para un sismo de Servicio (SE) $TR=75$ años.

5.2 Recomendación y/o Sugerencias

Ante el deficiente desempeño en el sentido más corto de la vivienda, se recomienda a los constructores e ingenieros que la configuración estructural de la construcción de futuras vivienda deba tener mayor rigidez en este sentido, considerando muros de albañilería armados en cabeza y/o incluir muros de concreto (Placas). Como propuesta de reforzamiento para el caso de viviendas existentes por lo general para un sistema de albañilería se recomienda enmallar los muros de albañilería con malla de acero y en caso de requerir mayor rigidez, incorporar muros de concreto (Placas).

Se recomienda a los ingenieros estructurales, para el caso de una evaluación estructural y tener una mayor precisión de los modelos constitutivos de los materiales, se realicen ensayos no destructivos de los materiales, a su vez tener en consideración la incertidumbre en la calidad de la construcción pues estas en su mayoría se construyen de manera informal.

Se recomienda a instituciones técnicas normativas como el SENCICO, realizar ensayos de muros a escala real de muros de albañilería Blocker II (unidad Hueca) a fin de conocer su comportamiento no lineal, pues es un material no normado para utilizarse en zonas altamente sísmicas y a su vez muy utilizado en la Ciudad de Tacna. Los resultados obtenidos permitirán tener una calibración más representativa del modelo constitutivo haciendo la curva de capacidad generada más consistente.

Se sugiere a los constructores e ingenieros a fin de poder cumplir con los objetivos de desempeño para diferentes niveles de demanda sísmica, construir de acuerdo a los requerimientos mínimos de las normas técnicas peruanas y diseñar la vivienda de acuerdo a las nuevas normas de Diseño sismorresistente a fin de poder reducir la incertidumbre respecto a la adecuada construcción de una edificación y así garantizar su adecuado comportamiento estructural.

REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*.
<http://www.researchgate.net/publication/280627456>
- Alva, J., Ortiz, C., & Soto, J. (2020). *Seismic Amplification in Tacna-Peru, Using Seismic Motion Data and Arrangements of Microtremor. 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE*, 1–13.
<https://www.jorgealvahurtado.com/files/Alva,%20Ortiz%20y%20Soto%2017WCEE%20Sendai%202020.pdf>
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE 41-13), (2014).
<https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- ASCE committee. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17)* (Charles Conrad Thiel Jr., S. E. David Bonowitz, Robert George Pekelnicky, & Peter W. Somers, Eds.; First). American Society of Civil Engineers.
<https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Bernedo, N., & Choquepata, E. (2017). *Estados Límites de dos muros de Albañilería Construidos con Blocker II*. Universidad Privada de Tacna.
- Cahuana, M., & Ccaso, G. (2021). *Desempeño Sísmico Aplicando el Análisis Estático no Lineal (pushover) del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021*". Universidad Privada de Tacna.
- Cardenas, L., Roy, R., Estacio, L., & Zavala, C. (2014). *Implementation of Database of Masonry Walls Test-Review of Existing Test Data in Peru. Disaster Research*, 9(6), 993–1000. <http://www.cismid-uni.org/wallx/>
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras* (4ta ed.). Pearson.
- Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA 356), 1 (2000).
- Norma Técnica *E.030 Diseño Sismorresistente* (2018), (2018).
- Propuesta de Norma Técnica *E.070 Albañilería*, 1 (2019).
- Conde, D., & Chambi, R. (2017). *Ensayo a carga lateral de un muro de Albañilería Confinada Construido con Blocker II*". Universidad Privada de Tacna.
- Condori, C., & Tavera, H. (2012). *Áreas Probables de Ruptura Sísmica en el Borde Occidental del Perú, a Partir de la Variación del Parámetro "b"*. *Sociedad Geológica del Perú SGP*, 23–36.
https://www.researchgate.net/publication/286459311_Areas_probables_de_ruptura_sismica_en_el_borde_occidental_del_Peru_a_partir_de_la_variacion_del_parametro_b
- Cormilluni, C., & Quiñonez, E. (2018). *Propuesta de Reforzamiento Estructural de un Muro de Albañilería Construido con Unidad de Arcilla Blocker II – Espécimen "MBATR-6"*. Universidad Privada de Tacna.
- Cotrado Flores, D. M. (2020). *Propuesta de fórmula para la determinación de la densidad de muros construidos con Blocker II. Ingeniería Investiga*, 2(01), 199–210.
<https://doi.org/10.47796/ING.V2I01.291>
- Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* Volume 1 (ATC 40), 1 (1996).
- Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering, National Institute of Standards and Technology 1 (2013).

- Diaz, M., Zavala, C., Flores, E., & Cardenas, L. (2019). *Development of Analytical Models for Confined Masonry Walls Based on Experimental Results in Lima City*. *TECNIA*, 29(2), 23–29. <https://doi.org/https://doi.org/10.21754/tecnica.v29i2.711>
- Fernandez, M. (s/f). *Terremoto y Maremoto del 13 de Agosto de 1868, Arica*. Biblioteca Nacional de Chile. Obtenido el 14 de diciembre de 2023, de <https://www.memoriachilena.gob.cl/602/w3-article-97954.html>
- Garay, M., & Llaure, L. (2020). *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*. ” universidad privada del norte.
- Gonzales, G., Aguilar, A., & Huaco, G. (2020). *Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal*. *18th LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology*, 1–6. <https://laccei.org/LACCEI2020-VirtualEdition/meta/FP375.html>
- Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers*, 1 (2010). www.curee.org
- Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design*, National Institute of Standards and Technology 1 (2017). <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>
- Ing. Alejandro Muñoz Pelaez. (2018). *Comentarios a la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018)*.
- Isabel, B., & Gomez, J. (2018). *Zonificación Sísmica-Geotécnica del Área Urbana de Ciudad Nueva*.
- Izquierdo, R., & Mendoza, J. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico en una edificación de dos niveles ubicada en el departamento de Lambayeque, aplicando el procedimiento no lineal estático*. Universidad de Piura.
- Jorge L. Castillo Aedo, & Jorge E. Alva Hurtado. (1993, junio 10). *Peligro Sísmico en el Perú*. *VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*.
- Loa, G. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804–1826.
- Martinez, S., Cesin, J., Flores, L., & Granados, R. (2012). *Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería* (1a ed.). Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. https://www.researchgate.net/publication/262836016_Guia_para_el_Analisis_de_Estructuras_de_Mamposteria
- Medina, Y., & Atencio, Y. (2019). *Comportamiento a Carga Lateral Cíclica de un Muro de Albañilería Confinada Construida con Ladrillo Blocker II-Espécimen MBAT-05*. Universidad Privada de Tacna.
- Miranda, L., & Torres, V. (2023). *Análisis Sísmico Lineal y Desempeño Sísmico de una Vivienda Multifamiliar de 4 Niveles Mediante la Norma ATC-40 en Tacna 2022*. Universidad Privada de Tacna.
- MOEHLE, J., & DEIERLEIN, G. (2004). *A Framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering*. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 1–

13.
https://www.researchgate.net/publication/228706335_A_framework_methodology_for_performance-based_earthquake_engineering
- Muñoz, A. (2002). *Ingeniería Sismorresistente*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. (2002). Calibration of force reduction factors of RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(2), 239–273.
<https://doi.org/10.1080/13632460209350416>
- Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (Décimo Quinta, Vol. 1). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Paco, E. (2023). *Calidad de Concreto en Viviendas Autoconstruidas en el Distrito de Ciudad Nueva de la Ciudad de Tacna en el Año 2023*". Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.
- Paco, W., & Leonel, J. (2017). "ensayo de carga cíclica de un muro a escala natural con ladrillo blocker ii-espécimen mbat-04". universidad privada de Tacna.
- Paredes, M. (2016). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un Edificio Destinado a Vivienda en la Ciudad de Lima Aplicando el Análisis Estático no Lineal Pushover*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado* (1ra, 4ta Reimpresion eds.). EDITORIAL LIMUSA S.A.
- Pilco, H., & Portugal, R. (2022). *Vulnerabilidad Sísmica Mediante el Análisis Pushover del Hospital de la Solidaridad, Tacna, 2022*. Universidad Privada de Tacna .
- Romero, D., & Vasquez, C. (2018). *Propuesta de Reforzamiento Estructural de un Muro de Albañilería Confinada Construido con Blocker II*". Universidad Privada de Tacna.
- Ronald P. Gallagher, Theodore C. Zsutty, Robert Bachman, Richard J. Phillips, & Carl B. Schulze. (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* (A. Gail Hynes Shea, Ed.; Seventh Edition). Structural Engineers Association of California (SEAOC). www.seaint.org
- Salcedo, Y. (2017). *Desempeño Sísmico por el Método Push-Over de un Edificio Construido en la Ciudad de Barranquilla Bajo la Norma NSR-10*. Universidad de la Costa.
- SEAOC. (1995). *Performance based seismic engineering of building*.
- Segura, O. (2021). *Comparación del Desempeño Sísmico Mediante Análisis Estático no Lineal (pushover) de dos Edificaciones en Concreto Reforzado Situadas en Zona de Amenaza Sísmica Alta con Grado de Disipación de Energía, Diseñadas Bajo los Criterios del AIS 114-17 y la norma NSR-10*. Universidad Militar Nueva Granada.
- Siña, S., & Medina, G. (2018). *Ensayo de Carga Cíclica de un Muro a Escala Natural con Ladrillo Blocker II-Espécimen MBAT-06*. Universidad Privada de Tacna.
- Tavera, H. (2014). *Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú*. En *IGP* (Vols. 2014–11704, Número 9).
- Tavera, H., Bernal, I., & Salas, H. (2007). *El Sismo de Pisco del 15 de agosto, 2007 (7.9Mw), (Informe Preliminar)*. Instituto Geofísico del Perú.
<http://repositorio.igp.gob.pe/handle/20.500.12816/1115>
- Tavera, H., Salas, H., Jimenez, C., Antayhua Vera, Y. T., Vilcapoma, L., Millones, J., Bernal Esquia, Y. I., Zamudio, Y., Carpio, J., Agüero, C., Pérez Pacheco, I., & Rodríguez, S.

- (2001). *El terremoto de Arequipa del 23 de junio de 2001. Informe preliminar*. Instituto Geofísico del Perú. <http://repositorio.igp.gob.pe/handle/20.500.12816/1121>
- Tena, A., Cortés, J., & Godínez, E. (2017). *Impact of Structural Redundancy on the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures*. *Alternativas*, 17(3), 180–197. <https://doi.org/10.23878/alternativas.v17i3.227>
- Vera Abarca, L. (s/f-a). *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Tacna*. Obtenido el 7 de diciembre de 2023, de <https://revistas.unjbg.edu.pe/index.php/cyd/article/download/58/48/81#:~:text=Desde%201868%20y%201877%2C%20la,mayor%20al%20de%20aquella%20%C3%A9poca>.
- Vera Abarca, L. (s/f-b). *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Tacna*. *Ciencia y Desarrollo*. Obtenido el 7 de diciembre de 2023, de <https://revistas.unjbg.edu.pe/index.php/cyd/article/download/58/48/81#:~:text=Desde%201868%20y%201877%2C%20la,mayor%20al%20de%20aquella%20%C3%A9poca>.
- Zavala, C., Diaz, M., Flores, E., & Cardenas, L. (2019). *Damage Limit States for Confined Masonry Walls Based on Experimental Test*. *TECNIA*, 29(2), 135–141. <https://doi.org/https://doi.org/10.21754/tecnia.v29i2.715>

ANEXOS

Matriz de Consistencia

“ESTIMACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANALISIS NO LINEAL DE UNA VIVIENDA CONVENCIONAL EN LA CIUDAD DE TACNA”

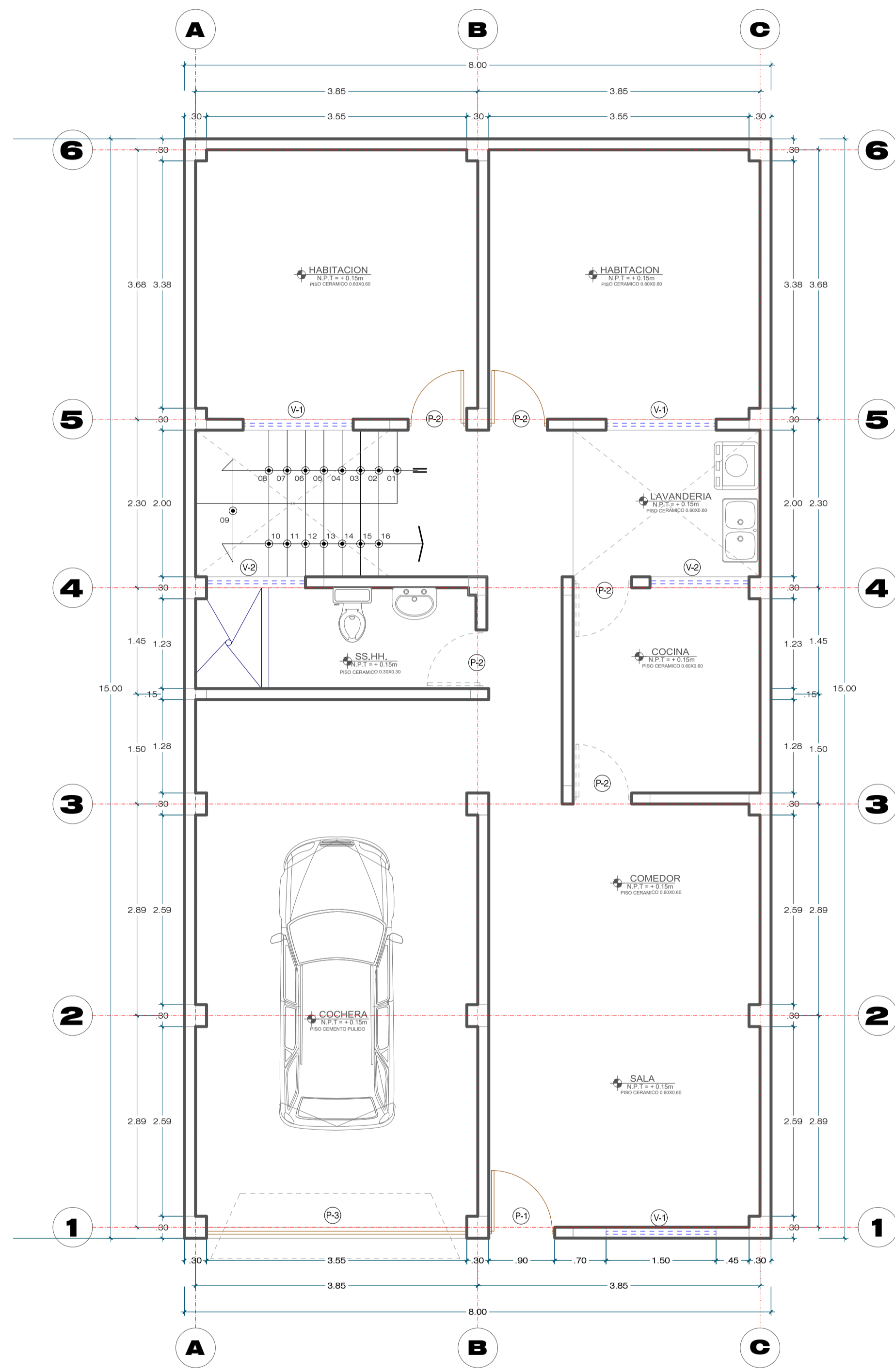
Tabla 33

Matriz de Consistencia

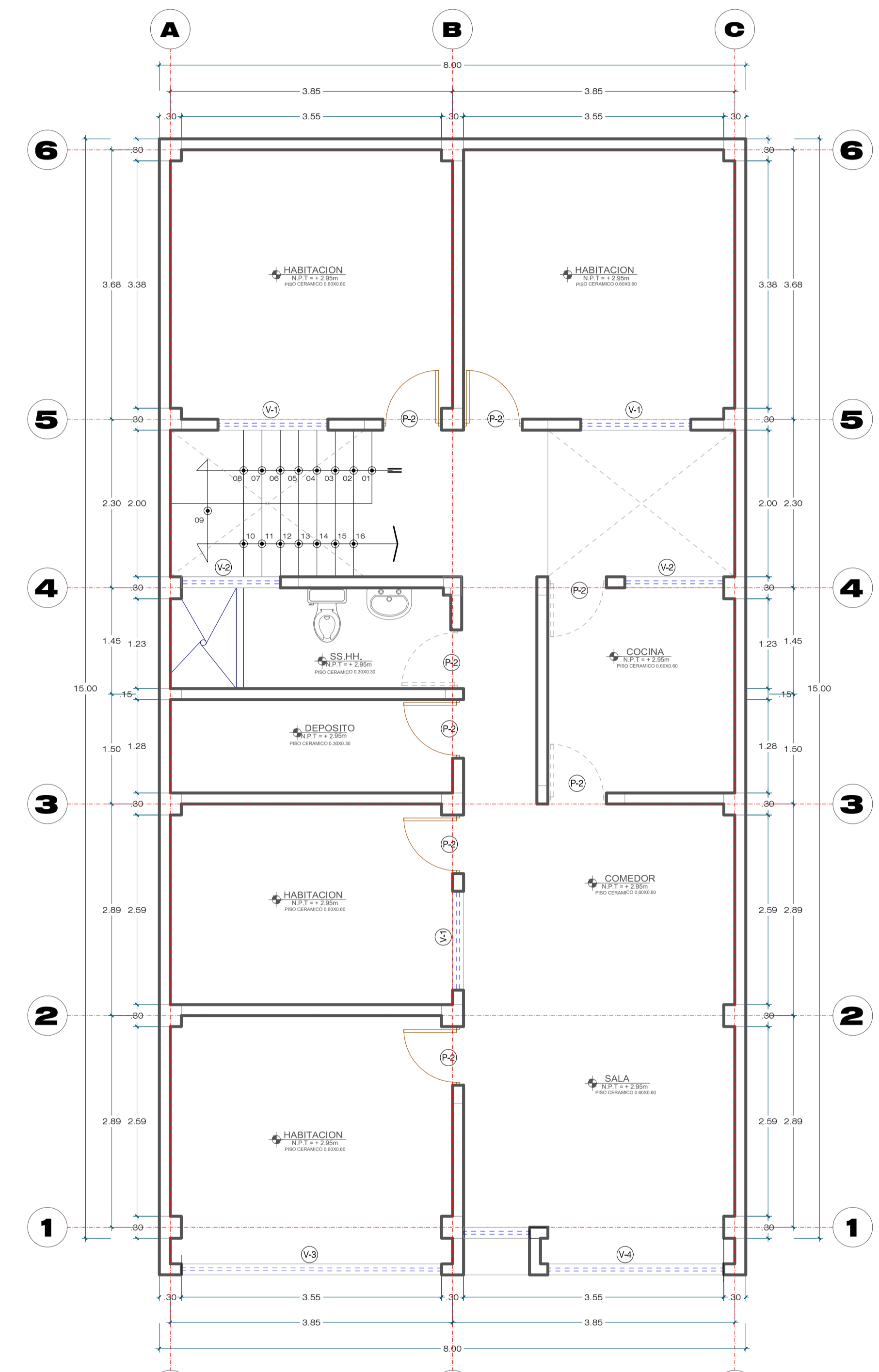
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS
<u>Interrogante Principal</u>	<u>Objetivo General</u>	<u>Hipótesis General</u>
a) ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico mediante un análisis no lineal de una vivienda convencional en la ciudad de Tacna?	a) Determinar el nivel de desempeño mediante un análisis no lineal estático de una vivienda convencional en la ciudad de Tacna.	a) El nivel de desempeño mediante un análisis no lineal estático de una vivienda convencional ubicado en la ciudad de Tacna, no cumple con el nivel de desempeño mínimo de seguridad de vida.

<u>Interrogante Secundaria</u>	<u>Objetivos Específicos</u>	<u>Hipótesis Especifica</u>
a) ¿Cuáles son los modelos constitutivos de los materiales como el acero, concreto y albañilería que se usan en una vivienda convencional?	a) Determinar los modelos constitutivos de los materiales como el acero, concreto y albañilería que se usan en una vivienda convencional.	a) Los modelos constitutivos de los materiales como el acero, concreto y albañilería que se usan en una vivienda convencional son acordes a su comportamiento estructural real.
b) ¿Cuál es el espectro de capacidad de una vivienda convencional construida con ladrillo Blocker II en el distrito de Ciudad Nueva, utilizando un análisis no lineal estático mediante el espectro de capacidad ATC-40?	c) Determinar el espectro de capacidad de una vivienda convencional Construido con ladrillo BLOCKER II en el distrito de ciudad Nueva, utilizando un análisis no lineal estático mediante el espectro de capacidad ATC-40.	b) El espectro de capacidad de una vivienda convencional Construido con ladrillo BLOCKER II en el distrito de Ciudad Nueva, utilizando un análisis no lineal estático mediante el espectro de capacidad ATC-40, es acorde a su configuración estructural.
c) ¿Cuál es el nivel de desempeño de una vivienda convencional construido con Blocker II en el distrito de Ciudad Nueva para los distintos niveles de demanda sísmica?	c) Determinar los niveles de desempeño de una vivienda convencional Construido con BLOCKER II en el Distrito de Ciudad Nueva para los distintos niveles de demanda sísmica.	c) Los niveles de desempeño de una vivienda convencional Construido con BLOCKER II en el Distrito de Ciudad Nueva cumplen los distintos niveles de demanda sísmica.

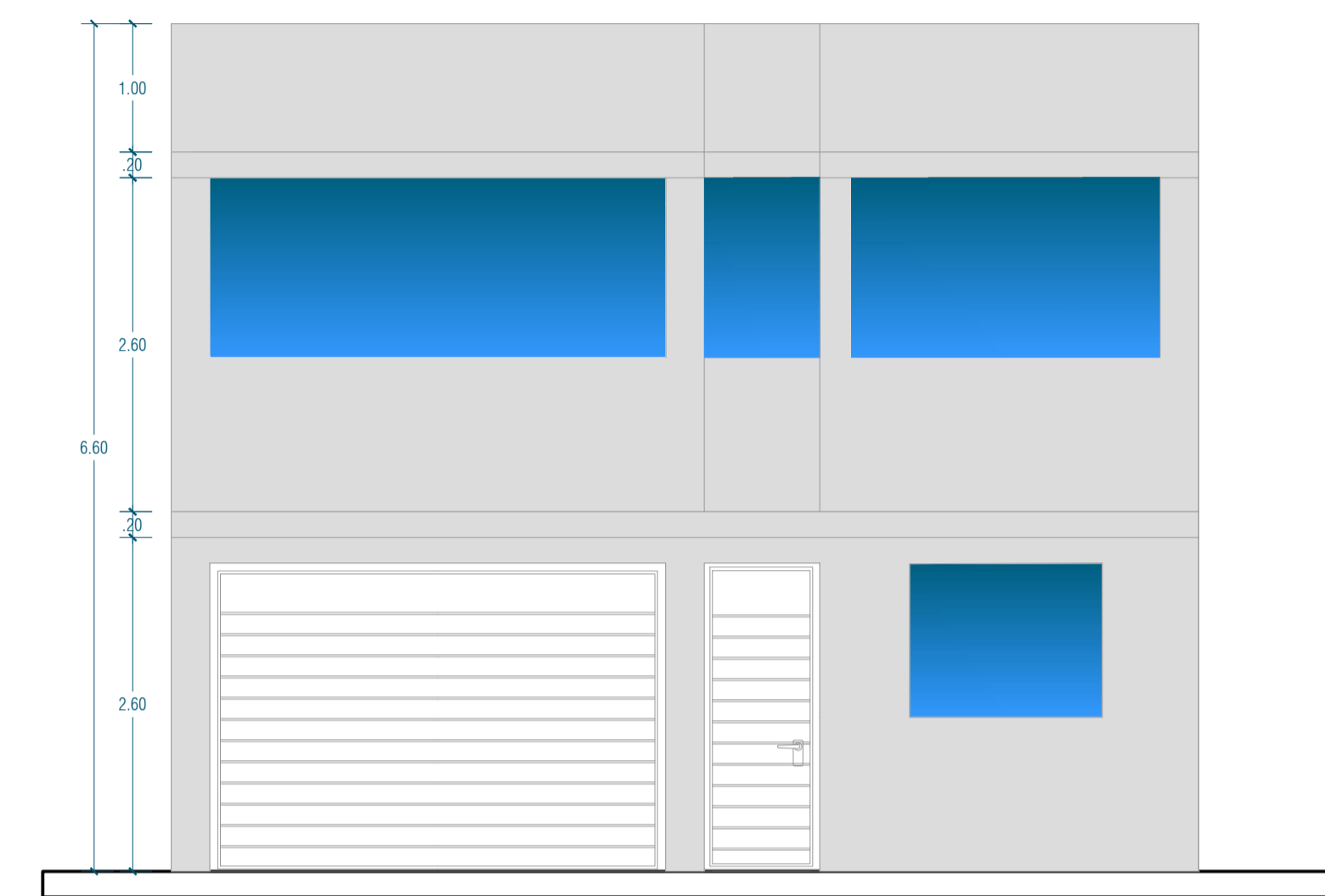
Nota: Elaboración propia



ARQUITECTURA : DISTRIBUCION 1ER NIVEL
 ESCALA: 1/50
VIVIENDA FAMILIAR



ARQUITECTURA : DISTRIBUCION 2DO NIVEL
 ESCALA: 1/50
VIVIENDA FAMILIAR



ELEVACIÓN FRONTAL PRINCIPAL
 ESCALA: 1/50

CUADRO DE VANOS - PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P-1	0.90	2.40	---	MADERA TIPO TABLERO
P-2	0.80	2.40	---	MADERA TIPO TABLERO
P-3	3.55	2.40	---	MADERA TIPO TABLERO

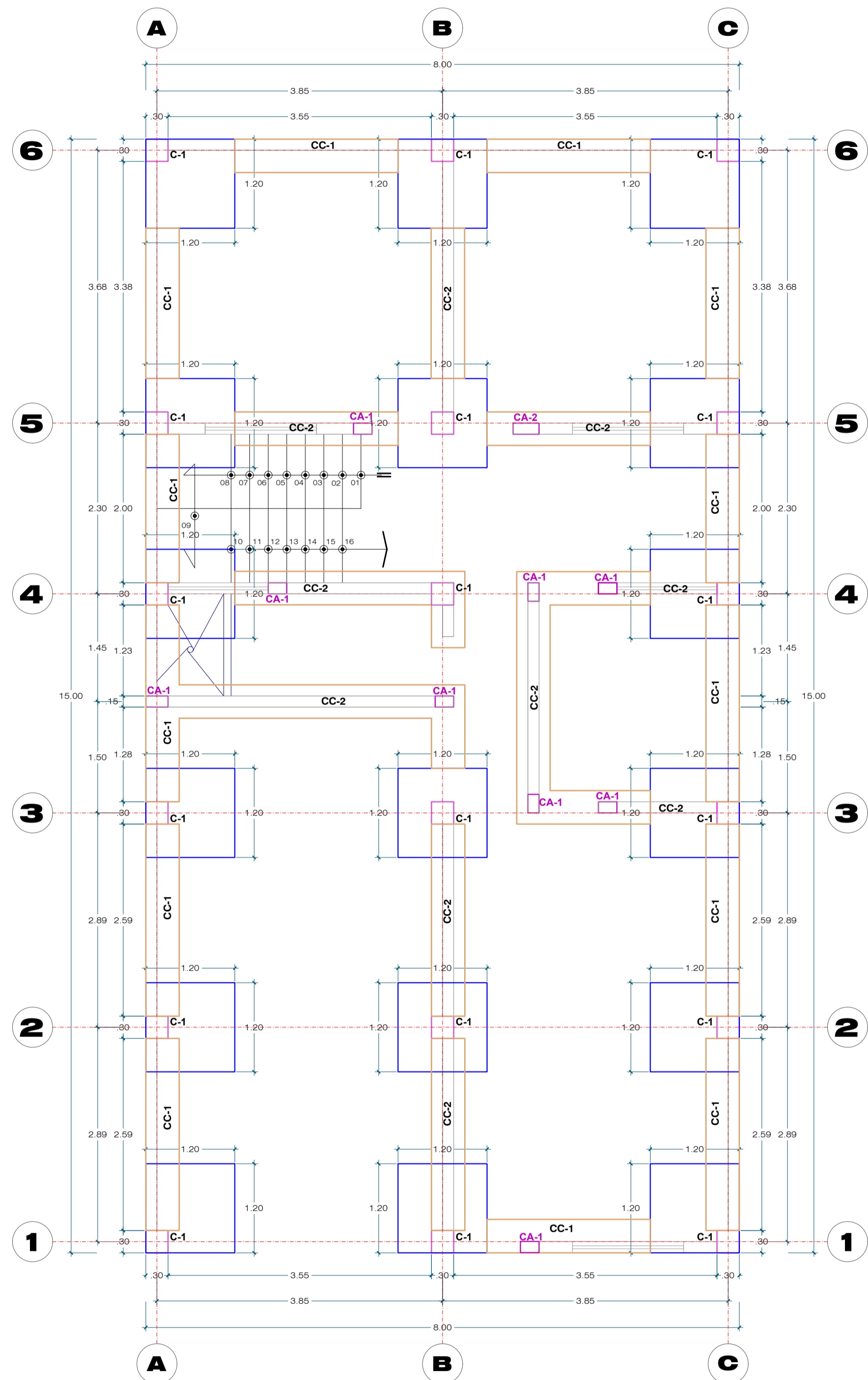
CUADRO DE VANOS - VENTANAS

TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	INDICACION
V-1	1.50	1.20	1.20	VIDRIO DE 6MM	AUTOMATICA
V-2	0.90	1.20	1.20	VIDRIO DE 6MM	AUTOMATICA
V-3	1.50	1.20	1.20	VIDRIO DE 6MM	AUTOMATICA

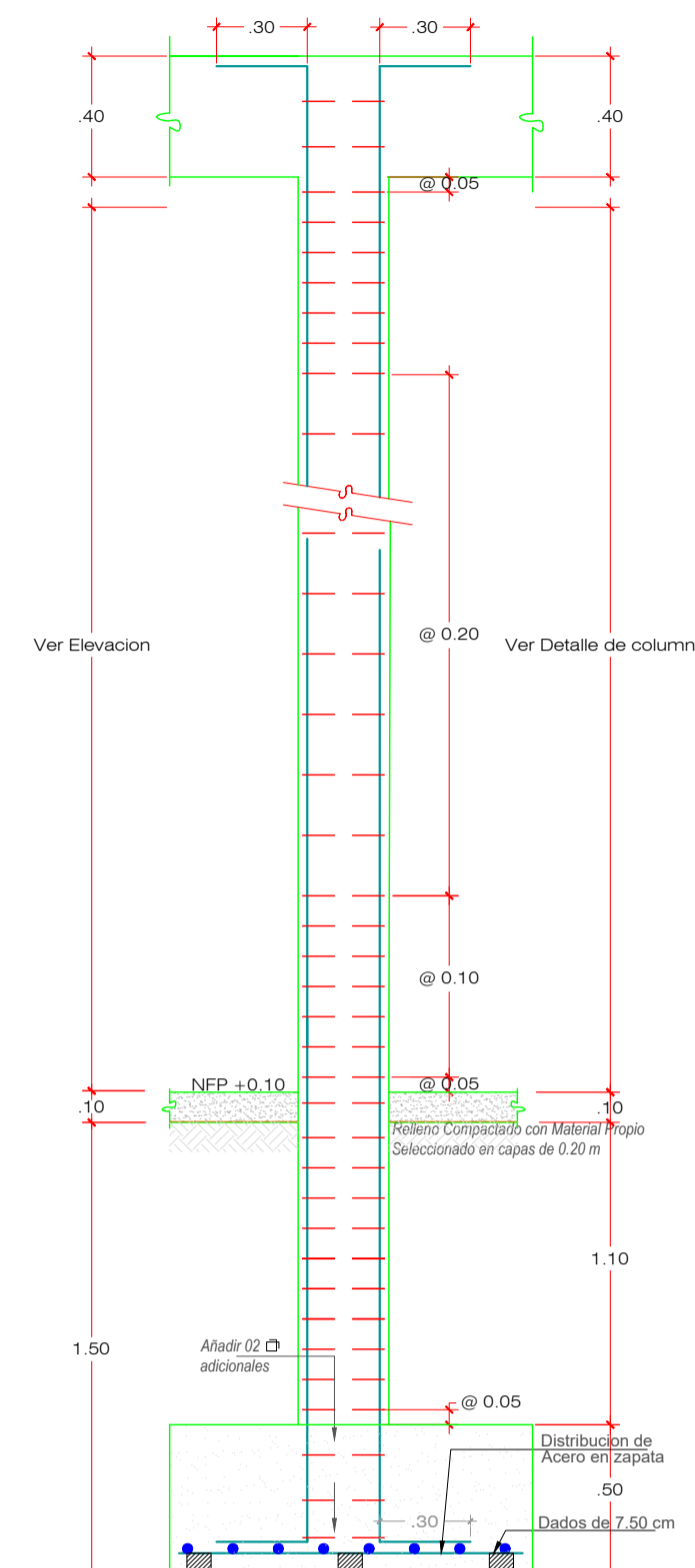
VIVIENDA FAMILIAR

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

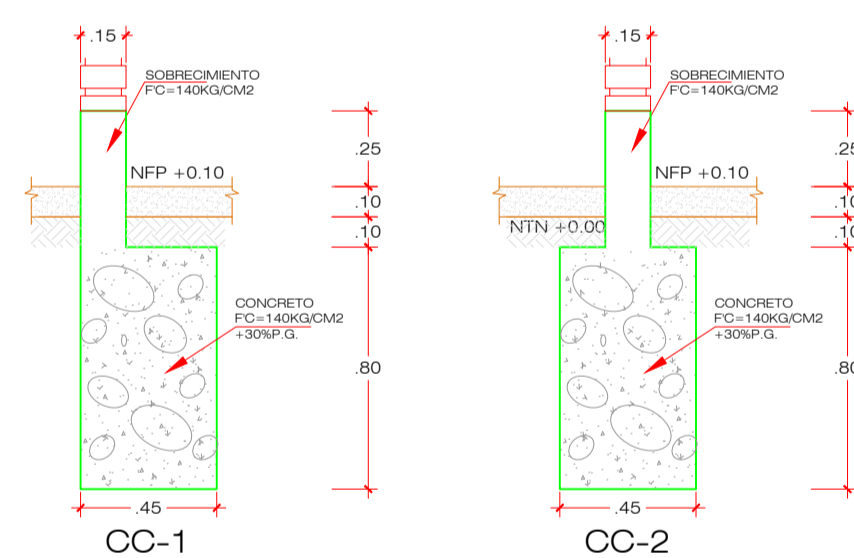
PROPIETARIO:	SR. WILSON VENTURA FLORES	LÁMINA	A-01
PROYECTO:	VIVIENDA FAMILIAR	DEBIDO:	WJQR
PLANO:	ARQUITECTURA	FECHA:	NOVIEMBRE 2023
CONFICCIÓN: MOVIL. INDETERMINADA	UBICACIÓN: AMPLIACION CIUDAD NUEVA, CTE 35, MZA 223, LOTE 15	ESCALA:	INDICADA



ESTRUCTURAS : CIMENTACIONES
ESCALA: 1/50 **VIVIENDA FAMILIAR**



DETALLE EN ELEVACION DE COLUMNA
ESCALA: 1/25

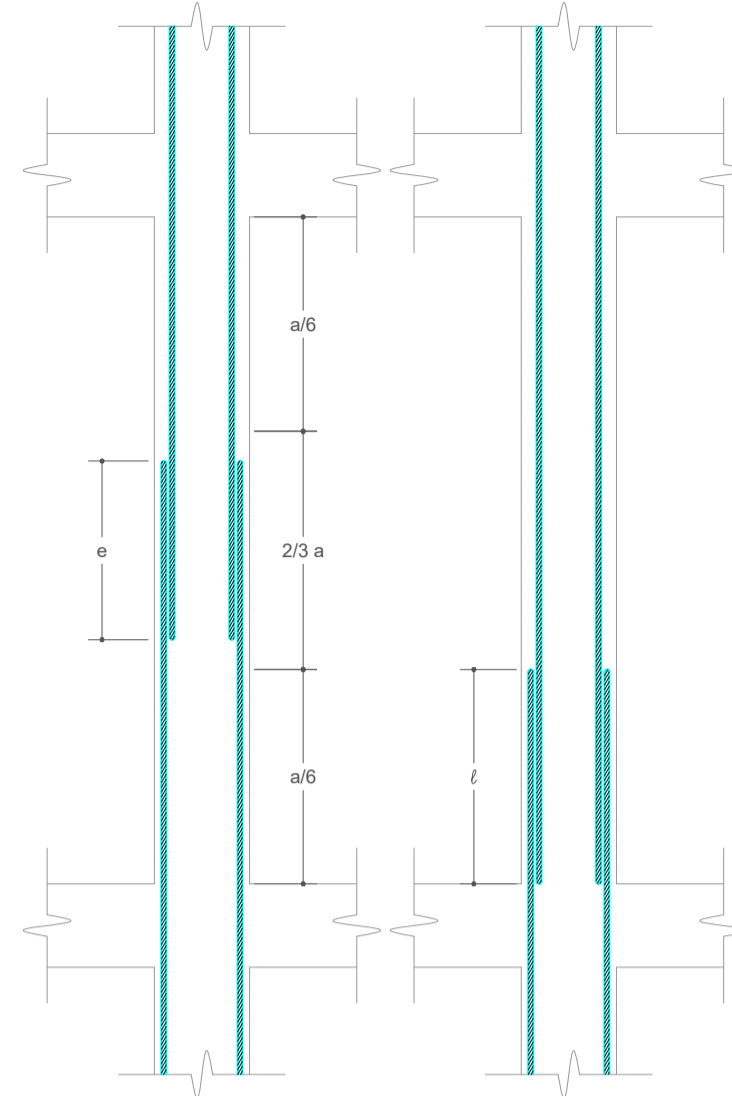


DETALLE CIMENTO CORRIDO
ESC: 1/25

DETALLE DE COLUMNAS
ESC: 1/25

TIPO	C-1	CA-1	CA-2
Seccion	0.30 X 0.30	0.25 X 0.12	0.35 X 0.12
As	6 Ø 1/2"	4Ø 1/2"	6Ø 1/2"
Estribos	1Ø 3/8" 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Rto @ 0.20	1Ø 3/8" 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Rto @ 0.20	1Ø 3/8" 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Rto @ 0.20
Detalle de Acero en Columnas			

Empalmar en diferentes partes tratando de hacer los empalmes fuera de la zona de confinamiento



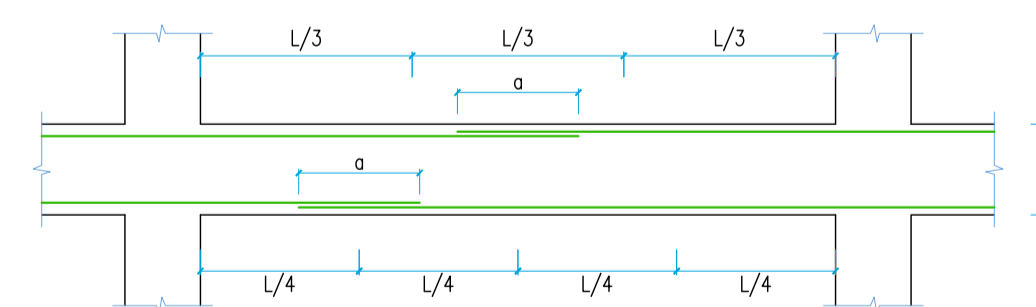
LONGITUD DE EMPALME (e)		LONGITUD DE EMPALME (l)	
Ø 3/4"	0.60 m	Ø 3/4"	0.70 m
Ø 5/8"	0.45 m	Ø 5/8"	0.80 m

CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS BAJOS
CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS ALTOS PERO QUE SE EMPALMAN MENOS DEL 50% DE LAS VARILLAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS
Esc: 1/25

Longitud de Anclaje con Gancho (ldg)			
Ø	r (cm)	12ab (cm)	Totd (cm)
1/2"	3	11.50	14.50
5/8"	4	15	19
3/4"	5	20	25
1"	6	25	31
	8	31	39

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (ldg)
Esc: 1/50



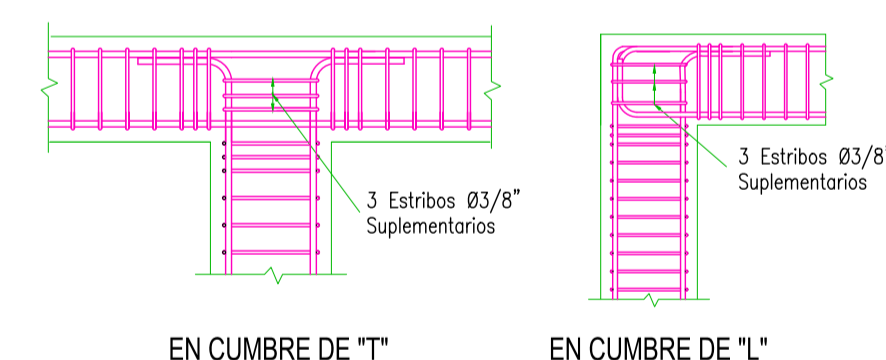
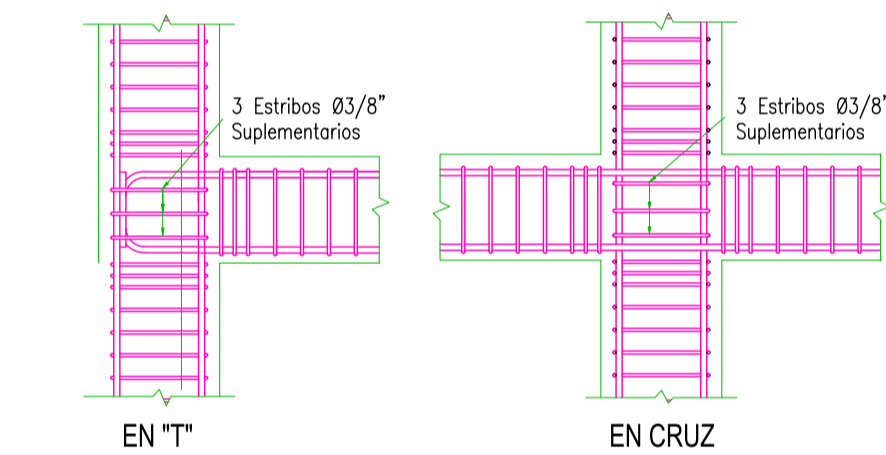
Ø	VALORES DE "a"	
	REFUERZO INFERIOR H : CUALQUIERA	REFUERZO SUPERIOR H < 0.30 H > 0.30
3/8"	0.40 m	0.30 m 0.45 m
1/2"	0.40 m	0.35 m 0.50 m
5/8"	0.50 m	0.40 m 0.60 m
3/4"	0.65 m	0.50 m 0.70 m
1"	1.20 m	1.20 m 1.25 m

- a.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA MISMA SECCION.
- b.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.
- c.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DEL EMPALME IGUAL A 50 CM., PARA FIERROS DE 3/8", 60 CM. PARA 1/2" Y 70 CM. PARA 5/8".

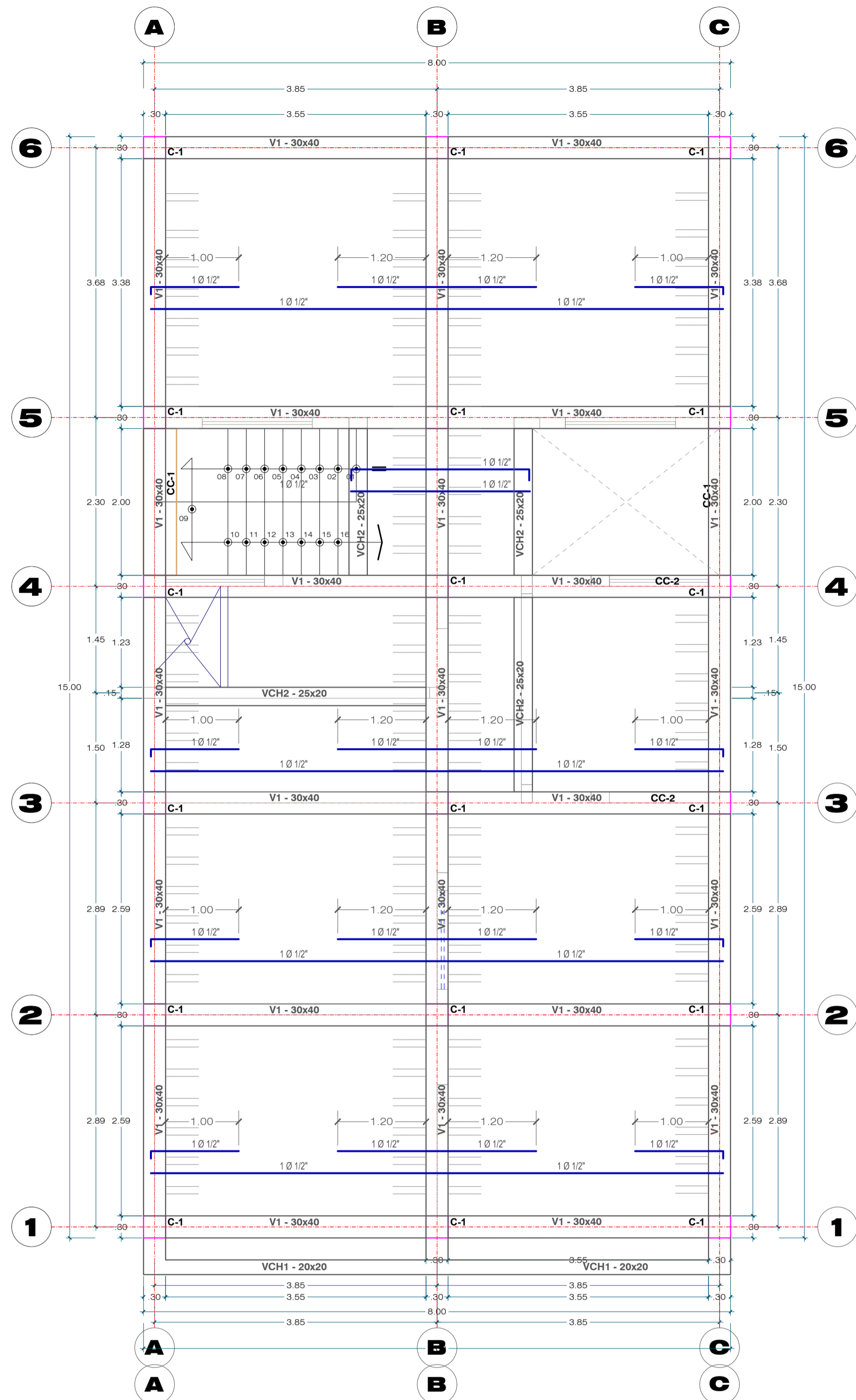
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO) CIMENTOS CORRIDOS: MEZCLA CEMENTO/HORMIGON EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE (MAXIMO Ø 8") SOLADOS: f'c : 100kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON SOBRECARGAS DE CONCRETO SIMPLE: f'c : 140kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
CONCRETO ARMADO ZAPATAS f'c : 175 kg/cm2 COLUMNAS, VIGAS Y ESCALERA f'c : 175 kg/cm2 COLUMNETAS Y VIGUETAS DE AMARRE f'c : 175 kg/cm2 LOSA ALIGERADA f'c : 175 kg/cm2 ACERO DE REFUERZO fy : 4200 Kg/cm2	
SOBRECARGAS VIVENDAS : 200 Kg/m2 AZOTEA : 100 Kg/m2	
ALBAÑILERIA MUROS : Ladrillo Bloker It (12cmx17cmx28cm) f'm => 45.45 kg/cm2/m => 4.19 kg/cm2 MORTERO : 1:4 Cemento/Arena. Con espesor de junta máx. 1.50 cm. y mín. 0.5 cm. TERRENO - según I.T.S.: PROFUNDIDAD DE CIMENTACION Df: 1.50m CAPACIDAD PORTANTE Qadm: 0.90 kg/cm	
RECURRIMIENTOS ZAPATAS : 7.50 cm. SOBRECARGO ARMADO : 3.00 cm. PLACAS, COLUMNAS Y VIGAS : 4.00 cm. COLUMNETAS Y VIGUETAS DE AMARRE : 3.00 cm. ESCALERAS : 3.00 cm. VIGAS DE CIMENTACION : 7.50 cm. VIGAS DE SOBRECARGAS : 4.00 cm. TANQUE CISTERNA : 4.00 cm. MESON DE CONCRETO : 3.00 cm.	

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES
ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL

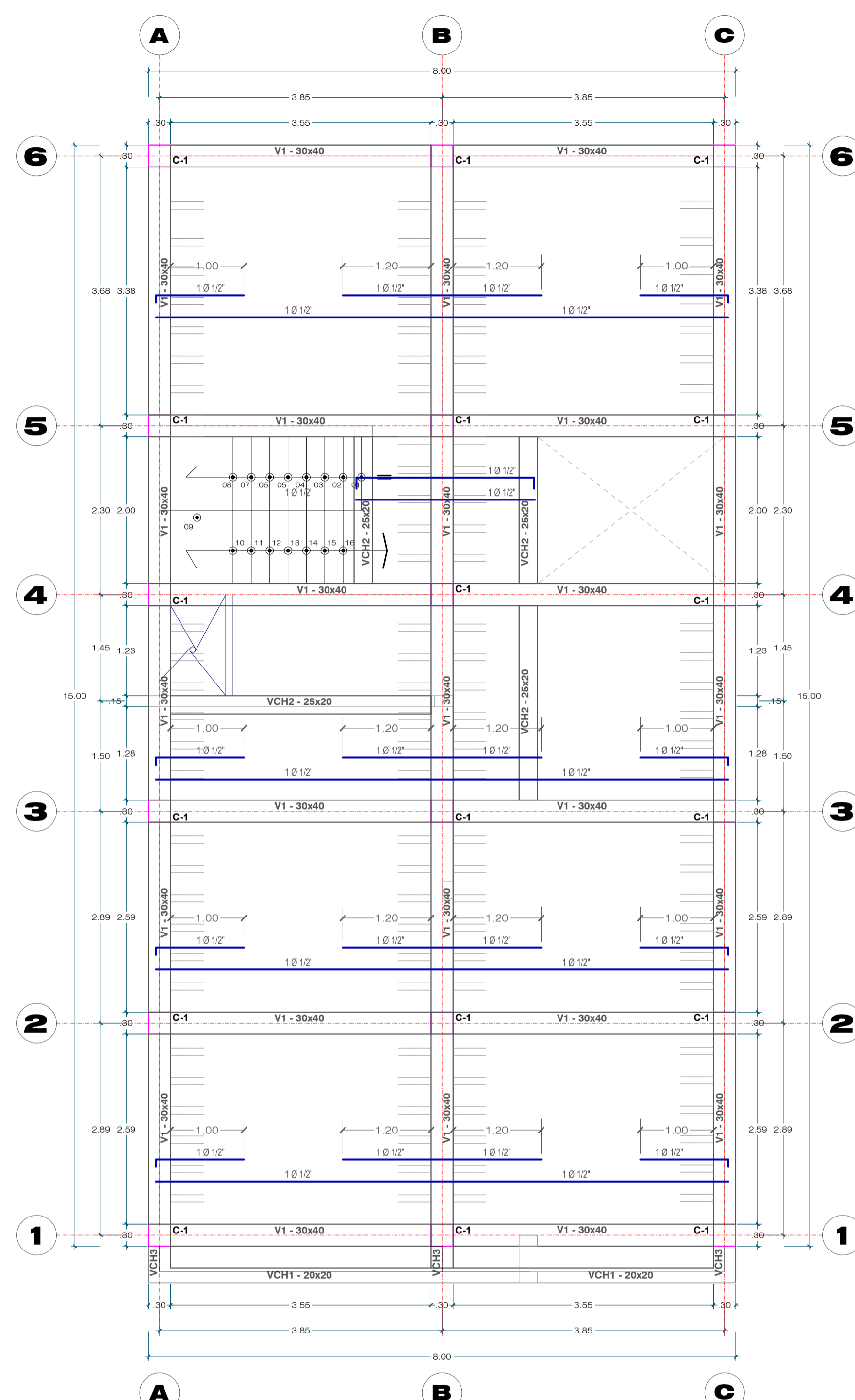
PARAMETROS SISMICOS: (VIVIENDA COMUN)	
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia :	U = 1.00
Coefficiente Sísmico :	+ C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/T)
Tipo de suelo :	Arena Arcillosa SC
Factor de Terreno :	S3 = 1.40 (Suelos Blandos)
TP = 0.60 seg. TL = 2.00 seg.	
Gravedad :	g = 9.81 m/seg.



DETALLE DE NUDOS VIGA-COLUMNA
ESC: SE



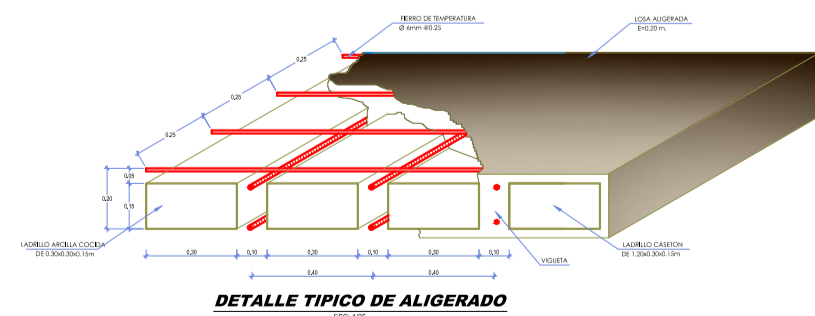
ESTRUCTURAS : ALIGERADOS 1ER NIVEL
ESCALA: 1/50



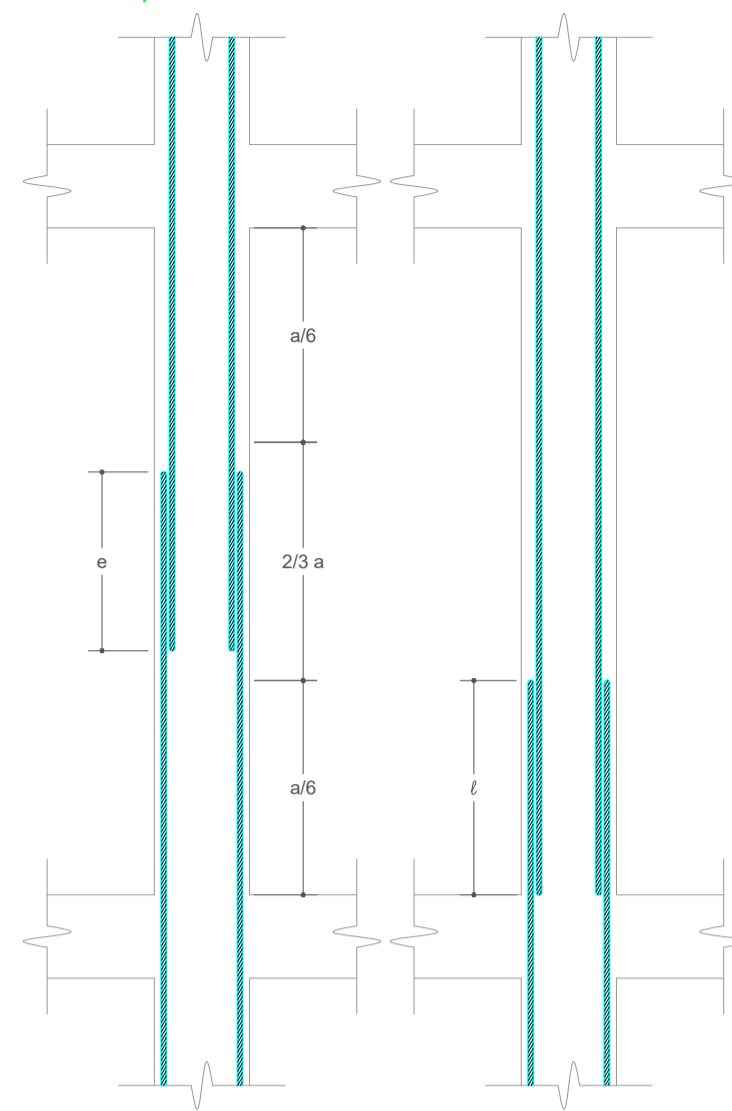
ESTRUCTURAS : ALIGERADOS 2DO NIVEL
ESCALA: 1/50

DETALLE DE VIGAS
ESC: 1/25

TIPO	V1-30X40	VCH1-20X20	VCH2-25X20	VCH3-30X20
Seccion	0.30X0.40	0.20X0.20	0.25X0.20	0.30X0.20
As	Segun corte	Segun corte	Segun corte	Segun corte
Estribos	1∅ 3/8" (Ver Detalle) 1 @ 0.05, 4 @ 0.10, 6 @ 0.15, Rto @ 0.25	1∅ 6mm (Ver Detalle) 1 @ 0.05, 4 @ 0.10, 6 @ 0.15, Rto @ 0.25	1∅ 3/8" (Ver Detalle) 1 @ 0.05, 4 @ 0.10, 6 @ 0.15, Rto @ 0.25	1∅ 3/8" (Ver Detalle) 1 @ 0.05, 4 @ 0.10, 6 @ 0.15, Rto @ 0.25
Detalle de cortes en vigas				



Empalmar en diferentes partes tratando de hacer los empalmes fuera de la zona de confinamiento



LONGITUD DE EMPALME (e)

∅ 3/4"	0.60 m
∅ 5/8"	0.45 m

CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS BAJOS

LONGITUD DE EMPALME (l)

∅ 3/4"	0.70 m
∅ 5/8"	0.60 m

CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS ALTOS PERO QUE SE EMPALMAN MENOS DEL 50% DE LAS VARILLAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

Esc: 1/25

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (ldg)

∅	r (cm)	12db (cm)	Total (cm)
3/8"	3	11.50	14.50
1/2"	4	15	19
5/8"	5	20	25
3/4"	6	25	31
1"	8	31	39

Esc: 1/50

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (ldg)

Esc: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)
CIMENTOS CORRIDOS: MEZCLA CEMENTO/HORMIGON EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE (MAXIMO ∅ 8")
SOLADOS: f'c = 100kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON
SOBRECIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE: f'c = 140kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON

CONCRETO ARMADO
ZAPATAS: f'c = 175 kg/cm2
COLUMNAS, VIGAS Y ESCALERA: f'c = 175 kg/cm2
COLUMNETAS Y VIGUETAS DE AMARRE: f'c = 175 kg/cm2
LOSA ALIGERADA: f'c = 175 kg/cm2
ACERO DE REFUERZO: fy = 4200 Kg/cm2

SOBRECARGAS
VIVIENDAS: 200 Kg/m2
AZOTEA: 100 Kg/m2

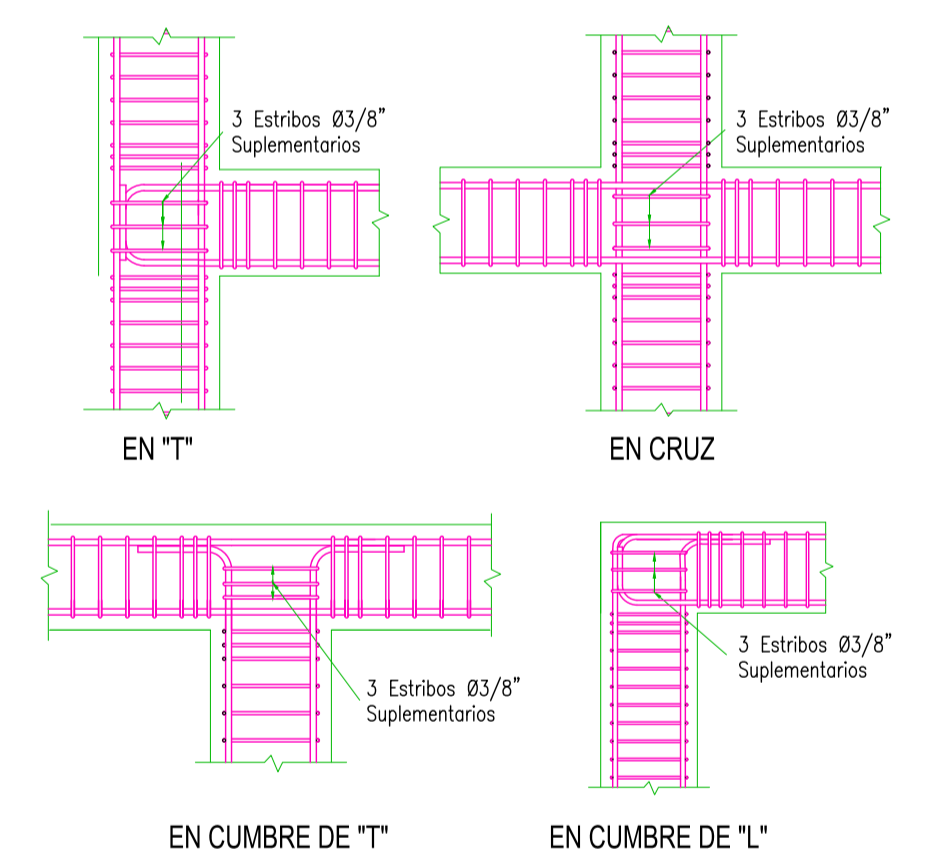
ALBAÑILERIA
MUROS: Ladrillo Bloker It (12cmx17cmx28cm) f'm => 45.45 kg/cm2/m => 4.19 kg/cm2
MORTERO: 1:4 Cemento:Arena. Con espesor de junta máx. 1.50 cm. y mín. cm.
TERRENO - según I.T.S.:
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: Df: 1.50m
CAPACIDAD PORTANTE: Qadm: 0.90 kg/cm

RECUBRIMIENTOS
ZAPATAS: 7.50 cm.
SOBRECIMIENTO ARMADO: 3.00 cm.
PLACAS, COLUMNAS Y VIGAS: 4.00 cm.
COLUMNETAS Y VIGUETAS DE AMARRE: 3.00 cm.
ESCALERAS: 3.00 cm.
VIGAS DE CIMENTACION: 7.50 cm.
VIGAS DE SOBRECIMENTOS: 4.00 cm.
TANQUE CISTERNA: 4.00 cm.
MESON DE CONCRETO: 3.00 cm.

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES
ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL

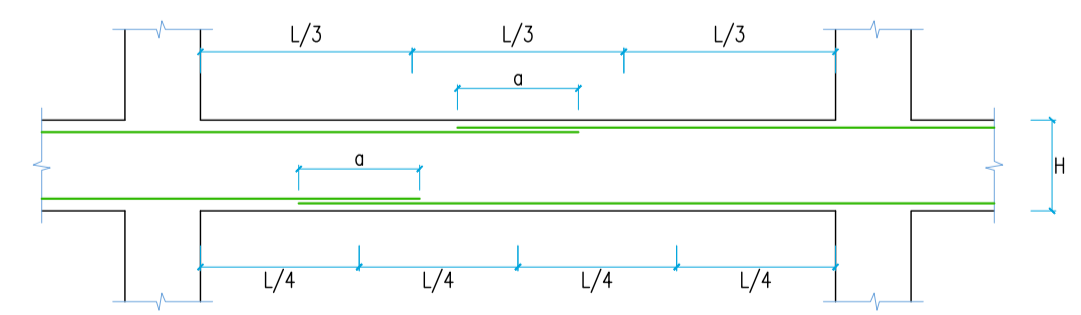
PARAMETROS SISMICOS: (VIVIENDA COMUN)

Factor de Zona: Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia: U = 1.00
Coeficiente Sísmico: C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/T)
Tipo de suelo: Arena Arcillosa SC
Factor de Terreno: S3 = 1.40 (Suelos Blandos)
Tp = 0.60 seg.
TL = 2.00 seg.
Gravedad: g = 9.81 m/seg.



DETALLE DE NUDOS VIGA-COLUMNA

ESC: SE



VALORES DE "a"

∅	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	H : CUALQUIERA	H < 0.30 H > 0.30
3/8"	0.40 m	0.30 m 0.45 m
1/2"	0.40 m	0.35 m 0.50 m
5/8"	0.50 m	0.40 m 0.60 m
3/4"	0.65 m	0.50 m 0.70 m
1"	1.20 m	1.20 m 1.25 m

- a.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA MISMA SECCION.
- b.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.
- c.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DEL EMPALME IGUAL A 50 CM., PARA FIERROS DE 3/8", 60 CM. PARA 1/2" Y 70 CM. PARA 5/8".

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

PROPIETARIOS: SR. WILSON VENTURA FLORES

PROYECTO: VIVIENDA FAMILIAR

PLANO: ALIGERADOS

UBICACIÓN: AMPLIACION CIUDAD NUEVA, CTE 35, MZA 223, LOTE 15

ESCALA: INDICADA

FECHA: NOVIEMBRE 2023

LÁMINA: E-02

DIBUJO: WJQR