

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO
DE EDIFICACIONES EXISTENTES**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

EDUAR EDISON PARIONA PONGO

Lima- Perú

2014

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

Dedicatoria:

A Dios: *Por la fuerza e inspiración que me da siempre para seguir adelante.*

A mis Padres: *Por su Amor, sus consejos y todos sus esfuerzos por darme la mejor educación y un hogar cálido.*

A mis Hermanas: *Por su apoyo incondicional, por sus consejos, por su amor y por qué somos un equipo de toda la vida,*

INDICE

RESUMEN	v
LISTA DE TABLAS	vii
LISTA DE FIGURAS	ix
INTRODUCCIÓN	xi
CAPÍTULO I: MARCO CONCEPTUAL	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 MITIGACIÓN DEL RIEGO SÍSMICO	1
1.3 VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES	3
1.3.1 Métodos Cualitativos	5
1.3.2 Métodos Cuantitativos o Analíticos	5
1.4 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN	6
1.4.1 Aspectos Normativos	7
1.4.2 Programas de Cómputo	9
CAPÍTULO II: INVESTIGACIÓN DE LAS EDIFICACIONES	10
2.1. INTRODUCCIÓN	10
2.2. INVESTIGACIÓN DE ANTECEDENTES	11
2.2.1. Información del Proyecto Original	12
2.2.2. Información de Cambios en la Edificación	12
2.2.3. Información de la Zona del Proyecto	13
2.3. INVESTIGACIÓN DE CONDICIONES ACTUALES	13
2.3.1. INSPECCIÓN SUPERFICIAL O VISUAL	13
2.3.2. Inspección Profunda o Detallada	16
CAPÍTULO III: ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	18
3.1 INTRODUCCIÓN	18

3.2	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO HIROSAWA.....	19
3.2.1	Antecedentes	19
3.2.2	Descripción del Método.....	19
3.2.3	ÍNDICE DE RESISTENCIA ESTRUCTURAL (Is).....	23
3.2.3.1	Subíndice de Comportamiento Estructural E_o	23
3.2.3.2	Subíndice de configuración estructural SD	55
3.2.3.3	Subíndice del deterioro de la edificación T	60
3.2.3.4	Subíndice sísmico del movimiento del terreno G	66
3.2.4	ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA (Iso).....	66

CAPÍTULO IV: PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES..... 72

4.1	INTRODUCCIÓN.....	72
4.2	PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO.....	72
4.3	INVESTIGACION DE EDIFICACIONES.....	73
4.4	EVALUACION PRELIMINAR.....	74
4.5	EVALUACION DETALLADA.....	75
4.6	REVISIÓN DE CONSIDERACIONES INICIALES.....	77
4.6.1	Características Estructurales	77
4.6.2	Peligro sísmico del sitio.....	82
4.6.3	Características de los materiales.....	82
4.6.4	Tipo de Uso u ocupación.....	86
4.6.5	Procesos Constructivos y antigüedad	86
4.7	OBJETIVOS O METAS DEL REFORZAMIENTO	87
4.7.1	Nivel de Peligro Sísmico Probabilístico.....	87
4.7.2	Nivel de Peligro Sísmico Determinístico.....	89
4.8	CONDICIONES DE VULNERABILIDAD EXISTENTE	90
4.8.1	Descripción de los Modelos Estructurales Adoptados.....	90
4.8.2	Análisis Bajo Cargas Gravitacionales.....	91
4.8.3	Análisis Dinámico Modal Espectral.....	91
4.8.4	Análisis Tiempo Historia.....	92
4.8.5	Verificación de Desplazamientos de Sistema Estructural.....	92
4.8.6	Verificación de Resistencia de los Elementos Estructurales.....	93
4.9	SELECCIÓN DEL MÉTODO DE REFORZAMIENTO.....	93

4.9.1	Reforzamiento Simplificado	93
4.9.2	Reforzamiento Sistemático	94
4.9.3	Otras Opciones	95
4.10	DISEÑO DEL REFORZAMIENTO	95
4.10.1	Selección del Método de Análisis.....	95
4.10.2	Esquema de Reforzamiento Preliminar.....	96
4.10.3	Análisis y Diseño de Reforzamiento	96
4.11	VERIFICACIÓN DEL REFORZAMIENTO	97
4.11.1	Verificación de Desplazamientos de Sistema Estructural.....	97
4.11.2	Verificación de Resistencia de los Elementos Estructurales.....	97
4.11.3	Revisión de la Aceptabilidad Económica.....	98
 CAPÍTULO V: APLICACIÓN DE LA PROPUESTA PLANTEADA.....		99
5.1	NTRODUCCIÓN	99
5.2	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	100
5.3	ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE.....	101
5.4	ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES EMPLEADOS DEL SISTEMA EXISTENTE.....	101
5.5	CARGAS VERTICALES.....	102
5.6	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL (MÉTODO HIROSAWA).....	102
5.6.1	Cálculo del Índice de Resistencia Estructural (Is).....	103
5.6.1.1	<i>Primer Nivel de Evaluación</i>	103
5.6.1.2	<i>Segundo Nivel de Evaluación</i>	106
5.6.1.3	<i>Tercer Nivel de Evaluación</i>	108
5.6.2	Conclusiones.....	112
5.6.3	Recomendaciones.....	112
5.7	ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL (CUANTITATIVO)	113
5.7.1	CRITERIO DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	113
5.7.2	Consideraciones Sísmicas.....	114
5.7.3	Programas de Cómputo.....	115
5.7.4	Modelo Estructural Adoptado.....	115
5.7.5	Estimación de Masas.....	116
5.7.6	Estimación de Rigideces.....	117

5.7.7	Revisión de Condiciones Iniciales.....	118
5.7.8	Objetivo de Reforzamiento.....	121
5.7.9	Condiciones de Vulnerabilidad Existente.....	122
5.7.9.1	<i>Fuerzas Globales</i>	122
5.7.9.2	<i>Desplazamiento y Distorsiones Máximas Estimadas</i>	123
5.7.9.3	<i>Combinaciones de Carga</i>	126
5.7.9.4	<i>Normas Empleadas</i>	127
5.7.9.5	<i>Verificación de la Resistencia en Vigas</i>	127
5.7.9.6	<i>Verificación de la Resistencia en Columnas</i>	129
5.7.9.7	<i>Verificación de la Resistencia en Muros</i>	132
5.8	SELECCIÓN DEL MÉTODO DE REFORZAMIENTO.....	136
5.9	DISEÑO DE REFORZAMIENTO.....	137
5.10	VERIFICACIÓN DE REFORZAMIENTO.....	139
5.10.1	Verificación de Rigidez.....	139
5.10.2	Verificación de la Resistencia en Vigas.....	141
5.10.3	Verificación de la Resistencia en Columnas.....	142
5.10.4	Verificación de la Resistencia en Muros.....	144
5.11	Verificación de la Vulnerabilidad Método Cualitativo (HIROSAWA).....	147
	CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	148
6.1	CONCLUSIONES.....	148
6.2	RECOMENDACIONES.....	150
	BIBLIOGRAFÍA.....	152
	ANEXOS.....	155

RESUMEN

Siendo el Perú un país de alta sismicidad, se tiene una necesidad creciente de evaluar la seguridad sísmica de la estructuras de edificios existentes, con el fin de reducir el riesgo sísmico.

El riesgo sísmico depende directamente de la vulnerabilidad y de la peligrosidad sísmica, siendo el primero manipulable por el hombre, por ello esta investigación está orientada a contribuir en la reducción de la misma. Para determinar el grado y nivel de vulnerabilidad que presenta una edificación existe diversos métodos tanto cualitativos y cuantitativos.

Dada la singularidad de cada edificación, antes de comenzar con el análisis de vulnerabilidad propiamente, una de las principales actividades que se necesita para determinar el reforzamiento que necesita una edificación existente es la investigación de su calidad y estado, desde su construcción hasta la actualidad, prestando especial atención a los mecanismos de daño más frecuentes que se dan en los edificios; factores que afectan su apariencia, acciones físicas, mecánicas, químicas, biológicas y/o corrosión del acero de refuerzo; por tanto en esta investigación se expone de forma somera el proceso de investigación de la estructura a evaluar entendiendo su importancia para los análisis siguientes.

En general para determinar el reforzamiento de una edificación se aplica metodologías detalladas implicaría costos muy elevados que en muchos casos no son viables e inclusive inadecuados si se topase con una edificación de baja o hasta no vulnerable, sin embargo, aplicar metodologías simplificadas podría eliminar aspectos importantes para conocer el comportamiento general de una edificación, por ello la propuesta planteada integra ambas metodologías para aprovechar sus ventajas.

Para el método cualitativo, del universo de métodos existentes similares se utilizará el método Hirosawa (Aoyama, 1981), que fue adoptado por el Ministerio de Construcción de Japón, esta metodología tiene tres niveles de evaluación, un nivel con un orden mayor requiere una investigación más detallada y especializada para evaluar la seguridad sísmica.

El método Hirosawa original contempla su utilización para estructuras conformadas por pórticos y muros de concreto armado, por ello dado que es necesario que esta metodología se utilice para edificaciones con la tipología de edificaciones del Perú, es necesario que a esta se le adapte la utilización de muros de albañilería confinada sistema tan común en nuestro país, además dado el antecedente que la Organización Panamericana de la Salud (OPS-2004), ha publicado una adaptación de este método incluyendo este sistema estructural para su primer orden de evaluación, en esta investigación se ha adaptado la albañilería confinada para su segundo nivel de evaluación, realizando una analogía de su adaptación para los sistemas estructural originales e incorporando los parámetros obtenidos de las investigaciones que se realizaron por diversos autores a la albañilería confinada.

Con el método Hirosawa adaptado para el uso de la albañilería confinada, este método lo utilizaremos como una evaluación preliminar para diagnosticar el grado de vulnerabilidad y necesidad de reforzamiento de la estructura evaluada.

Luego se realizara una evaluación cuantitativa para identificar de forma local las posibles deficiencias en las dimensiones y refuerzos de los elementos vigas, columnas y muros de albañilería comparando su capacidad versus la demanda sísmica propuesta por la Norma vigente E-030 (ICG, 2011).

Debido a que la norma vigente (E-030), no presenta un proceso específico para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones existentes, se optó por el procedimiento propuesto por el código FEMA (Federal Emergency Management Agency, 2000), manteniendo el proceso de análisis, verificación y diseño presentados en nuestra norma técnica de edificaciones. Para facilitar este análisis cuantitativo se construirá un modelo matemático tridimensional mediante la utilización de un programa de cómputo. Una vez determinado las zonas vulnerables se realizara un análisis sistemático para obtener un diseño de reforzamiento, el cual seguidamente será verificado utilizando el mismo modelo construido agregando el reforzamiento planteado. Para finalizar se realizara un análisis cualitativo de la edificación reforzada con la finalidad que la edificación reforzada no solo cumpla con los parámetros dados por la norma sino que se estime un buen comportamiento ante un evento sísmico.

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1: Resistencias características de la albañilería Mpa (kg/cm ²).....	39
Tabla 3.2: Valores de ductilidad para el Primer Nivel de Evaluación.....	47
Tabla 3.3: Valores de ductilidad para el Segundo Nivel de Evaluación.....	51
Tabla 3.4: Valores de ductilidad para el Tercer Nivel de Evaluación.....	51
Tabla 3.5: Combinación de los índices sísmicos.....	54
Tabla 3.6: Valores de G_i , $R1_i$ y $R2_i$	56
Tabla 3.7: Valores de α	59
Tabla 3.8: Valores del índice T para el Primer Nivel de Evaluación.....	62
Tabla 3.9: Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias et al., 1987).....	63
Tabla 3.10: Grietas estructurales y Deflexiones (2do Nivel de Evaluación).....	64
Tabla 3.11: Deterioro y Estado Actual (2do Nivel de Evaluación).....	65
Tabla 3.12: Factor (a_g / g), de acuerdo al índice de zona y Tipo de Suelo.....	70
Tabla 4.1: Niveles de Peligro Sísmico según el FEMA.....	88
Tabla 4.2: Niveles de Desempeño Estructural.....	88
Tabla 4.3: Niveles de Desempeño Estructural dados por la Norma E.030.....	89
Tabla 5.1: Cálculo de Pesos Totales por Niveles.....	103
Tabla 5.2: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo).....	103
Tabla 5.3: Cálculo del Índice de Resistencia Estructural (Is).....	104
Tabla 5.4 Cálculo de Pesos Totales por Niveles.....	104
Tabla 5.5: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo).....	105
Tabla 5.6: Cálculo del Índice de Resistencia Estructural (Is).....	105
Tabla 5.7: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo).....	106
Tabla 5.8: Cálculo del Índice de Resistencia Estructural (Is).....	106
Tabla 5.9: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo).....	107
Tabla 5.10: Cálculo del Índice de Resistencia Estructural (Is).....	107
Tabla 5.11: Momentos resistentes de Vigas y columnas.....	108

Tabla 5.12: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo).....	109
Tabla 5.13: Cálculo del Índice de Resistencia Estructural (Is).....	110
Tabla 5.14: Cálculo de Demanda sísmica Iso.....	110
Tabla 5.15: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Existente.....	111
Tabla 5.16: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Proyectada.....	111
Tabla 5.17: Centro de Masas y Rigidez.....	118
Tabla 5.18: Períodos y Frecuencias.....	118
Tabla 5.19: Ratios de Participación de Masa Modal.....	119
Tabla 5.20: Cortante Estático en la Base.....	122
Tabla 5.21: Contribuciones de cada Modo a las Fuerzas Resultantes en la Base.....	123
Tabla 5.22: Comparación de Fuerzas Globales en el edificio.....	123
Tabla 5.23: Desplazamientos y Distorsiones en dirección X-X.....	124
Tabla 5.24: Desplazamientos y Distorsiones en dirección Y-Y.....	125
Tabla 5.25: Verificación de resistencia de Vigas.....	128
Tabla 5.26: Verificación de resistencia de Columnas.....	131
Tabla 5.27: Verificación del Esfuerzo Axial en Muros de Albañilería.....	133
Tabla 5.28: Verificación de resistencia al corte por sismo Severo y Moderado.....	135
Tabla 5.29: Resistencia global al corte de la edificación.....	136
Tabla 5.30: Desplazamientos y Distorsiones en dirección X-X.....	139
Tabla 5.31: Desplazamientos y Distorsiones en dirección Y-Y.....	140
Tabla 5.32: Verificación de resistencia de Vigas (Edificación Reforzada).....	141
Tabla 5.33: Verificación de resistencia de Columnas (Edificación Reforzada).....	143
Tabla 5.34: Verificación de resistencia al corte por sismo Severo y Moderado (Edificación Reforzada).....	145
Tabla 5.35: Resistencia global al corte (Edificación Reforzada).....	146
Tabla 5.36: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Reforzada.....	147

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Notaciones para los Miembro.....	33
Figura 3.2: Relación de esbeltez.....	38
Figura 3.3: Convención de momentos en un Nudo viga columna.....	42
Figura 3.4: Respuesta elástica y elasto-plástico.....	45
Figura 3.5: Deformación vs respuesta inelástica.....	46
Figura 3.6: Regularidad en Planta.....	57
Figura 3.7: Relación Largo-Ancho.....	57
Figura 3.8: Contracción en Planta.....	58
Figura 4.1: Esquema de Reforzamiento de Edificaciones Existentes FEMA 356	76
Figura 4.2: Irregularidad en planta (cont.).....	78
Figura 4.2: Irregularidad en planta.....	79
Figura 4.3: Irregularidad en elevación (cont.).....	79
Figura 4.3: Irregularidad en elevación.....	80
Figura 4.4: Deformación por flexión de un diafragma alargado, con $L/B \geq 4$	81
Figura 4.5 (a): Fallas por corte en Placa de Sótano.....	83
Figura 4.5: Fallas por resistencia. (Cont.).....	84
Figura 4.5 (b): Fallas por corte en Placa de 1er Nivel.....	84
Figura 4.5 (c): Fallas por corte en Placa.....	84
Figura 4.5: Fallas por resistencia.....	84
Figura 4.6: Fallas por Ductilidad y Piso Blando (cont.).....	85
Figura 4.6: Fallas por Ductilidad.....	86
Figura 5.1: Modelo Estructural Adoptado.....	116
Figura 5.2: Estimación de Masas.....	117
Figura 5.3: Modo de vibración 1.....	119
Figura 5.4: Modo de vibración 2.....	120
Figura 5.5: Modo de vibración 3.....	120
Figura 5.6: Espectro de respuesta en dirección X-X.....	121
Figura 5.7: Espectro de respuesta en dirección Y-Y.....	122
Figura 5.8: Desplazamientos en dirección X-X.....	124
Figura 5.9: Distorsiones en dirección X-X.....	125
Figura 5.10: Desplazamientos en dirección Y-Y.....	125
Figura 5.11: Distorsiones en dirección Y-Y.....	126
Figura 5.12: Diagrama de Momentos en Vigas.....	128

Figura 5.13: Verificación de Refuerzo por Flexo compresión y Corte en Columnas.....	131
Figura 5.14: Diagrama de alteración en Columnas.....	132
Figura 5.15: Nombres de Muros (Todos los Niveles).....	132
Figura 5.16: Reforzamiento Ensanche de Columnas y Reemplazo de Muros de Albañilería confinada y Muros de Concreto Armado en el 1er nivel.....	137
Figura 5.17: Reforzamiento Ensanche de Columnas y Reemplazo de Muros de Albañilería confinada del 2do al 5to nivel.....	138
Figura 5.18: Detalle de Anclaje de Columna o Muro Estructural a Columna existente de Concreto Armado.....	138
Figura 5.19: Desplazamientos en dirección X-X	139
Figura 5.20: Distorsiones en dirección X-X	140
Figura 5.21: Desplazamientos en dirección Y-Y.....	140
Figura 5.22: Distorsiones en dirección Y-Y.....	141
Figura 5.23: Verificación de Refuerzo por Flexo compresión y Corte en Columnas.....	143
Figura 5.24: Diagrama de alteración en Columna.....	144
Figura 5.25: Nombres de Muros (Todos los Niveles).....	144

INTRODUCCIÓN

A lo largo del tiempo, en el mundo han ocurrido diversos desastres naturales, mostrándonos su acción catastrófica, causando pérdidas de vidas humanas, materiales, destrucción del medio ambiente y amotinando el ritmo de los procesos productivos y las actividades sociales.

Sin duda, nuestro país presenta una alta actividad sísmica, la cual nos han conducido a realizar diversos estudios con el fin de protegernos de esta amenaza natural, originándose así una política de mitigación de desastres, con el objetivo de reducir el Riego Sísmico, debido a que este depende de la Peligrosidad sísmica y la Vulnerabilidad Sísmica, se ha visto más conveniente estudiar el segundo, puesto que este puede ser modificable por el hombre.

Para la determinación de la vulnerabilidad estructural en caso de sismo, existen diversos métodos, los que se pueden agrupar en los de tipo cuantitativo y en los de tipo cualitativo. Los métodos cuantitativos son generalmente extensiones propias de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas vigentes (Norma E-030 Diseño Sismorresistente), mientras que los métodos cualitativos utilizan características globales de la estructura para calificarla, y por lo general están asociados a criterios de evaluación con índices globales que han sido calibrados con la experiencia de siniestros ocurridos en estructuras existentes. De esta manera permiten identificar el riesgo en términos generales y en algunos casos el nivel de daño.

En el Perú existe un universo muy grande de edificaciones vulnerables a los sismos, debido a diversos factores como; edificaciones construidas con materiales frágiles; edificaciones informales sin control; edificaciones en laderas; una mala configuración estructural; o edificaciones antiguas.

Para la determinación de la vulnerabilidad de una edificación es necesario la investigación de los antecedentes del proyecto, para ello se deberá obtener los documentos existentes de la estructura (planos, memorias, estudios, etc), esto con el fin de conocer las características y parámetros iniciales que se tomaron en

cuenta para la etapa de proyecto y construcción, además de cualquier cambio que se haya tenido a lo largo de la existencia de la edificación.

Los métodos cualitativos nos permiten generar una primera evaluación del estado situacional de las edificaciones, siendo este el que nos indique el grado de necesidad de reforzamiento de una edificación, por esta razón entre los diversos métodos existentes, se debe utilizar el que mejor se adecue a las tipologías y materiales existentes en nuestro país.

Considerando que en la actualidad un gran porcentaje de edificaciones construidas en el Perú utilizan materiales como la albañilería y concreto armado para edificaciones de una altura promedio de hasta 5 niveles, razón por la cual esta investigación será orientada a este tipo de edificaciones, por ello se usará el método Hirosawa en sus tres niveles de evaluación, además a este será necesario agregarle los parámetros necesarios para su uso en edificaciones con presencia de albañilería confinada.

Para el análisis cuantitativo el procedimiento que se empleará será el propuesto por el código FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency), manteniendo el proceso de análisis, verificación y diseño presentados en nuestra norma técnica de edificaciones. Para ello se construirá un modelo matemático tridimensional mediante la utilización de un programa de cómputo. Una vez determinado las zonas vulnerables. Con esto se podrá dar una propuesta de reforzamiento en base a la singularidad de cada edificación, entendiendo que esta propuesta debe verificar el cumplimiento de todas las pautas y recomendaciones impuestas por la normativa vigente, además que al someterse nuevamente al método de vulnerabilidad sísmica de Hirosawa debe estar en un rango aceptable.

CAPÍTULO I

MARCO CONCEPTUAL

CAPÍTULO I: MARCO CONCEPTUAL

1.1 ANTECEDENTES

A lo largo del tiempo, en el mundo han ocurrido diversos desastres naturales, mostrándonos su acción catastrófica, causando pérdidas de vidas humanas, materiales, destrucción del medio ambiente y amotinando el ritmo de los procesos productivos y las actividades sociales.

El último evento sísmico ocurrido en el país fue el 15 de agosto de 2007 cerca de las 18:40 hora local, con una duración de 210 segundos. El epicentro se localizó en las costas a 74 kilómetros al oeste de Pisco. Tuvo una magnitud de 7.0 ML y una intensidad de VII-VIII en la escala de Mercalli (Tavera, Bernal y Núñez, 2007). Dejo 596 muertos, 433 614 dignificados, 48 208 viviendas, 14 establecimientos de salud y 643 aulas destruidas en 4 regiones del país Ica, Lima, Huancavelica y Ayacucho (INDECI, 2008).

Esto, sin duda, es una prueba más de la alta actividad sísmica que presente en nuestro país, y que nos han conducido a realizar diversos estudios con el fin de protegernos de esta amenaza natural, originándose así una política de mitigación de desastres, con el objetivo de reducir el Riesgo Sísmico, el que a su vez depende de la Peligrosidad sísmica y la Vulnerabilidad Sísmica.

1.2 MITIGACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

Por Mitigación del Riesgo Sísmico se entiende "cualquier acción preventiva que se toma antes de la ocurrencia de un fenómeno natural destructivo intentando reducir sus consecuencias". Es decir, son todas las medidas tomadas para incrementar la resistencia y mejorar el comportamiento de los edificios y líneas vitales para la seguridad de las personas y para la reducción de las pérdidas económicas y su impacto social (Sauter, 1996).

Se debe entender que la ocurrencia de un fenómeno natural destructivo como los eventos sísmicos es inevitable, por esta razón la única manera de

protegernos es mediante la mitigación de riesgo sísmico, por ello a continuación presentaremos algunos conceptos de los parámetros que la definen.

Riesgo Sísmico "son las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un terremoto, como resultado de la falla de estructuras cuya capacidad resistente fue excedida por un terremoto".

Peligrosidad Sísmica "es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, provocando efectos adversos a la actividad humana. Estos fenómenos además del movimiento de terreno pueden ser, la falla del terreno, la deformación tectónica, la licuefacción, inundaciones, tsunamis, etc."

Vulnerabilidad Sísmica "es un valor único que permite clasificar a las estructuras de acuerdo a la calidad estructural intrínseca de las mismas, dentro de un rango de nada vulnerable a muy vulnerable ante la acción de un terremoto".

De acuerdo a estas definiciones establecidas podemos reconocer que el riesgo sísmico mantiene una dependencia directa tanto de la vulnerabilidad de la estructura como de la peligrosidad del sitio de emplazamiento, es decir, los elementos de una zona con cierta peligrosidad sísmica pueden verse afectados en diferente medida dependiendo el grado de vulnerabilidad sísmica que tengan, ocasionando un cierto nivel de riesgo sísmico del lugar.

Una forma sencilla de entender lo planteado, es de acuerdo a la siguiente relación:

$$\text{RIESGO} = \text{PELIGROSIDAD} \otimes \text{VULNERABILIDAD}$$

Observamos que para reducir el riesgo sísmico necesitamos reducir la peligrosidad y la vulnerabilidad o al menos uno de estos a continuación se describe cada una de estas alternativas:

Reducción de la Peligrosidad: Siendo este un factor que depende netamente de la naturaleza, no podemos modificarla, en consecuencia la alternativa de solución que tenemos es ubicando nuestras construcciones en lugares adecuados, escogidos mediante estudios de microzonificación los sectores más seguros para uso urbano, es decir edificar las estructuras en zonas lo suficientemente alejadas de las fallas, de rellenos, de zonas de alto potencial de licuefacción, etc., buscando disminuir la posible amplificación de la acción del terremoto.

Reducción de la Vulnerabilidad: Este factor depende de forma directa con la intervención del hombre, pues mide la calidad estructural de las edificaciones para soportar la fuerza generada por la naturaleza, el cual es singular de cada edificación pues relaciona su diseño (este en gran medida debido a la normativa sismoresistente aplicada), construcción, mantenimientos, etc., que a su vez puede ser modificar utilizando algún método de reforzamiento, readecuado, cambio de uso o destino, mejoramiento o hasta demolición para construir una edificación nueva.

Reducción de Peligrosidad y Vulnerabilidad: Esta es la recomendación ideal, es decir construir en los sectores más seguros, con un buen diseño, respetando las normativas sismoresistente, utilizando materiales de buena calidad, con mantenimiento periódicos de la edificación.

De lo mencionado podemos concluir que la mitigación de desastres en el ámbito de la ingeniería, corresponde a su totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento de los edificios ante un evento sísmico. Así para disminuir el riesgo sísmico de edificaciones existentes, nos debemos centrar en disminuir la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, pues la peligrosidad sísmica ya no la podemos modificar.

1.3 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES

A partir de experiencias de terremotos pasados se ha observado que ciertas estructuras, dentro de la misma tipología estructural, experimentan un daño más severo que otras, a pesar de estar ubicadas en la misma zona. Si al grado de

daño que sufre una estructura, ocasionado por un sismo de determinadas características, se le denomina Vulnerabilidad, se puede entonces calificar los edificios en "más Vulnerables" o "menos Vulnerables" frente a un mismo evento sísmico. (Caballero, 2007).

Así mismo, dada la singularidad de las edificaciones, la vulnerabilidad sísmica de una estructura está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño, es decir mientras mejor entendamos la amenaza sísmica existente y conozcamos el comportamiento de los elementos estructurales ante la acción sísmica, definiremos mejor el diseño de nuevas estructuras, del mismo modo en las edificaciones existentes nos permitirá definir mejor los mecanismos y acciones de refuerzo requerido para la reducción de los efectos provocados por los movimientos del terreno.

Las aplicaciones de los estudios de vulnerabilidad en edificaciones, constituyen un importante punto de partida para la toma de decisiones relacionadas con el reforzamiento de las zonas más vulnerables, la rehabilitación o demolición de edificios peligrosos, etc. El primer paso de un estudio de vulnerabilidad consiste en definir su naturaleza y alcance, lo cual está condicionado por varios factores, tales como: el tipo de daño que se pretende evaluar, el nivel de amenaza existente en la zona, la información disponible sobre las estructuras. Cuando todos estos factores se tengan, se prosigue a determinar la Vulnerabilidad de las estructuras por medio del método escogido.

La vulnerabilidad puede ser de dos tipos: la vulnerabilidad estructural y no estructural. Se estudiara la vulnerabilidad estructural de los edificios como parte de un esfuerzo que pretende reducir los riesgos ante un evento sísmico.

Para la determinación de la Vulnerabilidad estructural, existen métodos de análisis cualitativos y cuantitativos o analíticos de distintos grados de complejidad, en concordancia con el objetivo que se persigue al determinarla. (OPS, 2004).

En esta investigación se generara una metodología que desarrolle el proceso cuantitativo para determinar el reforzamiento requerido por una edificación ante

cargas de sismo bajo la normativa del RNE vigente (E.030-2006), incluyendo además la utilización de un método cualitativo que mediante su aplicación nos indique la capacidad resistente actual (condiciones iniciales) y la que se obtendrá luego de un reforzamiento.

1.3.1 MÉTODOS CUALITATIVOS

Los métodos cualitativos utilizan características globales de la estructura para calificarla, y por lo general están asociados a criterios de evaluación con índices globales que han sido calibrados con la experiencia de siniestros ocurridos en estructuras existentes. De esta manera permiten identificar el riesgo en términos generales y en algunos casos el nivel de daño, entre los que se pueden mencionar los propuestos por Hirosawa (1992), Lazares & Ríos (1996), Iglesias (1992), Shiga(1977), Kuroiwa (1992). (OPS, 2004).

Usualmente estos métodos nos permiten realizar una evaluación rápida y sencilla, con el fin de obtener un estimado de la vulnerabilidad de las edificaciones proporcionando con esto la toma de decisiones relacionadas con el reforzamiento, rehabilitación o demolición de edificios peligrosos.

Los métodos cualitativos nos permiten generar una primera evaluación del estado situacional de las edificaciones, siendo este el que nos indique el grado de necesidad de reforzamiento de una edificación, por esta razón entre los diversos métodos existentes, se debe utilizar el que mejor se adecue a las tipologías y materiales existentes en nuestro país. (Fernández y Núñez, 2002).

1.3.2 MÉTODOS CUANTITATIVOS O ANALÍTICOS

Los métodos cuantitativos se basan en el análisis que no por exhaustivo son necesariamente más precisos. Típicamente son extensiones propias de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas modernas (OPS, 2004). Estos métodos son generalmente extensiones propias de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas vigentes, en el Perú se utiliza la Norma E.030-2006 de Diseño Sismorresistente.

La aplicación de estos métodos nos dará como resultado la ubicación de las zonas más vulnerables y que podrían ocasionar un mecanismo de falla de toda la edificación, esto nos permitirá tomar adecuadas decisiones para el mejoramiento de la rigidez y resistencia de la toda la edificación así como de cada uno de sus elementos que sea vulnerables ante un evento sísmico.

1.4 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN

Aplicar metodologías detalladas implicaría costos muy elevados que en muchos casos no son viables e inclusive inadecuados, si se topase con una edificación de baja o hasta no vulnerable, sin embargo, aplicar metodologías simplificadas podría eliminar aspectos importantes para conocer el comportamiento general de una edificación. (Mena, 2002).

Por tal motivo, en esta investigación se propone una guía de evaluación que no se encuentre en ninguno de los dos extremos, sino que las integre tratando de aprovechar las ventajas de cada uno de ellos, para realizar estudios adecuados.

Considerándose que en la actualidad un gran porcentaje de edificios construidos en el Perú utilizan materiales como la albañilería y concreto armado para edificaciones de una altura promedio de hasta 5 niveles, razón por la cual esta investigación será orientada a este tipo de edificaciones.

Para el análisis cualitativo se usara el método HIROSAWA, que fue adoptado por el Ministerio de Construcción de Japón, en la evaluación de seguridad sísmica para utilizarlo en edificios de concreto armado, existentes o dañados, con altura de entre seis y ocho niveles, estructurados con muros o pórticos de concreto armado. Pero que los estudios más recientes han incluido modificaciones para poder aplicarse a edificios mixtos de concreto armado y de mampostería., propuesto en el trabajo de la Organización de los Estados Americanos (OEA), 1993, y recomendado posteriormente por la Organización Panamericana de la Salud (OPS), 2004.

Con la aplicación del método cualitativo mencionado obtendremos un diagnóstico de la vulnerabilidad relativa del sistema estructural y la necesidad o no de un estudio más detallado es decir utilizar la metodología cuantitativa desarrollada en esta investigación.

Con respecto al desarrollo del método cuantitativo, consiste básicamente en la verificación de la rigidez global del sistema estructural y capacidad resistente de cada uno de sus elementos como son las vigas, columnas, muros de concreto armado y muros de albañilería confinada, determinándose así su vulnerabilidad con el cumplimiento de estos ante un sismo solicitado por las normativa sismorresistente (Norma E.030) que rige en el Perú desde el 2 de Abril del 2006, y que establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento acorde con los principios señalados.

El desarrollo de la metodología cuantitativa se realizara utilizando programas de cómputo de análisis estructural y diseño de edificaciones que existen en la actualidad, este además algunos aspectos normativos principales que se utilizaran se describirán a continuación.

1.4.1 ASPECTOS NORMATIVOS

La metodología desarrollara el proceso cuantitativo para determinar el reforzamiento requerido por una edificación ante cargas de sismo demandada por la Norma E.030, por lo que a continuación presentamos algunos de los principales alcances que utilizaremos.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

I. FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas.

- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables

II. FACTOR DE IMPORTANCIA Y CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

La norma establece que cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a ciertas categorías indicadas, relacionando estas con un coeficiente de uso e importancia, definido para elevar la demanda sísmica, esto con el fin de asegurar estructuras que pueden ser vitales, se usará según la clasificación siguiente:

Categoría A:	Edificaciones Esenciales
Categoría B:	Edificaciones Importantes
Categoría C:	Edificaciones Comunes
Categoría D:	Edificaciones Menores

III. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La norma establece que las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica, esta clasificación depende de la magnitud de discontinuidades horizontales y verticales que presenta cada edificación .

IV. ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS

La norma establece que para el diseño y verificación de las edificaciones se deberá usar los resultados obtenidos del análisis dinámico, que podrá realizarse

mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

1.4.2 PROGRAMAS DE CÓMPUTO

Debido a que una de las principales dificultades que se da en el proceso de análisis, diseño o verificación estructural, es el tiempo que demanda realizarlas, convirtiéndose en procesos exhaustivos. Por lo que en esta propuesta se hará uso del programa de cómputo ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System). Este es un programa para el análisis, verificación y diseño estructural de edificaciones.

El desarrollo de la metodología planteada comprende desde el procesamiento geométrico y numérico en el programa, se propondrá el correcto modelaje e introducción de datos al programa, en el cual se introducirá las características geométricas, las propiedades de cada material, las cargas actuantes gravitatorias y de sismo establecidas por las normas vigentes, con esto se verificara de la rigidez global del sistema estructural y capacidad resistente de cada uno de sus elementos como son las vigas, columnas, muros de concreto armado y muros de albañilería confinada.

CAPÍTULO II

INVESTIGACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

CAPÍTULO II: INVESTIGACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

2.1. INTRODUCCIÓN

Una de las principales actividades que se necesita para determinar el reforzamiento que necesita una edificación existente es la investigación de su calidad y estado, desde su construcción hasta la actualidad, prestando especial atención a los mecanismos de daño más frecuentes que se dan en los edificios; factores que afectan su apariencia, acciones físicas, mecánicas, químicas, biológicas y/o corrosión del acero de refuerzo; y como consecuencia de estas acciones, los defectos o daños que pueden exhibir una estructura, también pueden obedecer a uno o varios de los siguientes factores o fallas; como por ejemplo concepción y diseño del proyecto, materiales, proceso de construcción, operación (uso, abuso o cambio de uso), y/o mantenimiento.

Esta etapa constituye el fundamento para acertar en el diagnóstico, y como consecuencia en el mejoramiento o reforzamiento de la edificación, una investigación apropiada garantiza el éxito de los procesos de intervención en la estructura, se debe tener en cuenta que una misma manifestación de daño puede asociarse a razones diferentes debido a la naturaleza de las mismas, esto implica que la inapropiada interpretación del funcionamiento estructural puede llevar a un equivocado diagnóstico y por lo mismo, a unos inadecuados procesos de intervención, lo mismo sucede si el profesional que diagnostica no está debidamente capacitado.

Se realizara una investigación de los antecedentes y de las condiciones actuales, de tal modo que este proceso se realice de manera sistemática y ordenada, es decir mediante una serie de pasos secuenciales, que a su vez permita emitir un pronóstico del comportamiento de la estructura, bajo las condiciones esperadas en el futuro (recomendaciones del R.N.E.).

La investigación de las edificaciones, son trabajos muchas veces complejos, que obligan a la especialización y demandan la necesidad de trabajar con especialistas en diversos campos de la Ingeniería y la Tecnología, pero principalmente geotecnia; control de calidad y patología del concreto;

estructuras; y construcción. Desde luego, estos trabajos no sólo incluyen elementos técnicos; sino también, aspectos de durabilidad, funcionalidad, estética, seguridad y comportamiento en servicio. (Cisneros y Sorto, 2008).

En la investigación de los antecedentes del proyecto, se deberá obtener los documentos existentes de la estructura (planos, memorias, estudios, etc.), esto con el fin de conocer las características y parámetros iniciales que se tomaron en cuenta para la etapa de proyecto y construcción, además de cualquier cambio que se haya tenido a lo largo de la existencia de la edificación.

Para la investigación de las condiciones actuales, se deberá realizar una inspección visual y superficial para dar una valoración de la suficiencia estructural y funcional, posteriormente se realizara un procedimiento de evaluación que combine técnicas especiales de inspección (mediciones, auscultación y/o exploración); y ensayos (según necesidades) de los mismos.

Cabe recalcar que correcta realización de estas investigaciones es muy importante, pues será la que nos brinde resultados concluyentes de situación que está experimentando la estructura (cargas estáticas) y que nos conducen a establecer la necesidad de realizar estudios más profundos para su valoración para eventos futuros (cargas sísmicas), o bien decidir que la edificación se encuentra en condiciones tan desfavorables que no justifica una restauración y reforzamiento económicamente razonable.

2.2. INVESTIGACIÓN DE ANTECEDENTES

Como punto de partida de cualquier revisión o evaluación de una estructura existente, se debe obtener toda la información general que sea posible, acerca del proyecto y construcción, los cambios post construcción, estado de mantenimiento, en fin toda información existente de la edificación a evaluar.

La finalidad de este paso es obtener toda la documentación de la edificación, y de este modo conocer la historia de vida de la edificación, para ello recomienda revisar como mínimo la siguiente información:

2.2.1. INFORMACIÓN DEL PROYECTO ORIGINAL

Consiste en la revisión completa de los documentos existentes del proyecto original (memorias, planos, cálculos y estudio de suelos), con el objeto de conocer las características físicas y mecánicas consideradas para su diseño, esto comprenderá la revisión de los siguientes documentos:

- Estudio de Suelos.
- Planos de Arquitectura.
- Planos de Estructuras.
- Planos de Instalaciones.
- Memorias de cálculo de la estructura.
- Especificaciones de materiales.
- Cuaderno de obra. (Para verificar cambios o eventos ocurridos en obra).

En esta fase del estudio, también es indispensable establecer bajo que versión de la normativa se hicieron los diseños y las especificaciones, para hacer las comparaciones del caso con la versión vigente. (Cisneros y Sorto, 2008).

En el caso de no encontrar parte o nada de la información, se deberá realiza un levantamiento de la información faltante, considerando prioritariamente las dimensiones generales del edificio, los detalles de los materiales que constituyen los elementos resistentes a fuerzas laterales y su geometría, y de ser el caso recurrir a ensayos no destructivos, a localizaciones del acero de refuerzo (mediante exploración por remoción de recubrimientos o uso de localizadores de barras), etc.

2.2.2. INFORMACIÓN DE CAMBIOS EN LA EDIFICACIÓN

Consiste en la revisión de las remodelaciones, usos, rehabilitaciones, mantenimientos, y cualquier trabajo que haya comprometido cambios en las características de la estructura construida inicialmente, que se ha dado a lo largo de su vida útil, esto comprenderá la revisión de los documentos utilizados en estos trabajos como planos y memorias y de ser el caso testimonios de personas que participaron en dichos eventos.

2.2.3. INFORMACIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO

Consiste en la revisión de toda la documentación existente de las zonas donde se ubica el inmueble en estudio, esto comprenderá en la búsqueda de información siguiente:

- Localización geográfica.
- Condiciones geológicas.
- Microzonificación sísmica.
- Condiciones Climatologías y Ambientales.
- Antecedentes sísmicos u otro desastre natural.

Esta información presenta variaciones mínimas en el tiempo de vida de la edificación, por lo tanto las condiciones usadas para el diseño inicial son prácticamente las mismas que las actuales, en consecuencia si es que no se tuviera esta información, bastaría con investigar las condiciones actuales.

2.3. INVESTIGACIÓN DE CONDICIONES ACTUALES

Una vez revisado toda la información en la fase de antecedentes, se deberá realizar una comparación de lo que se planteó en el proyecto original, además de los cambios que se realizaron en su trayecto de vida útil, con lo que se encontrara en la actualidad, para ello se realizara en primera instancia una inspección superficial o visual y posteriormente una inspección profunda o detallada.

2.3.1. INSPECCIÓN SUPERFICIAL O VISUAL

Este paso constituye la visita técnica a la edificación en estudio, en la cual mediante una inspección visual se deberá evaluarse las diversas partes de la estructura señalando los defectos y daños más importantes, además se deberá verificar la información obtenida en la investigación de los antecedentes como el uso, geometría, distribución, etc.

El objetivo principal de la inspección ocular, es el de conocer el estado en el cual se encuentra el sistema estructural de la edificación en condiciones de servicio y el estado de conservación de la misma. Entre los aspectos que deben ser evaluados durante la inspección, se encuentran las posibles deflexiones de losas y vigas, el agrietamiento de los elementos resistentes y de tabiquería, el deterioro de los materiales que constituyen la estructura, así como el estado de los nodos y de los apoyos de los elementos. (Fernández y Núñez, 2002).

Algunos de los daños más comunes que podemos encontrar al inspeccionar la superficie de una edificación son:

- Meteorización (acción del sol, viento lluvia u otros).
- Cultivos Biológicos.
- Eflorescencias.
- Descoloración y Manchados.
- Humedad.
- Fisuras.
- Grietas.
- Deflexiones.
- Desplomes.
- Fracturas y aplastamientos.
- Evidencia de ataques químicos.
- Descascaramiento.
- Corrosión del acero de refuerzo u otros materiales, etc.

Adicionalmente se recomienda verificar también algunas características generales, que se han considerado en la etapa de diseño inicial, y que nos orientaran mejor en el proceso de evaluación, entre las características que deben ser verificadas para ser tomadas en cuenta se tienen:

De la edificación:

- Uso de la edificación.
- Configuración en planta.
- Configuración en elevación.

- Existencia de juntas en la estructura.
- Materiales Predominantes.
- Sistema estructural Predominante en ambas direcciones.
- Estado de elementos estructurales principales.
- Concentración de masas.
- Formación de columnas cortas, etc.

De la Zona de emplazamiento:

- Características del suelo de fundación.
- Taludes Vecinos o posibilidades de deslizamiento.
- Posibilidades de licuación.

De no existir parte o nada de la información antecedente, es aconsejable que en esta etapa se realice un levantamiento exhaustivo de la geometría y de los materiales que constituyen los elementos resistentes a fuerzas laterales.

Una vez revisado minuciosamente todos los aspectos presentados en toda la edificación, el evaluador estará en la capacidad de brindar un resultado concluyente de las condiciones generales de la edificación, si se detectaron problemas estructurales, o si existe riesgo para su estabilidad. Esto, permitirá establecer si se requieren o no acciones correctivas para reparar las condiciones existentes o en el peor de los casos la necesidad de rehacer parte o toda la estructura.

Se debe tener en cuenta que esta recomendación es para realizar la reparar del deterioro o ciertos daños presentes en la edificación ante las condiciones estáticas actuales, pero no indicara si requiere un reforzamiento de la estructura por cargas futuras y/o eventuales como los sismos, para ello se deberán realizar estudios más detallados, respetando los requerimientos y el cumplimiento de la normativa vigente, la cual veremos más adelante.

Por último, se debe identificar si es necesario o no adelantar una investigación detallada. Sobre este aspecto, deben especificarse los objetivos, los datos adicionales y la información requerida, para satisfacer los objetivos propuestos.

También, es importante indicar el tiempo y el costo requeridos para la investigación detallada. (Cisneros y Sorto, 2008).

2.3.2. INSPECCIÓN PROFUNDA O DETALLADA

Esta es la etapa final de la investigación de la edificación, la cual tiene como objetivo obtener las correctas características y propiedades de los materiales existentes y en condiciones actuales de la edificación y de requerirse sus características dinámicas.

Para ello se recomienda realizar en lo posible ensayos no destructivos, y solo en caso de que sea necesario, realizar ocultaciones y extraer muestras (núcleo y polvo), para ser analizadas en el laboratorio, para lo último se debe tener especial cuidado en no afectar las zonas resistentes, por lo que se recomienda ser realizados y/o supervisados por un especialista.

Los principales materiales que se investigaran, son el concreto, el acero de refuerzo y la mampostería, donde cada una de estas cuenta con procedimientos recomendado y en algunos casos ya establecidos, en las cuales se indica o recomienda utilizar ciertos ensayos, además de la forma y cantidad de muestra que se debe extraer para un correcto análisis de estas.

A continuación presentamos algunas de las pruebas no destructivas más usualmente empleadas:

- Localizados de Barras y recubrimiento (Pachometro).
- Martillo de rebote o esclerómetro (ASTM C 805).
- Resistencia a la penetración, pistola de Windsor (ASTM C 803).
- Velocidad de pulso ultrasónico (ASTM C 597).
- Medidor de humedad (ASTM D 3017).

Una vez obtenido la data y/o las muestras de campo, se realizara el ensayo y el análisis de las muestras, en las cuales dependiendo de los objetivos y el alcance de la investigación detallada, se pueden realizar los siguientes ensayos:

Ensayos físicos.

- Dimensiones
- Peso
- Densidad
- Absorción capilar
- Porosidad abierta
- Permeabilidad
- Análisis térmico

Ensayos mecánicos.

- Ensayo de resistencia a la compresión.
- Ensayo de resistencia a la flexión.
- Ensayo de resistencia a la tracción.

Ensayos químicos.

- Contenido aproximado de cemento.
- Determinación del frente de carbonatación.
- Contenido de sales de sodio.
- Contenido de sales de potasio.
- Contenido aproximado de sulfatos.

Ensayos biológicos.

- Contenido aproximado de materia orgánica.
- Desarrollo de cultivos microbiológicos.

Una vez concluido todo este proceso, se habrá determinado las dimensiones y geometría de los elementos; así como, los ensayos a la estructura y los materiales, es conclusión, dispondremos de la data necesaria para realizar una evaluación de vulnerabilidad estructural con el objeto de determinar la capacidad real que tiene la estructura para tolerar cargas sísmicas.

CAPÍTULO III: ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen los criterios y procedimientos para realizar una evaluación preliminar de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones, para ello y teniendo en cuenta el carácter preliminar de este estudio, se ha escogido el uso de métodos cualitativos, recomendando el uso de los métodos cuantitativos para una etapa posterior en sistemas considerados vulnerables después de este estudio.

Los métodos cualitativos nos permiten generar una primera evaluación del estado situacional de las edificaciones, siendo este el que nos indique el grado de necesidad de reforzamiento de una edificación, por esta razón entre los diversos métodos existentes, se debe utilizar el que mejor se adecue a las tipologías y materiales existentes en nuestro país. (Fernández y Núñez, 2002)

Considerando que en la actualidad un gran porcentaje de edificaciones construidas en el Perú utilizan materiales como la albañilería y concreto armado para edificaciones de una altura promedio de hasta 5 niveles, razón por la cual esta investigación será orientada a este tipo de edificaciones, por ello se usará el método Hirosawa modificado.

Para evaluaciones a nivel preliminar en el método Hirosawa modificado, los estudios más recientes han incluido modificaciones para poder aplicarse a edificios mixtos de concreto armado y de mampostería. Esto con el fin de aplicarse a las tipologías y materiales existentes en los países latinoamericanos, especialmente en Perú, México, Chile y Ecuador, propuesto en el trabajo de la Organización de los Estados Americanos (OEA), 1993, y recomendado posteriormente por la Organización Panamericana de la Salud (OPS), 2004.

CAPÍTULO III
ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA
VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

3.2. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO HIROSAWA.

3.2.1. ANTECEDENTES

El cálculo de la vulnerabilidad estructural a partir del índice estructural de Hirosawa (1992) de segundo orden, puede situarse como un método capaz de predecir el riesgo y daño del edificio y que fue calibrado basado en la experiencia Japonesa frente a los eventos sísmicos. (UNI-CISMID, 1997).

Este método, fue propuesto originalmente para utilizarlo en edificios de concreto armado de altura media, existente y/o dañada, con altura de entre seis y ocho niveles, estructurados con muros o pórticos de concreto armado. Los estudios más recientes han incluido modificaciones para poder aplicarse a edificios mixtos de concreto armado y de mampostería.

Un ejemplo de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios algo más completo es la propuesta en el trabajo de la OEA, 1993, utilizado para el manejo de peligros naturales. En este trabajo la evaluación de la vulnerabilidad estructural utiliza la metodología propuesta por Hirosawa que está oficialmente aceptada en Japón por el Ministerio de Construcción para la evaluación de la seguridad sísmica de edificios existentes o dañados, introduciendo algunas modificaciones para poder aplicarse a las tipologías y materiales existentes en los países latinoamericanos es decir edificios mixtos de concreto armado y de mampostería, especialmente en Perú, México, Chile y Ecuador. (Mena, 2002).

3.2.2. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Teniendo en cuenta la filosofía de diseño sismorresistente, según los cuales, aun cuando el edificio sea sometido a un sismo severo, no debe colapsar, ni causar pérdidas de vidas humanas y debe considerarse el hecho de que los residentes puedan salir a tiempo del edificio, el objetivo de este método es expresar la seguridad sísmica de la estructura cualitativamente mediante una comparación numérica entre un índice de resistencia y otro de demanda sísmica, dando así una posición concluyente del estado de la seguridad sísmica de la edificación, teniendo

en cuenta siempre el juicio, determinación y criterio del ingeniero que se encuentre evaluando.

El método consta de tres niveles de análisis, cada uno de ellos más preciso según el orden, basados primordialmente en el estudio del comportamiento y resistencia de los sistemas estructurales.

El método de primer orden permite la evaluación para determinar un diagnóstico del riesgo sísmico del sistema estructural basado en la geometría de los elementos estructurales. La propuesta recomendada por la Organización Panamericana de la Salud en el 2004, nos presenta el método Hirosawa modificado para la evaluación de edificaciones mixtos de concreto armado y albañilería en este nivel.

El método de segundo orden se basa en la estimación de la resistencia última de la estructura asumiendo un comportamiento de edificio cortante para el sistema estructural. Esto presume que debido a la existencia de un diafragma rígido (losa aligerada) el mecanismo de colapso será fallando primero los elementos más frágiles y último los más dúctiles al momento de alcanzar la capacidad máxima del sistema calculado a partir de un análisis espectral del sistema.

El método considera también la geometría y morfología del sistema así como el nivel de daño existente, deterioro en el tiempo del sistema estructural e influencia de las condiciones locales de la zona donde se encuentre el edificio.

El método de tercer orden considera exactamente los mismos criterios presentados en el método de segundo orden con el adicional de la consideración del mecanismo real de falla del sistema estructural evaluado a partir del análisis tiempo historia y condiciones de no-linealidad material de la estructura. Está dirigido a aquellas edificaciones cuyas vigas son solo suficientemente resistentes de tal forma que pueden desarrollar articulaciones plásticas (vigas débiles).

Teniendo en cuenta los objetivos de esta investigación, se ha considerado en este estudio el uso de los tres niveles de evaluación del método Hirosawa, considerando además que de acuerdo a los resultados obtenidos en dicha

evaluación se recomendará una evaluación cuantitativa para determinar el reforzamiento necesario de la edificación si fuera necesario.

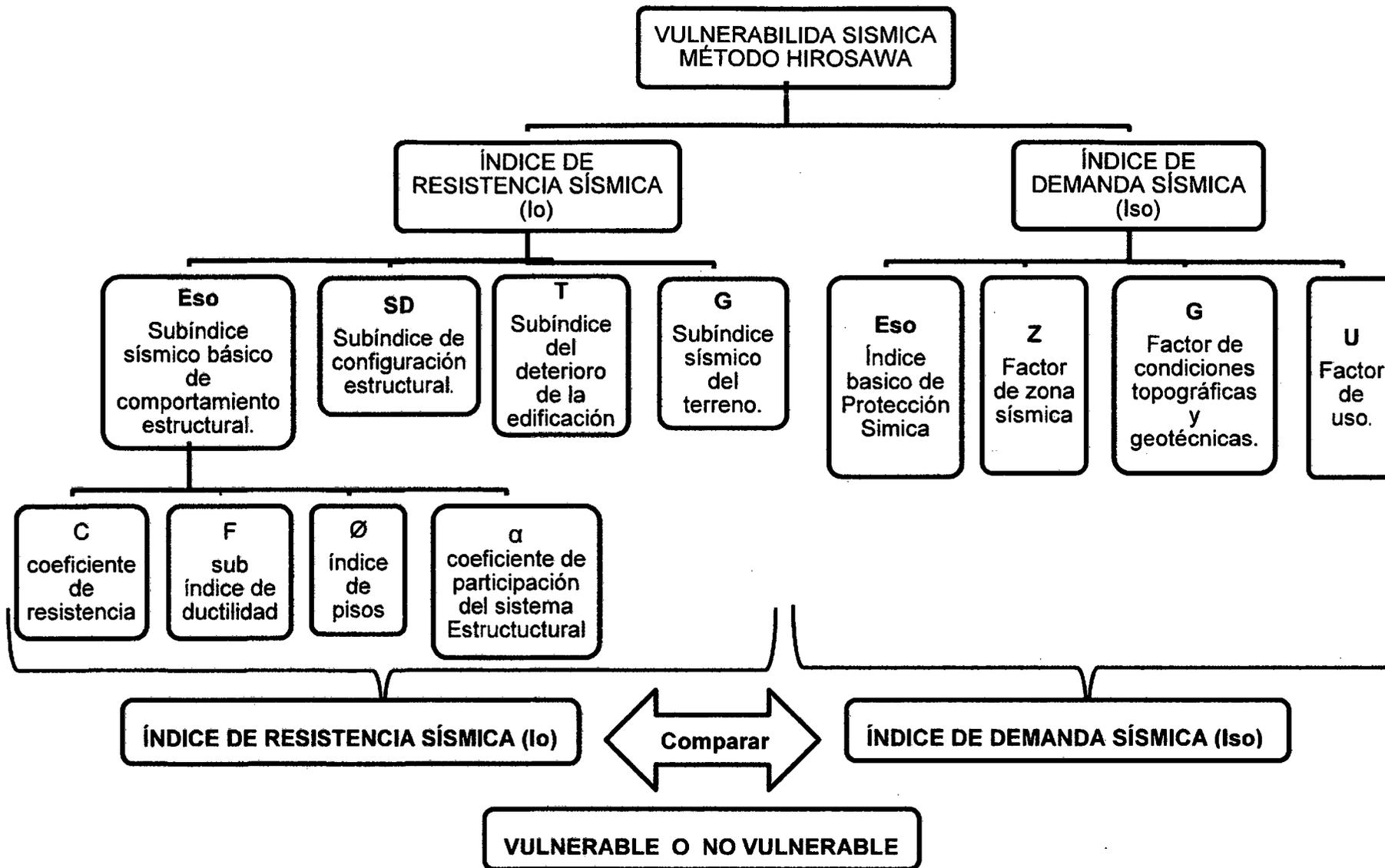
Uno de los objetivos de esta investigación es generar una propuesta para utilizar este método en las edificaciones mixtas de concreto armado y de albañilería, por tanto para el primer nivel se utilizará el trabajo propuesto por la OPS desarrollado para este tipo de edificaciones, en tanto para el segundo y tercer nivel introduciremos al método expresiones y factores para considerar la albañilería confinada y la parcialmente o no confinada, esto será de forma análoga a como se propusieron las expresiones y factores en el método original para las columnas y muros de concreto armado. Para lograr este propósito utilizaremos información obtenida por diversos autores, mediante ensayos y pruebas realizadas a la albañilería en nuestro país, además de las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

En general para determinar la vulnerabilidad sísmica de una edificación mediante el uso del método Hirosawa en sus tres niveles de evaluación, la comparación se hace calculando dos índices. Estableciendo que la edificación es segura sísmicamente cuando el índice correspondiente a la resistencia provista por el edificio (I_s) es mayor que la resistencia demandada (I_{so}). (Mena, 2002).

i) Si $I_s \geq I_{so}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.

ii) Si $I_s < I_{so}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico y, por lo tanto, se considera como inseguro.

A continuación se muestra un esquema del procedimiento a seguir para determinar dicha vulnerabilidad.



3.2.3. ÍNDICE DE RESISTENCIA ESTRUCTURAL (I_s)

El análisis del comportamiento estructural esta hecho considerandos cuatro factores traducidos también en sub índices sísmicos, estos son: el comportamiento estructural propiamente, el cual considera la resistencia horizontal ultima y la ductilidad de la estructura; la distribución en planta y en perfil de los elementos estructurales, distribución de rigidez y fuerzas; el tiempo de deterioro del edificio; y las condiciones del terreno sobre el cual está ubicado el edificio, aun cuando en esta propuesta este último factor no está bien investigado debido a la dificultad de su evaluación. (Vera, 1998).

En general el cálculo del índice (I_s), representa el comportamiento de resistencia global de un entrepiso, depende de cuatro factores que se evalúan a partir de las características de la estructura, mediante la siguiente ecuación:

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \cdot G \dots\dots\dots (3.1)$$

Donde:

- E_0 = Subíndice sísmico básico de comportamiento estructural.
- S_D = Subíndice de configuración estructural.
- T = Subíndice del deterioro de la edificación.
- G = Subíndice sísmico del movimiento del terreno.

A continuación presentaremos un resumen de las características y criterios para determinar el valor de cada sub índice.

3.2.3.1 Subíndice de Comportamiento Estructural E_0 .

El término E_0 se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso teniendo en cuenta el comportamiento en la resistencia última, tipo de falla y ductilidad de la estructura. Esta resistencia se calcula para cada dirección de la planta mediante la suma de la resistencia al corte de muros y/o columnas y vigas de acuerdo al caso y nivel de evaluación, reduciendo esta resistencia por un factor (α_i) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los

elementos sismorresistente, como por ejemplo columnas cortas o muros de albañilería, reforzados o no, si se comparan con muros o columnas de concreto armado. (OPS, 2002).

Toda edificación está constituida por diversos elementos estructurales, cada una con diferente capacidad para resistir efectos como: cargas axiales, flexión, cortante, torsión, etc., sin embargo ante un evento sísmico, una de las principales características que se debe prever en cada elemento es su capacidad de deformación, siendo esta razón por la cual se considera un subíndice sísmico de ductilidad.

De acuerdo a la capacidad de deformación que posee cada elemento de la estructura, estos se clasificarán en elementos dúctiles; capaces de resistir varios ciclos de deformación; frágiles, pocas o muy leves deformaciones; muy frágiles, aquellos que fallan con mínimas deformaciones, en general la ductilidad es inversamente proporcional a la rigidez, por lo que elementos muy frágiles nos proporcionan rigidez alta, pero debido a su poca capacidad de deformación son por lo general elementos que fallan primero ante la acción de las cargas laterales. Si estas son las condiciones el método las toma en cuenta, reduciendo adecuadamente la resistencia de los miembros dúctiles para cuando se produzca la falla de los miembros frágiles de acuerdo a ecuaciones empíricas, de manera que la existencia de los miembros muy frágiles como columnas cortas y elementos de albañilería no confinada, pueden considerarse como una condición crítica de la seguridad, ya que puede provocar el colapso local aun cuando el edificio no sea afectado en su totalidad. (Vera, 1998).

Por tanto la expresión más simple que define el índice sísmico básico E_0 es proporcional al producto de un índice de pisos (\emptyset); del coeficiente de resistencia (C) y del de ductilidad (F).

$$E_0 = \emptyset \cdot C \cdot F \dots\dots\dots (3.2)$$

Esta ecuación postula que la capacidad sísmica de un piso puede ser evaluada a partir del producto de índice de fuerza y el índice de ductilidad, modificada por un índice de pisos. Cuando un piso se compone de grupos de elementos verticales que tienen diferentes características de deformación, la expresión para E_0 se hace

más complicada que la ecuación (3.2). Si suponemos que un nivel se compone de miembros que tienen similares características de deformación, la cortante resistente en dicho nivel dividido por el peso total de la construcción superior incluyendo el nivel de evaluación, dará el correspondiente coeficiente de cortante en el nivel, siendo este el índice de fuerza C en la ecuación. (3.2).

En general toda edificación contiene elementos de diferentes características de deformación, por tanto para el cálculo de E_o , todo elemento o subestructura serán clasificados de acuerdo a su tipo de fallas y su resistencia al cortante último. El primer y segundo nivel de evaluación del método se basa en la suposición de que la resistencia de las vigas es lo suficientemente alta, por tanto se consideraran solo los miembros estructurales verticales como elementos resistentes, los cuales deben clasificarse en alguna de las categorías siguientes:

- **Columnas cortas de concreto armado.** Son todas las columnas en las que la relación h_o/D , entre la altura libre (h_o) y el ancho de la sección transversal (D), es igual o menor que 2. El comportamiento sísmico de estas columnas está controlado por una falla de corte frágil que se caracteriza por el reducido nivel de deformación inelástica en el que se alcanza la resistencia. Para establecer la altura libre se debe considerar la presencia de los elementos arquitectónicos que reducen la altura de la columna en la medida en que no se aislen de ella.
- **Columnas de concreto armado.** Son todas las columnas en las que la relación h_o/D es mayor que 2.
- **Muros de concreto armado.** Son los elementos de concreto armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.
- **Muros relleno de albañilería.** Son aquellos muros de albañilería, normalmente con escaso o ningún refuerzo, ubicados en el interior de los vanos de la subestructura resistente (pórticos) sin aislarlos de ella.
- **Muros de albañilería confinada.** Son aquellos muros de albañilería que se encuentre enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concreto armado

verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras), aceptándose la cimentación de concreto como elemento de confinamiento horizontal para el caso de los muros ubicados en el primer piso.

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la fundación; no se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso como son: parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismorresistente.

En el tercer nivel de evaluación se hace el análisis de los miembros estructurales verticales, basado en un mecanismo de colapso estático, Y está dirigido a edificaciones cuyas vigas son solo lo suficientemente resistentes de tal forma que pueden desarrollar articulaciones plásticas (vigas débiles), esto implica el análisis de vigas.

Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para atender la menor capacidad de deformación inelástica y capacidad de disipación de energía que presentan algunos elementos, como por ejemplo las columnas cortas y los muros de albañilería de relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos. (OPS, 2004).

En todos los niveles de evaluación los elementos estructurales resistentes a las cargas laterales serán agrupados en un máximo de tres grupos de acuerdo a su ductilidad, adicionalmente para cada grupo se adoptara el coeficiente único de ductilidad (F), siendo este el menor valor de ductilidad de los elementos que componen cada grupo.

El método Hirosawa considera dos casos para el cálculo del sub índice E_o , cuando la edificación no presenta elementos frágiles, y cuando si los presenta, dándonos fórmulas para el cálculo en cada caso.

Cuando la edificación no presenta elementos frágiles las formulas (3.3) y (3.4) son usadas simultáneamente, siendo E_o el mayor valor resultante, la ecuación (3.3)

expresa el valor E_o cuando el grupo más dúctil llega a la falla y la ecuación (3.4) expresa el valor E_o cuando el grupo menos dúctil llega a la falla primero.

$$E_o = \emptyset \cdot \sqrt{(C_1 F_1)^2 + (C_2 F_2)^2 + (C_3 F_3)^2} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$E_o = \emptyset \cdot (C_1 + \alpha_2 * C_2 + \alpha_3 * C_3) \cdot F_1 \dots \dots \dots (3.4)$$

Donde:

\emptyset : Índice de piso.

C_i : Índice de resistencia asociado a un grupo de elementos.

F_i : Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales.

α_i : Factor de combinación de índices sísmicos.

Cuando la edificación presenta elementos frágiles, estos elementos se agrupan en un grupo aparte, para lo cual se debe evaluar la cantidad y magnitud de afectación o influencia de estos sobre la edificación, pues puede darse el caso que su falla no produzca colapso del edificio, pues este puede resistir con los otros elementos verticales y más bien puede ignorarse, evaluándose E_o con las ecuaciones del primer caso. Para cuando el grupo de elementos frágiles sea representativo el sub índice E_o se calcula de acuerdo a lo siguiente:

Sin embargo, si hay elementos de corte que son críticos portadores de carga, como columnas y muros de albañilería confinada, el valor de los elementos de la ecuación (3.4) debe ser utilizado con $F_1 = 1.0$.

Cuando la estructura contiene columnas extremadamente frágiles que son críticos elementos de soporte de carga, el valor de E_o de la ecuación (3.4) se puede utilizar con $F_1 = 0.8$. Cuando la estructura contiene columnas extremadamente frágiles que sin embargo, no son elementos que llevan carga crítica, puede usarse el mayor de los valores de E_o a partir de las ecuaciones (3.3) y (3.4), dejando de lado los elementos extremadamente frágiles. Sin embargo, si en este caso el edificio contiene algunos elementos de corte que lleva la carga crítica, sólo el valor dado por la ecuación ecuaciones (3.4) puede ser comparado con el considerando columnas extremadamente frágiles.

I. Índice de Pisos (\emptyset)

De acuerdo a las investigaciones realizadas en Japón, se tiene que para una estructura idealizada en el rango elástico y de n grados de libertad, que tiene una distribución uniforme de masa y alturas de piso, y que además tiene una forma de modo lineal, el coeficiente de corte en el i -ésimo nivel, C_i , se puede obtener en función de la ductilidad C_e , como:

$$C_i = \frac{3(n+i)}{2(2n+1)} \cdot C_e \dots\dots\dots (3.5)$$

Por lo tanto, el índice de plantas se define como

$$\emptyset = \frac{3(n+i)}{2(2n+1)} \dots\dots\dots (3.6)$$

Esta expresión puede utilizarse cuando los supuestos mencionados anteriormente son razonablemente ciertos, en particular, cuando la forma del modo fundamental está razonablemente cerca de una línea recta, tanto en los rangos elásticos e inelásticos. Las estructuras con pórticos de vigas débiles y columnas fuertes, o con muros de cortante de flexión o balanceo, son adecuados para el uso de la ecuación. (3.6), esta expresión será usada para el 3er nivel de evaluación.

Una definición modificada del índice de pisos considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i , cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio por sobre el nivel considerado.

\emptyset = coeficiente de corte basal / coeficiente de corte del piso i

Esto nos conduce a una expresión más conservadora.

$$\emptyset = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \dots\dots\dots (3.7)$$

El uso de esta expresión es recomendado para el tipo de estructura que no cumplen con la suposición relevante a la forma del modo lineal, por ello se usara para el 1er y 2do nivel de evaluación.

II. Índice de Resistencia (Ci)

Primer Nivel De Evaluación

La Organización Panamericana de la Salud, recomienda el uso del método Hiroswa introduciendo algunas modificaciones para el primer nivel de evaluación, para que dicha metodología sea válida para las tipologías y materiales constructivos utilizados en los países latinoamericanos, en ella presenta algunas expresiones para el cálculo de los índices de resistencia (Ci), los cuales se han determinado considerando las características de refuerzo de los muros de concreto armado construidos en Chile (cuantía y modalidad de refuerzo).

Las ecuaciones usadas son:

$$C_{mar} = \frac{0.6 \cdot 0.85 \cdot \tau_0 \cdot \sum A_{mar}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \dots\dots\dots (3.8)$$

$$C_{sc} = \frac{f'_c}{200} * \frac{15 \cdot \sum A_{sc}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \dots\dots\dots (3.9)$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 \cdot (0.45 \cdot \tau_0 + 0.25 \cdot \sigma_0) \cdot \sum A_{ma}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \dots\dots\dots (3.10)$$

$$C_a = C_{ma}$$

$$C_w = \frac{f'_c}{200} * \frac{30 \cdot \sum A_{m1} + 20 \cdot \sum A_{m2} + 12 \cdot \sum A_{m3} + 10 \cdot \sum A_{m4}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \dots\dots\dots (3.11)$$

$$C_{sc} = \frac{f'_c}{200} * \frac{10 \cdot \sum A_{c1} + 7 \cdot \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \dots\dots\dots (3.12)$$

Donde:

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

$\sum A_{mar}$ = Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada

$\sum A_{sc}$ = Suma del área de las columnas cortas de hormigón armado del piso en evaluación.

- $\sum A_{ma}$ = Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada.
- $\sum A_{m1}$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2 % y una esbeltez (HIL) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta cuantía de refuerzo horizontal.
- $\sum A_{m2}$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal.
- $\sum A_{m3}$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía de armadura mínima. En estos muros la resistencia al corte está definida por la carga de agrietamiento diagonal del hormigón debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo.
- $\sum A_{m4}$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318.
- $\sum A_{c1}$ = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado¹¹ donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.
- $\sum A_{c2}$ = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado¹⁰ donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.
- W_j = Peso del piso j.
- τ_0 = Resistencia básica de corte de la albañilería.
- σ_0 = Tensión normal debida al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.
- L = Largo del muro.
- H = Altura del piso si L es igual o mayor que 3 mts. o altura libre del muro si L es menor que 3 mts.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm², las resistencias y tensiones en kgf/cm² y los pesos en kgf. Los coeficientes que acompañan a las

áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresadas en kgf/cm².

Segundo Nivel De Evaluación

En el procedimiento de segundo nivel, las vigas de la parte superior y la parte inferior de una columna se supone que es infinitamente rígido y fuerte, para permitir el análisis que se hace simple y para identificar daño observado en los elementos verticales. Para una estructura de viga fuerte columna débil, esto usualmente resulta en una sobreestimación de la fuerza y la subestimación de la ductilidad. (Aoyama, 1981).

Las resistencias a la flexión y corte de los miembros verticales son evaluadas usando un conjunto de ecuaciones prácticos. Cualquier ecuación racional o empírica puede ser utilizada.

Con el propósito de obtener una mejor adaptación para la utilización del método japonés, con las características, tipologías y materiales constructivos utilizados en nuestro país, Los índices de resistencia (C_i) se determinaran con las expresiones originales del método, que ya fueron utilizadas en diversas investigaciones e investigaciones realizadas en nuestro país. Además se introducirá expresiones para incluir en el segundo nivel de evaluación los muros de albañilería, para ello se usara básicamente la resistencia propuesta en la Norma de Albañilería E-070, y algunos ensayos experimentales realizados en nuestro país.

Cada miembro es analizado como sigue; se calcula la fuerza cortante última del miembro y el momento último de flexión (cortante y momento máximo que puede resistir el miembro); luego la fuerza cortante corresponde al momento último de flexión. Los cortantes así calculados son comparados para determinar el tipo de falla y con ello el índice de ductilidad correspondiente.

A continuación presentamos las ecuaciones para el cálculo de resistencia a la flexión y cortante de columnas rectangulares, columnas con muros laterales, muros con o sin elementos de contorno. En cuanto a los muros de albañilería

confinada y no confinada, las ecuaciones de resistencia fueron extraídas del contenido de la "Norma de Albañilería E-070".

Resistencia a la Flexión de las Columnas Rectangulares

Para:

$$P_{max} \geq P > 0.4 bh f'_c$$

$$M_u = (0.8A_S f_y h + 0.12bh^2 f'_c) \times \frac{P_{max} - P}{P_{max} - 0.4 bh f'_c} \dots\dots\dots(3.13)$$

Para:

$$0.4bh f'_c \geq P \geq 0$$

$$M_u = 0.8A_S f_y h + 0.5ph \left(1 - \frac{P}{bh f'_c}\right) \dots\dots\dots(3.14)$$

Para:

$$0 \geq P > P_{min}$$

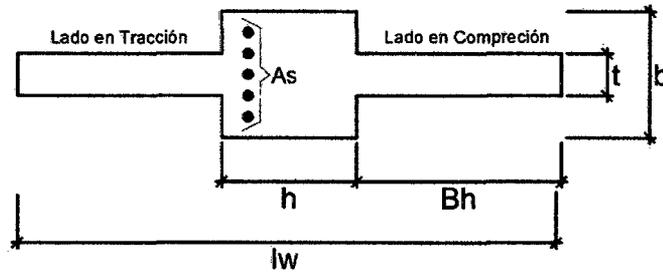
$$M_u = 0.8A_S f_y h + 0.4ph \dots\dots\dots(3.15)$$

Donde:

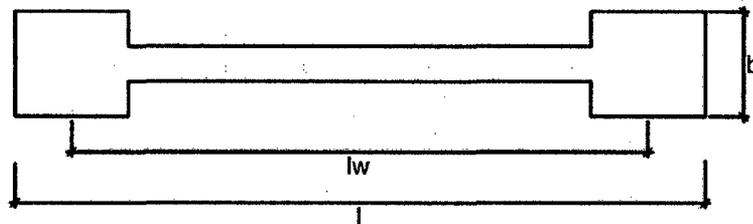
- A_S = área de refuerzo a la tracción (cm²)
- b = ancho de la sección (cm)
- f'_c = resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)
- f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo longitudinal (kg/cm²)
- h = profundidad de sección (cm)
- M_u = resistencia a la flexión (Kg-cm)
- P = fuerza axial sobre la sección (kg)
- P_{max} = $bh f'_c + \Sigma A_S f_y$ (kg)
- P_{min} = $\Sigma A_S f_y$ (kg)

Resistencia a la flexión de columnas con Muros de Concreto Armado a los lados.

Si una columna tiene un muro a un solo lado, y este se encuentra sobre el lado en tracción, el muro y la columna son evaluados con las ecuaciones anteriores (columnas rectangulares). Para las secciones con muros en ambos extremos, con referencia a la figura. (3.1-a) las siguientes ecuaciones son aplicables.



(a) Columnas con muro a los lados



(b) Muro de Concreto Armado con columnas de Borde

Figura 3.1: Notaciones para los Miembros

Para $P \geq \{0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13p\} bh f'_c$

$$M_u = (0.9 + \beta) A_s f_y h + 0.5ph \left\{ 1 + 2\beta - \frac{P}{\alpha_e bh f'_c} \times \left(1 + \frac{A_s f_y}{P} \right)^2 \right\} \dots\dots (3.16)$$

Para: $P \geq \{0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13p\} bh f'_c \dots\dots\dots (3.17)$

Sustituir este valor de P en la ecuación. (3.12)

Donde:

$$\alpha_e = \frac{\text{Área total de la sección transversal incluyendo las columnas}}{bl_w}$$

$$\beta = \frac{\text{longitud del muro en el lado en compresión}}{h}$$

$$p = \frac{A_s}{bh}$$

A_s = área de refuerzo a la tracción (ver Fig. 3.1-a)

b = ancho de la columna (cm)

h = longitud de la columna (cm)

l_w = Longitud total de columna con muros en ambos extremos (cm)

Para otras notaciones ver ecuación (3.8)

Resistencia a la flexión de un muro con dos columnas de límites

Cuando un muro tiene más de dos columnas, el área de las barras principales en las columnas intermedias, se añade a la zona de refuerzo de pared vertical.

$$M_u = A_s f_y l_w + 0.5 A_{sw} f_{yw} l_w + 0.5 P l_w \dots\dots\dots (3.18)$$

Donde:

A_s = área total de refuerzo longitudinal de columna en el lado a tracción (cm²)

A_{sw} = área total de armadura vertical en el muro excluyendo el refuerzo en las columnas de borde (cm²)

f_y = límite elástico del refuerzo longitudinal en la columna (kg/cm²)

f_{yw} = límite elástico del refuerzo vertical en el muro (kg/cm²)

l_w = distancia entre los centroides de las columnas de borde (cm)

Resistencia a la flexión de muros con una o ninguna columna de borde

Las ecuaciones (3.8), (3.9) o (3.10) puede ser adoptado con las modificaciones apropiadas, dependiendo de la forma de disposición de las barras de fierro y en la muro de concreto armado.

Resistencia a la flexión de muros de Albañilería confinada

Debido a que los muros de albañilería presentan resistencia casi nula a los efectos de tracción y compresión producida por la flexión, los elementos de confinamiento

son los encargados de resistir las fuerzas internas de tracción y compresión generadas. Por ello, para determinar la resistencia a la flexión de muros de albañilería confinada utilizaremos la expresión propuesta en la tabla 11 de la Norma E.070:

$$T = F - P_c = \phi * A_{st} * f_y \dots \dots \dots (3.19)$$

$F = M/L$ = Fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".

Reemplazando en la ecuación (3.14), tenemos:

$$M = (\phi * A_{st} * f_y + P_c) * L \dots \dots \dots (3.20)$$

Donde:

L: longitud de muro incluyendo las columnas.

P_c : Sumatoria de cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria indicada en el Artículo 24.6 de la norma E.070.

Resistencia al corte de las columnas rectangulares

La siguiente es una ecuación empírica derivada para vigas. Posteriormente se modificó para incluir el efecto de la carga axial, de la siguiente manera:

$$V_{SU} = \left\{ \frac{0.053 p^{0.23} (18 + f'_c)}{M/VD + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_h f_{yh}} + \frac{0.1P}{bh} \right\} (0.9bh) \dots \dots \dots (3.21)$$

Donde:

$p = 100 A_s / bd$

p_h = relación de refuerzo de corte transversal, si p_h excede 0.012, sustituir $p_h = 0.012$

A_s = área de refuerzo a la tracción (cm²)

b = ancho de la sección (cm)

d = distancia desde la cara de compresión al centroides de refuerzo a la tracción (cm)

- f'_c = resistencia a la compresión armado (kg/cm²)
 f_{yh} = límite elástico de refuerzo de corte transversal (kg/cm²)
 h = longitud de la columna (cm)
 M/V =shear span (mm); en caso de columnas pueden ser tomados como una media de la altura libre. M/Vd , no debe ser menor a 1, ni más de 3.
 P = fuerza axial sobre la sección (kg); si P/bh excede 8 (kg/cm²), sustituir $P/bh = 8$

Resistencia al corte de la columna con muros laterales

$$V_{SU} = 0.25\sqrt{f'_c}(l_w/l_c) A + 0.5 p_h f_{yh}bh + 0.5p_w f_{yw}t(l_w - h) + 0.1p \dots\dots (3.22)$$

Donde:

- p_h = relación de refuerzo transversal de la columna
 p_w = relación de refuerzo lateral de muros
 A = área total del de la sección transversal de muros y columnas (cm²)
 b = ancho de sección de la columna (cm)
 f'_c = resistencia a la compresión de hormigón (kg/cm²)
 f_{yh} = límite elástico de refuerzo transversal columna (kg/cm²)
 f_{yw} = límite elástico de refuerzo lateral del muro (kg/cm²)
 h = longitud larga de la columna (cm)
 l_c = altura libre de la columna (cm)
 l_w = Longitud total de columna con muros en ambos extremos (cm)
 t = espesor de muro (cm)

Resistencia al corte de los muros con columnas en ambos bordes

La ecuación (3.14) se modifica como sigue:

$$V_{SU} = \left\{ \frac{0.53\rho_e^{0.23}(18+f'_c)}{2h_w/l+0.12} + 0.85\sqrt{\rho_w f_{yw}} + \frac{0.1P}{b_e l} \right\} b_e l_w \dots\dots\dots (3.23)$$

Donde:

- ρ_e = $100 A_s/b_e l$
 p_w = cuantía de armadura equivalente en muro = $A_w/b_e s$

- A_s = área total de armadura longitudinal en la columna lateral tensión (cm²)
 A_w = área de un conjunto de refuerzo lateral en el muro (cm²)
 b_e = espesor del muro equivalente
 = total del área de la sección transversal / l (cm)
 f'_c = resistencia a la compresión de concreto (kg/cm²)
 f_{yw} = Límite elástico del refuerzo lateral en el muro (kg/cm²)
 h_w = altura desde el piso de la planta considerada hasta la parte superior del muro (mm); en el caso del piso superior o un solo nivel el término $2h_w/l$ se sustituye by h_w/l
 l = Longitud total de columna con muros en ambos extremos (cm)
 l_w = distancia entre los centroides de las columnas de borde (cm)
 s = separación de la armadura lateral del muro (cm)

Si existe una abertura en el muro, la resistencia al corte se reducirá por el factor de reducción "y":

$$\gamma = 1 - \sqrt{\frac{\text{área vertical de la abertura}}{h_s l_w}} \dots\dots\dots (3.24)$$

Donde:

h_s = altura de piso

La ecuación (3.19) se aplica cuando el valor de γ es mayor que 0.6. Si la abertura es grande, así como para hacer que el valor del factor de reducción de menos de 0.6, el muro debe ser tratado como un pórtico equivalente.

Resistencia al corte de muros con una o ninguna columna de borde

Las ecuaciones (3.16), (3.17) o (3.18) puede ser adoptado con las modificaciones apropiadas, dependiendo de la forma de disposición de las barras y en el muro.

Resistencia al corte de muros de Albañilería confinada

Esta falla se caracteriza por un agrietamiento diagonal del paño de albañilería y es consecuencia de las tensiones de tracción diagonal que se producen en el

paño. Para cada muro y en cada piso debe determinarse su resistencia a corte "Vm" mediante las siguientes expresiones provenientes de la Norma E.070:

Ladrillos de arcilla y de concreto vibrado: $V_m = 0.5 v'm \alpha t L + 0.23 P_g \dots\dots (3.25)$

Ladrillos sílico-calcareos: $V_m = 0.35 v'm \alpha t L + 0.23 P_g \dots\dots\dots (3.26)$

Donde:

$v'm$: Resistencia característica a corte puro de la albañilería.

P_g : Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 diseño sismorresistente)

t : Espesor efectivo del muro

L : Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados).

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

$$1/3 \leq \alpha = V_e L / M_e \leq 1$$

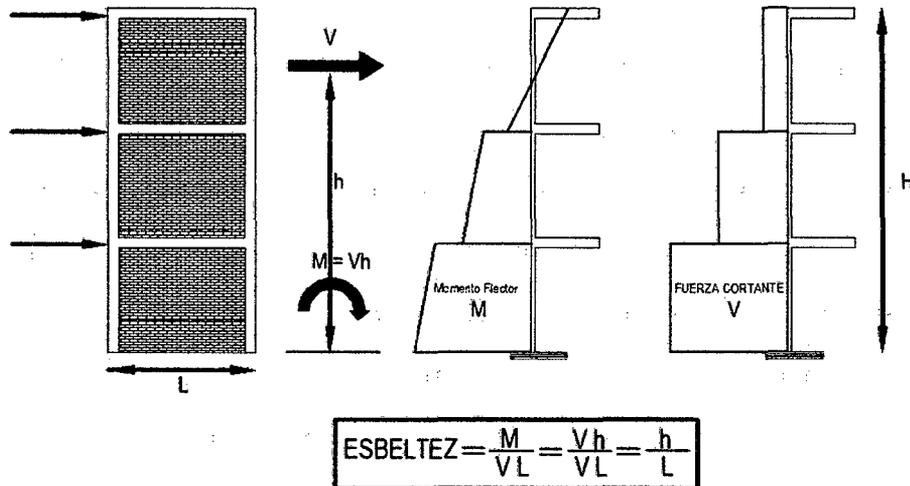


Figura 3.2: Relación de esbeltez

De acuerdo a la figura 3.2, y para facilitar los cálculos, podremos considerar el factor de esbeltez como una relación entre la longitud del muro L y su altura h, en cada nivel y en cada dirección.

Adicionalmente para facilitar la labor del ingeniero estructural, la Norma Técnica E.070 de Albañilería, en el Artículo 13 nos proporciona una Tabla, donde aparecen valores de la resistencia característica unitaria a corte puro ($v'm$) de muretes construidos con varios tipos de ladrillo, asentados con mortero en proporción volumétrica cemento-arena 1:4. Para otros tipos de unidades o de mortero, deberán efectuarse los ensayos de compresión diagonal.

Tabla 3.1: Resistencias características de la albañilería Mpa (kg/cm²)

Materia Prima	Denominación	UNIDAD f'_b	PILAS f'_m	MURETES v'_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

(*) Utilizados para la construcción de Muros Armados.

Asimismo debe remarcarse que "L" incluye a las columnas de confinamiento, mientras que "t" es el espesor bruto del muro descontando tarrajeos, a no ser que el tarrajeo se aplique sobre mallas debidamente anclada en el muro.

Resistencia al corte de muros de Albañilería parcialmente o no confinada

En muros que presentan una sola columna, no se puede controlar el grosor de las grietas diagonales, por lo que estos muros calificarán como "Muros No Confinados". Por la gran degradación de resistencia que tienen los "Muros No Confinados" después de su falla por corte, su aporte a la resistencia sísmica del edificio (ΣVR) en el rango inelástico debe considerarse nula.

En realidad la resistencia al corte y la rigidez en el plano de los muros no reforzados son comparables con las correspondientes a los muros reforzados; pero debido al carácter de falla frágil que tienen los muros no reforzados (por no existir refuerzo que controle el tamaño de las grietas), la Norma adopta factores

de seguridad para los muros no reforzados iguales al doble de los correspondientes a los reforzados, por tanto la resistencia al corte es:

$$V_m = 0.25 v' \alpha t L + 0.115 P_g \dots\dots\dots (3.27)$$

Donde las notaciones son iguales a la ecuación (3.20)

Tipos de Falla

Una vez encontrado los valores de resistencia al corte y flexión de cada elemento vertical, debemos compararlos para determinar el tipo de falla predominante, para ello es necesario obtener la fuerza cortante correspondiente al momento último si el miembro falla por flexión y compararlo con la fuerza cortante última correspondiente si el miembro falla por cortante, siendo el menor de ellos evidentemente el que se produce primero y por lo tanto va a indicar el tipo de falla del miembro; y la fuerza cortante en la condición última del miembro: V_u .

V_{fu} es calculado como sigue:

Columna:

$$V_{fu} = \frac{(cMu)_s + (cMu)_i}{h_o} \dots\dots\dots (3.28)$$

Donde:

$(cMu)_s$ = Momento último en la parte superior de la columna.

$(cMu)_i$ = Momento último en la parte inferior de la columna.

h_o = Altura libre

Muro:

$$V_{fu} = 2 * \frac{mMu}{h_m} \dots\dots\dots (3.29)$$

mMu = Momento último del muro en el piso analizado

h_m = Altura total del muro medida desde el piso analizado hasta la parte superior del mismo.

Si se está analizando el piso superior de una edificación de niveles múltiples (o de uno solo), el coeficiente 2 de la ecuación (3.24) es reemplazado por 1.

Una vez obtenido fuerza cortante debido a la falla por flexión, determinaremos los valores de la cortante última V_u , mediante las siguientes relaciones:

Si: $V_{fu} < V_{cu}$; Falla por Flexión

Entonces: $V_u = V_{fu}$

Si: $V_{cu} < V_{fu}$; Falla por Corte

Entonces: $V_u = V_{cu}$

Los índices de ductilidad para cada miembro y de acuerdo a su tipo de falla se muestran en la sección correspondiente al cálculo del índice F.

Tercer Nivel De Evaluación

Para este método la capacidad de corte y flexión de muros y columnas, se calcula de la misma forma que el segundo método, considerando adicionalmente la capacidad de deformación, ductilidad, y resistencia de las vigas.

Se hace el análisis de los miembros estructurales verticales, basado en un mecanismo de colapso estático. Y está dirigido a aquellas edificaciones cuyas vigas son solo suficientemente resistentes de tal forma que pueden desarrollar articulaciones plásticas (vigas débiles). Esto implica entonces el análisis de vigas, columnas y muros.

A continuación se presentan las formulas semiempíricas para resistencia última a flexión y a corte de vigas:

Resistencia a la flexión de las vigas

$$M_U = 0.9A_s f_y d \dots \dots \dots (3.30)$$

Resistencia al corte de las vigas

$$V_{SU} = \left\{ \frac{0.053 p^{0.23} (180 + f'_c)}{l_o/2d + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w f_y h} \right\} (0.9bd) \dots \dots \dots (3.31)$$

Donde:

$p = A_s/bd$, cuantía de acero en tracción de la viga.

- p_h = Cuantía de refuerzo de corte transversal, si p_h excede 0.012, sustituir $p_h = 0.012$
- A_s = área de refuerzo a la tracción (cm²)
- b = ancho de la sección (cm)
- d = distancia desde la cara de compresión al centroides de refuerzo a la tracción (cm)
- l_o = Luz libre de la viga (cm)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del Acero longitudinal (kg/cm²)
- f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del Acero transversal (kg/cm²)
- f'_c = Esfuerzo de compresión del Concreto (kg/cm²)

Tipos de Falla

Para determinar el tipo de falla que ocurre en cada miembro estructural se seguirá convención:

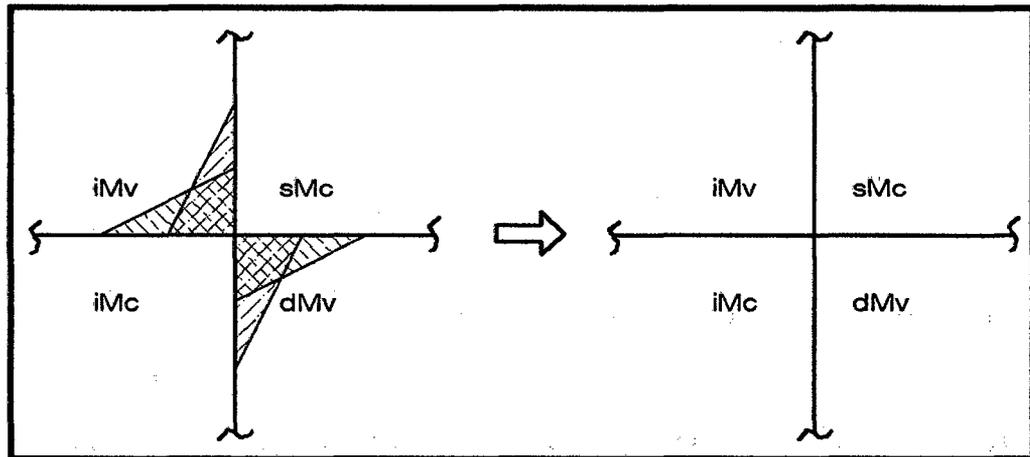


Figura 3.3: Convención de momentos en un Nudo viga columna

El mecanismo de colapso estático es aplicado, haciendo un análisis por nudos. Ya que la capacidad de carga lateral depende de la resistencia de las vigas, el análisis es efectuado de la siguiente forma: Los momentos últimos o de fluencia en las uniones, vigas, columnas, como sigue:

Si en el nudo analizado:

- $(dM_v + iM_v) < (sM_c + iM_c)$

Entonces cada $\frac{1}{2}(dM_v + iM_v)$ es usado para calcular el momento último de las columnas superior o inferior que ocurre al nudo (si las alturas de los entrepisos son iguales), caso contrario se distribuirá en forma proporcional a las alturas.

- Si la falla por cortante precede a la flexión calculada inicialmente de las vigas en ambos nudos de la columna y el cortante calculado con los momentos distribuidos es menor que el cortante correspondiente a la falla por corte de la columna, el tipo de falla miembro a considerarse será el de "columna controlada por un mecanismo tipo viga-flexión".
- Si la falla es por cortante antes que por flexión calculada inicialmente de las vigas (o alguno de ellas), y el cortante calculado con los momentos distribuidos es menor que el cortante correspondiente a la falla por corte de la columna, el tipo de falla miembro a considerarse será el de "columna controlada por un mecanismo tipo viga-cortante".

- $(dM_v + iM_v) > (sM_c + iM_c)$

Entonces los momentos últimos y tipo de falla de las columnas que concurren al nudo son usadas como están, además:

- Si el cortante calculado con los momentos últimos anteriores de cada columna es menor que el cortante correspondiente a la falla por corte, el tipo de falla a considerarse será de: "Flexión de columna".
- Si el cortante calculado con los momentos últimos anteriores de cada columna es mayor que el cortante correspondiente a la falla por corte, el tipo de falla a considerarse será de: "Cortante de columna".
- Si las dos situaciones se presentan, el tipo de falla podría ser por "Flexión o por cortante".

- Si la situación en la que la falla por cortante antes que por flexión de las vigas es común, es posible que los resultados del segundo método de evaluación sean más aproximados.

La fuerza cortante lateral en la condición última: cQ_u será:

cQ_u = Suma de momentos últimos en la parte superior o inferior de la columna /altura libre de la columna.

Cálculo del Índice de resistencia C

Una vez definido el tipo de falla y adoptado el valor de F asociado a cada elemento vertical, se deberá agrupar hasta en 3 grupos de acuerdo al valor de ductilidad F similares, teniendo en cuenta que los elementos muy frágiles forman un grupo aparte. El cálculo del índice de resistencia C, es calculado para cada grupo definido, mediante la siguiente ecuación:

$$C_j = \frac{\sum V_{u(j)}}{\sum_i^n W_i} \dots \dots \dots (3.32)$$

Donde:

$\sum V_{u(j)}$: Cortante de piso del grupo "j" en el estado último.

W_i : Peso en el nivel de piso "i"

n : Número total de pisos

i : Nivel de piso analizado

III. Índice de Ductilidad.

La ductilidad es una propiedad que posee cada material, la cual se refiere a la capacidad de deformación sin que este llegue al punto de rotura, como ya se ha mencionado antes la capacidad resistente de toda edificación está dada básicamente por su capacidad de resistencia a los esfuerzos externos e internos y su capacidad de deformación, pues a este último también conocido como ductilidad se le atribuye la capacidad de disipar energía en cada ciclo de

deformación inelástica, generando así un amortiguamiento de respuesta a la interacción suelo estructura.

Los análisis dinámicos de estructuras que corresponden elásticamente a movimientos del terreno registrados durante sismos severos, han demostrado que las cargas de inercia de respuesta teórica son mayores que las cargas laterales de diseño estático, La diferencia es notable como para justificar con los factores de seguridad y se sabe que las estructuras diseñadas para estos códigos han sobrevivido a sismos severos. (Vera, 1998).

El índice de ductilidad, es una función del factor de ductilidad. Para un sistema perfectamente elasto-plástico es bien conocido que el criterio de igualdad de energía conduce a una buena aproximación de la respuesta inelástica de edificios de mediana y baja altura.

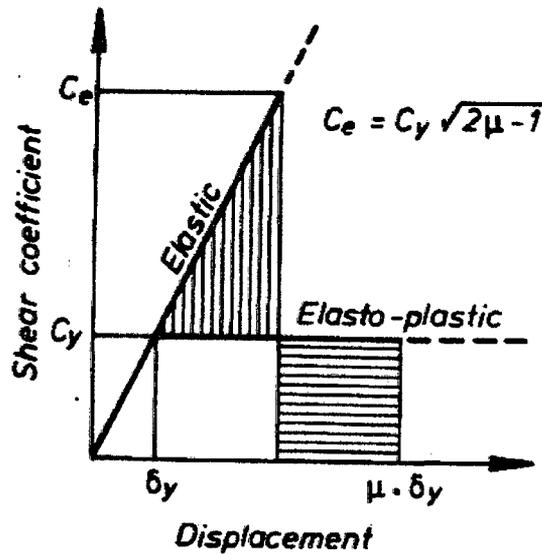


Figura 3.4: respuesta elástica y elasto-plástico

Como se muestra en la figura. 3.4, igualando las áreas apropiadas, el criterio puede ser expresada como sigue:

$$C_e = C_y \sqrt{2\mu - 1} \dots \dots \dots (3.33)$$

Donde:

C_e = relación entre la aceleración de respuesta elástica a la aceleración de la gravedad.

C_y = coeficiente de esfuerzo de corte.

u = factor respuesta de ductilidad

En este caso, F puede ser igual a $\sqrt{2u - 1}$.

Como el comportamiento histerético de estructuras de concreto armado difiere considerablemente del perfecto modelo elasto-plástico, un número de diferentes modelos no lineales fueron ideados y analizados en Japón. Obteniéndose que cuando las demandas de ductilidad calculados se comparan con una curva correspondiente a la ecuación. (3.26), se ve que estos son más pequeños en la zona de mayor resistencia, y podría ser más grande en la zona de menor resistencia, que la predicción de la ecuación. (3.26). La definición de ductilidad utilizado en este estudio se basa en el desplazamiento de fluencia. En el caso de los resultados dados en la figura 3.4, la ductilidad se deriva de la rigidez secante tomado como 1/2 o 1/4 de la rigidez elástica. Esto explica las diferencias en el rango de alta resistencia. El tremendo incremento de los desplazamientos de respuesta inelástica en estructuras de baja resistencia muestra resultados en la amplia gama de demandas de ductilidad para estructuras de fuerza de la figura. 3.4 aprobándose con esto una modificación de la ecuación (3.27).

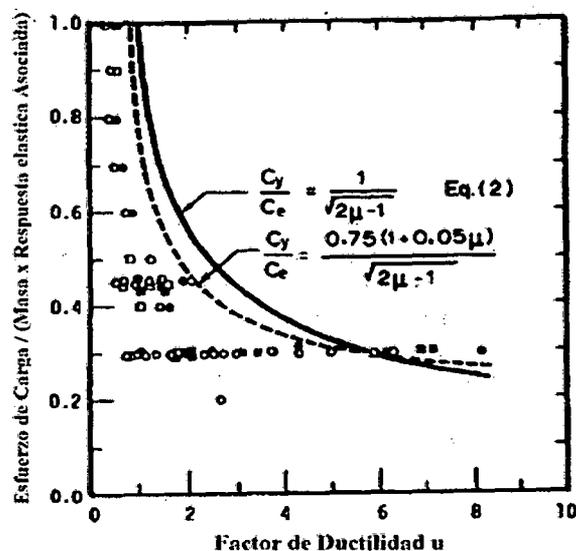


Figura 3.5: Deformación vs respuesta inelástica

Obteniéndose una expresión empírica para aproximar el límite superior de la respuesta calculada, la cual fue propuesta como sigue:

$$\frac{C_y}{C_e} = \frac{0.75(1+0.05\mu)}{\sqrt{2\mu-1}} \dots\dots\dots (3.34)$$

Donde C_y , C_e y μ ; son como se definen anteriormente. Esta expresión se considera que es válida solamente cuando la demanda de ductilidad no es más que 5. Para una determinada fuerza C_y , y un factor de capacidad de ductilidad disponible, μ , esta expresión da la respuesta máxima elástica C_e , para que la demanda de ductilidad durante la respuesta no lineal no exceder la capacidad de ductilidad. Por lo tanto, el índice de ductilidad F , se expresa como:

$$F = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{0.75(1+0.05\mu)} \dots\dots\dots (3.35)$$

Como se aprecia en la función anterior, el índice de ductilidad de cada elemento estructural, depende básicamente de un factor de capacidad de ductilidad disponible " μ ", el factor de ductilidad en esta ecuación se puede determinar por cualquier método aceptable, para cada uno de los diferentes elementos estructurales.

Primer Nivel De Evaluación

El método Hirosawa, para el primer nivel de evaluación, recomienda la utilización de los siguientes valores de ductilidad:

Tabla 3.2: Valores de ductilidad para el primer nivel de evaluación.

Elemento Vertical	Índice F
Columna corta	0.8
Muro de Albañilería parcialmente o no Confinada	0.8
Columna	1.0
Muro de concreto Armado	1.0
Muro de Albañilería Confinada	1.0

Segundo Nivel De Evaluación

El método Hirosawa, para el segundo nivel de evaluación, recomienda la utilización de algunas expresiones para las columnas y muros de concreto armado basado en una extensa investigación realizada en Japón, las cuales se presentaran a continuación:

Para Columnas de Concreto Armado;

El método Hirosawa, considera un comportamiento dúctil, de las columnas que no son cortas, mientras que las vigas se consideran rígidas, para lo cual el índice de ductilidad se evaluara mediante la utilización de la ecuación (3.28), donde el valor del factor de ductilidad será como la expresión siguiente:

$$\mu = \mu_0 - K_1 - K_2 \dots \dots \dots (3.36)$$

Donde:

μ_0 = factor de ductilidad básico

K_1 = factor de corrección de espaciamiento.

k_2 = factor de corrección para el nivel de esfuerzo cortante producto de la flexión.

En ningún caso se tendrá μ menos de 1 o mayor que 5, los valores para el factor de ductilidad base y factores de corrección son los siguientes:

$$\mu_0 = 10 (V_{su} / V_u - 1) \dots \dots \dots (3.37)$$

$K_1 = 0.0$; cuando la separación de estribos es menos de ocho veces el diámetro de la barra principal.

$K_1 = 2.0$; en otros casos

$$k_2 = 30 (V_{\mu} / f'c - 0,1) \geq 0$$

Donde:

V_{su} = resistencia al corte de la columna

V_u = esfuerzo cortante inducido por esfuerzo de flexión en la columna

V_{μ} = fuerza de corte media igual a $V_u / (0.8bh)$ donde b y h son las dimensiones de la sección de la columna.

Teniendo en cuenta que no se puede esperar una ductilidad grande cuando existente grandes cargas axiales, grandes cortantes, alta cuantía de refuerzo, o corta altura libre. Por lo tanto el índice F de ductilidad se toma igual a 1.0, para cualquiera de las condiciones siguientes:

- (Carga de compresión axial incluida la carga sísmica) $> 0,4*bh*f'c$
- (Fuerza media de corte) $> 0.2 f'c$
- (Cuantía de refuerzo a la tracción) > 0.01
- (Relación de altura libre y ancho de la sección transversal de la columna) ≤ 2.0

Para los Muros de Concreto Armado;

El índice de ductilidad para los muros se puede determinar por un procedimiento adecuado mediante diversos estudios experimentales, el método Hiroswa en caso de los muros no contaba con una variedad de estudios experimentales, por lo que tentativamente propuso ecuaciones para evaluar F , directamente sin considerar μ , estableciendo así las siguientes expresiones conservadoras:

$$F = 1.0; \text{ cuando } V_{su} / V_u \leq 1.3 \dots \dots \dots (3.38)$$

$$F = 2.0; \text{ cuando } V_{su} / V_u \geq 1.4 \dots \dots \dots (3.39)$$

Donde:

V_{su} = resistencia al corte del muro

V_u = esfuerzo cortante inducido por esfuerzo de flexión en la columna

Pudiéndose utilizar una interpolación lineal, para cuando los valores de la relación:

V_{su} / V_u , estén comprendidos entre 1,3 y 1,4.

Para los Muros de Albañilería;

En el caso de los muros de albañilería, se sabe que este elemento presenta un comportamiento frágil, siendo los elementos de confinamiento los que le

proporcionan la ductilidad, en nuestro país se ha desarrollado algunos estudios de experimentales para determinar la ductilidad de desplazamiento de este.

El cociente entre la distorsión máxima hasta la cual es posible la reparación y la distorsión de agrietamiento diagonal, constituye una medida de la ductilidad que la estructura puede desarrollar. De acuerdo a los resultados experimentales, las edificaciones de albañilería en el Perú debidamente proyectadas y construidas pueden desarrollar ductilidades de desplazamientos cercanas a 4 manteniendo la posibilidad de reparación y la ductilidad máxima sin peligro de colapso puede estimarse en 5. (Muñoz, San Bartolomé y Rodríguez; 2002).

Es posible lograr el comportamiento dúctil descrito, cuando el esfuerzo de compresión por carga axial está por debajo de $0.15 f_m$, (f_m es la resistencia a compresión axial de las pilas) y cuando además los elementos de confinamiento son diseñados para soportar la carga de agrietamiento diagonal VR. (Muñoz, San Bartolomé y Rodríguez; 2002).

El método Hirose original, no contempla los elementos de albañilería, por tal razón no propuso índices de ductilidad para de estos elementos, pero de acuerdo a los estudios realizados anteriormente y considerando una respuesta elasto-plástico, Es decir considerando ductilidades de desplazamientos μ de 4 a 5, obtendríamos un índice de ductilidad F de 2.5 a 3. Teniendo en cuenta que estos valores no contemplan la degradación de la rigidez y conduce a valores altos de F , además son para edificaciones debidamente proyectadas y construidas, por tal motivo como una propuesta conservadora, y teniendo en cuenta que en la Norma Técnica E.030, la relación entre el coeficiente de reducción por ductilidad de los muros de concreto armado y muros de albañilería confinada es el doble, los valores de ductilidad F propuestos para los muros de albañilería confinada que podríamos utilizar son:

$F = 1.0$; Para muros de albañilería debidamente confinada.

$F = 0.8$; Para muros de albañilería no confinada o parcialmente confinada.

El segundo valor se propuso mediante una correlación del tipo de falla frágil de las columnas cortas y la falla frágil de los muros de albañilería no confinada o

parcialmente confinada, considerándose para ambos un índice de ductilidad similar.

Tabla 3.3: Valores de ductilidad para el Segundo Nivel de Evaluación

Elemento Vertical	Tipo de Falla	Índice F
Columna corta	Extremadamente frágil	0.8
Muro de Albañilería parcialmente o no Confinada	Extremadamente frágil	0.8
Columna	Cortante precede a la flexión	1.0
Muro de concreto Armado	Cortante precede a la flexión	1.0
Muro de Albañilería Confinada	Cortante precede a la flexión	1.0
Columna	Flexión precede a la Cortante	Límites: 1.27 – 3.2*
Muro de concreto Armado	Flexión precede a la Cortante	Límites: 1.0 – 2.0**

(*) De acuerdo a ecuación (3.35)

(**) De acuerdo a las ecuaciones (3.38) y (3.39)

Tercer Nivel De Evaluación

El índice F es determinado como en el segundo nivel de evaluación siguiendo la clasificación de la tabla anterior, adicionando a este la el análisis de la vigas y el volteo de muros, teniendo así la siguiente tabla.

Tabla 3.4: Valores de ductilidad para el Tercer Nivel de Evaluación

Elemento Vertical	Tipo de Falla	Índice F
Columna corta	Extremadamente frágil	0.8
Muro de Albañilería parcialmente o no Confinada	Extremadamente frágil	0.8
Columna	Cortante precede a la flexión	1.0

Muro de concreto Armado	Cortante precede a la flexión	1.0
Muro de Albañilería Confinada	Cortante precede a la flexión	1.0
Columna	Flexión precede a la Cortante	Límites: 1.27 – 3.2*
Muro de concreto Armado	Flexión precede a la Cortante	Límites: 1.0 – 2.0**
Columna	Controla la viga-flexión	3.0
Columna	Controla la viga-Cortante	1.5
Muros	Volteo de Muro	3.0

(*) De acuerdo a ecuación (3.35)

(**) De acuerdo a las ecuaciones (3.38) y (3.39)

Todos los elementos verticales estructurales del edificio se clasifican de acuerdo con el índice de ductilidad adecuada, en no más de tres grupos. Para cada grupo, se le asigna el índice más pequeño ductilidad de un miembro dentro de ese grupo.

El índice de comportamiento estructural, se determina entonces dividiendo la capacidad de carga lateral por el peso encima. Estos índices de la resistencia y la ductilidad se denotan como C1F1, C2F2, y C3F3 en el orden creciente del valor de ductilidad asociado F de cada grupo.

El índice básico sísmico se calcula posteriormente por las dos ecuaciones

$$E_0 = \emptyset \cdot \sqrt{(C_1 F_1)^2 + (C_2 F_2)^2 + (C_3 F_3)^2} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$E_0 = \emptyset \cdot (C_1 + \alpha_2 * C_2 + \alpha_3 * C_3) \cdot F_1 \dots \dots \dots (3.4)$$

\emptyset : Índice de piso.

α_j : Factor de combinación de índices sísmicos o factor de reducción teniendo en cuenta la compatibilidad de deformación.

IV. Combinación de los índices sísmicos

En general las edificaciones presentan diferentes sistemas estructurales para resistir las cargas laterales. Cada uno de estos sistemas puede fallar ante distintos desplazamientos. Sobre la base de observaciones japonesas la relación carga-deformación de los miembros verticales puede ser idealizada, donde α_i = Factor de reducción que permite la compatibilidad de deformación.

Este valor dependerá del ángulo de rotación miembro crítico, definido como el crítico desplazamiento lateral relativo dividido por la longitud miembro, en el Perú se define como límites para el desplazamiento lateral de entrepiso para la albañilería 0.005 y para el concreto armado 0.007, de acuerdo a la Norma E-030.

Estas cantidades son valores aproximados sobre la base de las deformaciones observadas de componentes en los edificios existentes. Por ejemplo de acuerdo a los resultados de los ensayos realizados en muros de albañilería desarrollados en nuestro país (San Bartolomé; 1999) y (Gallegos; 1999), la resistencia (VR) se alcanza para una distorsión angular de aproximadamente 1/800 y se mantiene constante hasta una distorsión de 1/200, la cual constituye el límite hasta el cual el sistema es reparable. Posteriormente, el sistema degrada su resistencia y al fallar las columnas de confinamiento ocurre el colapso.

Del mismo modo se tiene una distorsión angular aproximada, para cada falla de los elementos estructurales las cuales presentamos a continuación:

- (A) En una falla de muros de Albañilería Confinada sismo moderado 1/800
- (B) En una falla de corte en columnas cortas 1/500
- (C) En una falla de corte en las muros de concreto armado 1/250
- (D) Al ceder a la flexión de muros de concreto armado 1/250
- (E) En una falla de muros de Albañilería Confinada sismo severo 1/200
- (F) Resistencia a la flexión produciendo columnas de concreto armado 1/150

De acuerdo a esto podemos asumir que si un piso es idealizado como una serie de elementos verticales, cada una de estas va a llegar a la falla en distintos puntos de desplazamiento. Es decir cuando los miembros rígidos y fuertes, pero de falla

frágil durante un terremoto, la respuesta puede ser muy afectada por la pérdida repentina de la resistencia. Si la fuerza de los miembros frágiles es relativamente alta, el fracaso del miembro quebradizo podría ocasionar en el fallo de la estructura global. En este caso el sistema dúctil restante puede ser demasiado débil para soportar los movimientos sísmicos restantes. Por otro lado, si la fuerza de los miembros frágiles es moderada, parte de la energía del terremoto se disipa por los miembros frágiles antes de fallar. Por lo tanto, se puede esperar que los movimientos restantes del terremoto se mantendrá dentro de la capacidad del miembro dúctil. Por lo tanto, la respuesta de desplazamiento de esta estructura debe ser menor que el de una estructura que consta de los miembros dúctiles solos.

Por ello la capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla del grupo de elementos más frágiles; sin embargo si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo despreciando la resistencia de los elementos que han fallado.

Los valores de los factores de combinación de índices sísmicos o reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico se entregan en la tabla 3.3, cuando la capacidad sísmica está controlada por los elementos más frágiles, los menos frágiles y los dúctiles respectivamente.

La siguiente tabla se podrá usar para todos los niveles de evaluación Hirosawa.

Tabla 3.5: Combinación de los índices sísmicos

Casos	$F_1 = 0.8$	$F_1 = 1.0$	$F_1 > 1.0$
$F_2 = 1.0$	$\alpha_2 = 0.7$		
$F_3 > 1.0$	$\alpha_3 = 0.5$		
$F_2 > 1.0$	$\alpha_2 = 0.5$	$\alpha_2 = 0.7$	$\alpha_2 = 1.0$
$F_2 > 1.0$	$\alpha_3 = 0.5$	$\alpha_3 = 0.7$	$\alpha_3 = 1.0$

3.2.3.2 Subíndice de configuración estructural S_D .

Este coeficiente cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación.

La información para calcular S_D se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas a la edificación como se explicó en capítulos anteriores. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente para el primer y segundo nivel de evaluación son:

- Regularidad de la planta
- Relación largo-ancho de la planta
- Estrangulaciones de la planta
- Dimensiones y ubicación de atrios o patios interiores
- Excentricidad de atrios o patios interiores
- Existencia de subterráneo
- Espesor de las juntas de dilatación
- Uniformidad de la altura de los pisos

Y las características adicionales a las anteriores solo para el segundo nivel de evaluación son:

- Excentricidad de rigidez en planta
- Irregularidades de la distribución de las masas y de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura.

Para el Primer nivel de evaluación, Hirosawa propone calcular S_D con la siguiente ecuación:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_{1i}$$

Donde: $q_{1i} = \{1.0 - (1 - G_i) * R_{1i}\}$, Para $i = 1, 2, 3, 4, 5, 7$ y 8

$q_{1i} = \{1.2 - (1 - G_i) * R_{1i}\}$, Para $i = 6$

Para el Segundo y tercer nivel de evaluación, Hirosawa propone calcular S_D con la siguiente ecuación:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_{2i}$$

Donde: $q_{2i} = \{1.0 - (1 - G_i) * R_{2i}\}$, Para $i = 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9$ y 10

$q_{2i} = \{1.2 - (1 - G_i) * R_{2i}\}$, Para $i = 6$

Los valores de G_i , R_{1i} y R_{2i} recomendados por Hirosawa se indican en la siguiente tabla:

Tabla 3 6: Valores de G_i , R_{1i} y R_{2i}

CARACTERÍSTICAS (q_i)		G_i			R_{1i}	R_{2i}
		1,0	0,9	0,8		
1er y 2do Nivel de Evaluación	1. Regularidad	Regular (a_1)	Mediano (a_2)	Irregular (a_3)	1,0	0,5
	2. Relación largo-ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0,5	0,25
	3. Estrangulaciones de Planta.	$0.8 \leq C$	$0.5 \leq c \leq 0.8$	$c < 0.5$	0,5	0,25
	4. Atrio o patio interior	$R_{ap} = 0.1$	$0.1 < R_{ap} \leq 0.3$	$0.3 < R_{ap}$	0,5	0,25
	5. Excentricidad de atrio o patio interior.	$f_1 = 0.4$ $f_2 = 0.1$	$f_1 \leq 0.4$ $0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1$ $0.3 < f_2$	0,25	0,25
	6. Subterráneo.	$1.0 \leq R_{as}$	$0.5 \leq R_{as} \leq 1.0$	$R_{as} < 0.5$	1,0	1,0
	7. Junta de dilatación.	$0.01 \leq s$	$0.005 \leq s \leq 0.01$	$s < 0.005$	0,5	0,25
	8. Uniformidad de altura de piso.	$0.8 \leq R_h$	$0.7 \leq R_h < 0.8$	$R_h < 0.7$	0,5	0,25
2do Nivel de Evaluación	9. Rigidez Horizontal	$I \leq 0.1$	$0.1 \leq I < 0.15$	$0.15 < I$	---	1,0
	10. Relación peso-rigidez de un piso con respecto a los pisos superiores	$0.8 \leq n$ ≤ 1.2	$1.2 < n \leq 1.7$ ó $0.6 \leq n < 0.8$	$1.7 < n$ ó $n < 0.6$	---	1,0

La descripción de cada una de las características se entrega a continuación:

1. Regularidad (ai).

a1: La planta es casi simétrica en cada dirección, y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que $L/b \geq 0.5$.

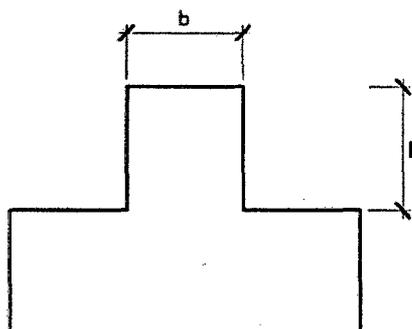


Figura 3.6: Regularidad en Planta

a2: La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30 % del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

a3: La planta es más irregular que el caso a2, y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta tipo L, T, U y otras.

2. Relación largo - ancho, B:

Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta.

En las plantas tipo L, T, U u otras se considera el lado mayor como $2L$, para L indicado en la figura:

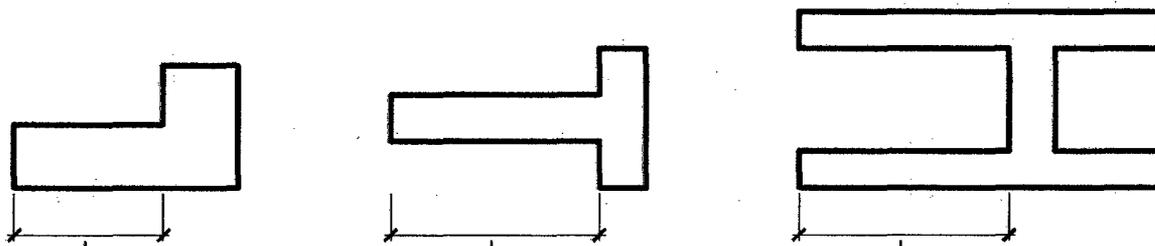


Figura 3.7: Relación Largo-Ancho

3. Contracción de planta, C:

$$C = \frac{D_1}{D_0}$$

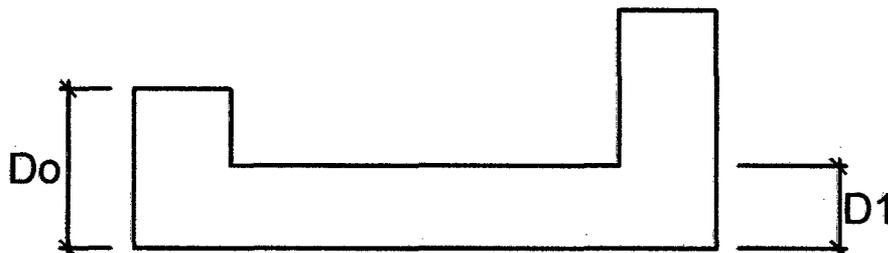


Figura 3.8: Contracción en Planta

4. Atrio o patio interior, R_{ap}

Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de hormigón armado no se considera en este análisis.

5. Excentricidad de atrio o patio interior, f :

f_1 : Razón entre la distancia del centro de gravedad de la planta al centro del atrio, y la longitud menor de la planta.

f_2 : Razón entre la distancia del centro de gravedad de la planta al centro del atrio, y la longitud mayor de la planta.

6. Subterráneo, R_{as}

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

7. Junta de dilatación, S:

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación.

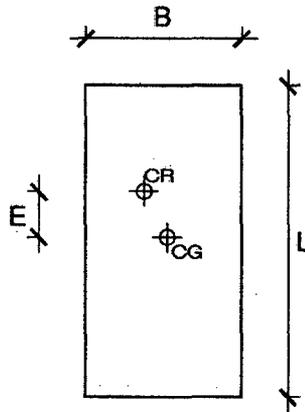
Se define como la razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra conectada por la junta.

8. Uniformidad de altura de piso, Rh:

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

9. Rigidez Horizontal, Rh:

$$I = E/\sqrt{B^2 + L^2}$$



La rigidez horizontal de cada piso puede ser obtenida por:

$$\left[\sum (\text{área sección columna}) + \alpha * \sum (\text{área sección muro}) \right]$$

El valor α depende de la relación: Altura del muro/longitud del muro. En la siguiente tabla se presenta los valores de α :

Tabla 3.7: Valores de α

h/L	α	
	Muros con columnas en los extremos	Muros sin columnas en los extremos
$h/L \geq 3.0$	1.0	0.3
$2.0 \leq h/L < 3.0$	1.5	0.5
$1.0 \leq h/L < 2.0$	2.5	0.8
$h/L < 1.0$	3.5	1.2

10. Relación Peso–Rigidez de un piso con respecto a niveles Superiores, n:

$$n = \left[\frac{\text{relación peso – rigidez del piso inmediatamente superior}}{\text{relación peso – rigidez del piso bajo consideración}} \right] * \beta$$

Cuando el último piso es analizado, el piso inmediatamente superior en esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

$$(\text{peso – rigidez}) = \frac{(\text{rigidez del piso bajo consideración})}{(\text{suma del peso del piso y de los pisos superiores al piso analizado})}$$

$$(\text{Rigidez del piso}) = \frac{[\sum(\text{área seccion columna}) + \alpha * \sum(\text{área seccion muro})]}{(\text{altura del piso})}$$

$$\text{Además: } \beta = \frac{(N-1)}{N}$$

Donde:

N = Número de pisos que están por encima de los pisos analizados incluyendo éste ($\beta = 2.0$ cuando se analiza el último piso).

El valor de S_D se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para la característica en los diferentes pisos, valor que se asume como representativo del edificio completo.

3.2.3.3 Subíndice del deterioro de la edificación T.

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro Y defectos de la estructura debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario.

Primer nivel de Evaluación

Es hecha comprobando los acápites que se muestran en la tabla 3.5 de acuerdo a las observaciones hechas en el sitio.

En cuanto al cálculo de este valor para el primer nivel se considerara como único valor del edificio el mínimo valor de los T valores que sean escogidos en tabla 3.5.

Segundo nivel de Evaluación

De acuerdo al grado y extensión de grietas estructurales y deflexiones.

De acuerdo al grado de deterioro y tiempo transcurrido.

La tabla 3.6 muestra la forma de evaluar estos dos factores en cada piso.

Para el cálculo de este valor teniendo en cuenta los valores escogidos en la tabla 3.6, se utilizara la siguiente expresión:

$$T = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} T_i}{N}$$

$$T_i = (1 - P_{si}) * (1 - P_{ti}) \dots\dots\dots (3.40)$$

Donde:

T_i = Sub índice T_i del piso i

N = Número de pisos examinados

P_{si} = Suma de los avalores concernientes a las grietas estructurales y deflexiones.

Puede ser 0 si la investigación no es necesaria.

P_{ti} = Suma de los valores concernientes al deterioro y estado actual.

Puede ser 0 si la investigación no es necesaria.

Tercer nivel de Evaluación

En caso de ser necesario debe investigarse los siguientes parámetros concernientes a columnas, vigas y muros y siempre y cuando se esté en condiciones de hacerse ensayos de muestras obtenidos de la estructura.

- Resistencia y Modulo de Elasticidad del Concreto.
- Confirmación acerca de la disposición del refuerzo en las secciones.
- Reestimación de la sección transversal de los miembros considerando la posible pérdida de su capacidad resistente debido a grietas.

Para el cálculo de T, es similar al segundo nivel de evaluación. Además en caso de que el índice C de resistencia es evaluado teniendo en cuenta la investigación específica mencionada antes, el sub-índice T debe tomarse como 1.0.

Tabla 3.8: Valores del índice T para el Primer Nivel de Evaluación

Deformación permanente (T_1)	
Característica	T_1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0,7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0,9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0,9
Visible deformación de vigas o columnas	0,9
No presenta signos de deformación	1.0

Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de (T_2)	
Característica	T_2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0,8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0,9
Grietas visibles en muros	0,9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0,9
Nada de lo anterior	1.0

Incendios (T_3)	
Característica	T_3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0,7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0,8
No ha experimentado incendio	1,0

Uso del cuerpo o bloque (T_4)	
Característica	T_4
Almacena sustancias químicas	0,8
No contiene sustancias químicas	1,0

Tipo de daño estructural (T_5)	
Característica	T_5
Daño estructural grave	0,8
Daño estructural fuerte	0,9
Daño estructural ligero o no estructural	1,0

Años Transcurridos (T_6)	
Característica	T_6
30 años o más	0,8
20 años o más (menos de 30)	0,9
Menos de 20 años	1,0

El criterio de la clasificación del daño asociado al choque es el de la tabla 3.4

Tabla 3.9: Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias et al., 1987).

Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales
Estructural ligero	Grietas de menos de 0,5 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0,5 a 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del hormigón, rotura de estribos y pandeo del

	refuerzo en vigas, columnas y muros de hormigón armado. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1 % de su altura. Asentamiento de más de 20cm.
--	---

Tabla 3.10: Grietas estructurales y Deflexiones (2do Nivel de Evaluación)

		GRIETAS ESTRUCTURALES Y DEFLEXIONES			
		1°. Las grietas de las losas se encuentran siguiendo una distribución irregular. 2°. Las grietas producidas por cortante o las grietas inclinadas de vigas, muros y columnas son claramente notorias a simple vista	1°. Las deflexiones de losas y vigas interfieren con los elementos no estructurales (son notorias) 2°. Las grietas producidas por cortante o las grietas inclinadas de vigas, muros y columnas son claramente notorias o simple vista 3°. Las grietas producidas por flexión o grietas verticales de vigas y columnas son claramente notorias a simple vista	1° Las grietas estructurales no corresponden a las descritas en a ó b. 2°. La deflexión de vigas y losas no corresponden a las descritas en a ó b.	
Miembros	I Losa	1	0.017	0.005	0.001
		2	0.006	0.002	0.000
		3	0.002	0.001	0.000
	II Viga	1	0.050	0.015	0.004
		2	0.017	0.005	0.001
		3	0.006	0.002	0.000
	III Columna	1	0.150	0.046	0.011
		2	0.050	0.015	0.004
		3	0.017	0.005	0.001
Suma de puntos a considerar	Sub Total				
	Total				

Tabla 3.11: Deterioro y Estado Actual (2do Nivel de Evaluación)

		DETERIORO Y ESTADO ACTUAL		
		1°. Se presenta grietas de expansión en el concreto debido a la corrosión del refuerzo.	1°. Desgaste por corrosión del refuerzo debido a filtración de agua.	1° Se aprecia claramente manchas debido a filtraciones de agua y productos químicos.
Miembros	N	2°. Se ha producido corrosión en el refuerzo.	2°. Deterioro del concreto alrededor del refuerzo	2°. Se observa alguna separación o deterioro de los materiales de acabados por el tiempo transcurrido.
		3° Se ha producido grietas debido a incendios.	3°. Notable separación en los materiales de acabados.	
		4° Deterioro del concreto debido a productos químicos y otros.		
I Losa	1	0.017	0.005	0.001
	2	0.006	0.002	0.000
	3	0.002	0.001	0.000
II Viga	1	0.050	0.015	0.004
	2	0.017	0.005	0.001
	3	0.006	0.002	0.000
III Columna	1	0.150	0.046	0.011
	2	0.050	0.015	0.004
	3	0.017	0.005	0.001
Suma de puntos a considerar	Sub Total			
	Total			

3.2.3.4 Subíndice sísmico del movimiento del terreno G

El sub índice sísmico G se introdujo para dar cuenta de las condiciones locales del suelo que puede amplificar o atenuar el movimiento eficaz que el suelo introduce en la estructura, para lo cual será necesario relacionar las características dinámicas de la estructura y del suelo, teniendo en cuenta además las sismicidad del suelo de la zona.

De forma práctica, teniendo en cuenta la complejidad, y tiempo de su análisis se establece en 1.0, pudiendo decrecer de acuerdo a un análisis dado a la interrelación del suelo - estructura, peligro sísmico y fundamentalmente del conocimiento, criterio y juicio del ingeniero evaluador.

3.2.4.ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA (Iso)

Para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica que presenta una edificación existente mediante el uso del método de la capacidad de evaluación sísmica ha hecho necesario proporcionar un índice bien definido de protección sísmica para permitir una comparación con el índice de resistencia sísmica calculado.

Teóricamente, el índice de resistencia sísmica base E_0 , es idéntica con el índice sísmico I_s cuando el valor de todos los demás índices, tales como modificadores de G, Sd y T, es la unidad, se puede interpretar como la aceleración de respuesta elástica. En otras palabras E_0 puede ser comparado con un índice de protección, expresado como un producto de valor máximo de aceleración y el factor de respuesta de ampliación en la forma de espectro de respuesta lineal. Sin embargo, en la deducción de la ecuación (3.28) para el índice F de ductilidad, se asumió que el factor de aumento de respuesta es una constante en el intervalo período considerado.

También es bien sabido que la respuesta en el rango corto período es muy sensible a varios factores involucrados, como los contenidos de frecuencia, la forma de onda del acelerograma, tipos y otros parámetros seleccionados de modelos lineales o no lineales. En vista de la situación, se decidió que el factor de aumento de respuesta para el índice de protección sísmica debe ser evaluado a

partir de un análisis de la respuesta estadística de los modelos no lineales para las familias de terremotos artificiales.

Como resultado de esta investigación se determinó una compensación por el grado de aproximación involucrado en la ecuación. (3.28). Definiendo el índice básico de protección E_{so} expresado como:

$$E_{so} = (Cr.F). (a_g / g) \dots\dots\dots (3.41)$$

Dónde: (a_g / g) es la aceleración máxima del suelo dividida por la aceleración por gravedad, y el factor de amplificación de respuesta sísmica $(Cr.F)$ se expresa como el producto de la relación de resistencia Cr (fuerza dividida por la masa y cercana de la aceleración pico) y el índice F ductilidad.

Dos modelos no lineales fueron seleccionados. Una de ellas es el modelo de degradación tridimensional, que representa una estructura que presenta principalmente una falla en flexión. Otro modelo elegido para representar una estructura de falla por cortante, como se ha mencionado este modelo representa la degradación de rigidez sin disipación de energía de histéresis.

- Tipo A = movimiento de tierra superior unida espera cerca de una falla causante.
- Tipo B = movimientos cerca de una falla en un terremoto de magnitud 7.
- Tipo C: movimientos en la región epicentral de un terremoto de magnitud 6.
- Tipo D: movimientos en las inmediaciones de la falla de un terremoto de magnitud 5, con una profundidad focal pequeña.

Obteniéndose como resultado que la resistencia requerida no se ve afectada significativamente por la elección de los tipos de terremotos. Pero si es dependiente, por supuesto, sobre el valor del factor de ductilidad prescrita, por ello se multiplica por el índice ductilidad F de la ecuación. (3.28), sin embargo, se obtienen factores de respuesta casi idénticas de aumento, lo que indica la validez del método en el "Estándar".

Teniendo en cuenta que estas cifras se obtuvieron para un período fundamental de suelo $T_p = 0,4$ s, el factor de ampliación respuesta se determinó como sigue.

Para edificios con un comportamiento predominante de flexión.

$$C r. F = 3.15 \sqrt{\frac{T_p}{2T}} \leq 3.15 \dots \dots \dots (3.42)$$

Para edificios con un comportamiento predominante de Corte.

$$C r. F = 2.90 \sqrt{\frac{T_p}{2T}} \leq 3.15 \dots \dots \dots (3.43)$$

En cuanto a la duración del período natural T en estas ecuaciones, se hizo referencia al tipo de comportamiento predominante de la edificación, flexión o de cortante, que condujo a la expresión siguiente en términos de la cantidad “n” total de niveles.

Para edificios con un comportamiento predominante de flexión

$$T = 0.20 \sqrt[4]{3(n - 1)} \geq 0.20 \dots \dots \dots (3.44)$$

Para edificios con un comportamiento predominante de Corte.

$$T = 0.14 \sqrt[4]{3(n - 1)} \geq 0.14 \dots \dots \dots (3.45)$$

Los valores para edificaciones con mayor rendimiento de tipo flexión se puede utilizar cuando la mayor parte de la capacidad sísmica es debido a la capacidad de los miembros dúctiles. Cuando la mayor parte de la capacidad sísmica proviene de los miembros frágiles, o la capacidad consiste en la mezcla de los dos tipos de mecanismos de fallo, los valores de edificaciones con tipo de falla cortante se deben utilizar.

La evaluación de la aceleración máxima del terreno posible era una tarea más difícil. Que incluye consideraciones de sismología e ingeniería, donde la siguiente expresión fue seleccionada.

$$a_g / g = (0.36 \sim 0.23) \sqrt{\frac{0.4}{T_g}} \dots \dots \dots (3.46)$$

Siendo el mayor valor de $a_g = 0,36$ g, para $T_p = 0,4$ seg. Donde la distancia a la zona epicentral del terremoto pronosticado está a menos de 40 km. En la selección de este valor, se tuvo en cuenta la acción histerética posible del suelo superficial en el suelo fuerte de vibración, y la amplificación permisible en el grado de daño estructural. El menor valor de $a_g = 0,23$ g para $T_p = 0,4$ seg representa la media sismicidad frecuente, y se va a utilizar en las regiones donde la distancia a la zona epicentral predicho es mayor de 70 km. Para el área entre estas dos regiones, la interpolación se sugirió, basado en datos de atenuación japoneses. Esto resultó ser casi una interpolación lineal.

Para generalizar el índice de protección sísmica para su aplicación práctica, el siguiente formulario de derivación fue finalmente adoptado. Para el índice I_{SO} , que representa un umbral de resistencia, el cual se evalúa mediante la siguiente ecuación:

$$I_{SO} = E_{SO} \cdot Z \cdot G \cdot U \dots \dots \dots (3.47)$$

Donde:

E_{SO} = Índice básico de protección sísmica o Resistencia sísmica básica requerida.

Z = Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica la edificación.

G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.

U = Factor de importancia de la edificación por su uso.

La resistencia sísmica básica (E_{SO}) se determina a partir del estudio de los daños de los edificios durante un terremoto. Para los propósitos de otros estudios, se recomienda que esta resistencia se establezca a partir del requerimiento de resistencia elástica de las normas para la zona de mayor peligro sísmico (zona epicentral), reducida por un factor de reducción (R) cuyo valor debe ser elegido considerando que el nivel de daño que se produzca evite la puesta fuera de servicio del edificio. (OPS, 2004).

En lo presentado se encuentran expresiones para obtener cada una ellas, estás de acuerdo a tipo de edificaciones y características de sitio de Japón, por tanto, para obtener un valor de resistencia básica de acuerdo a tipo de edificaciones y características de sitio de nuestro país, correlacionaremos las expresiones de

cada factor con las expresiones establecidas en la Norma Técnica E-030 de Diseño Sismo Resistente.

De acuerdo a lo presentado el valor E_{so} , se encuentra en función de la aceleración máxima del suelo dividida por la aceleración por gravedad (a_g / g), y de un factor de amplificación sísmica (Cr. F).

Para cálculo de la aceleración máxima del suelo dividida por la aceleración por gravedad (a_g / g). Como la norma presenta aceleraciones máximas de acuerdo a la zona sísmica y periodos de vibración del suelo (T_p), este factor se presenta en la siguiente tabla valores máximos para sismos severos y valores mínimos para sismos moderados:

Tabla 3.12: Factor (a_g / g), de acuerdo al índice de zona y Tipo de Suelo

Z	S	ag/g	
		max.	min.
0.40	S1	0.36	0.23
	S2	0.29	0.19
	S3	0.24	0.15
0.30	S1	0.31	0.20
	S2	0.25	0.16
	S3	0.21	0.13
0.15	S1	0.22	0.14
	S2	0.18	0.12
	S3	0.15	0.09

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5 \dots\dots\dots (3.48)$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo, por tanto para el cálculo del factor de amplificación de respuesta sísmica (Cr. F), se usara:

$$C_{r.F} = 2.50 \sqrt{\frac{T_p}{2T}} \leq 2.50 \dots\dots\dots (3.49)$$

Según la norma E-030, vigente, el período fundamental (T) para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{hn}{C_t} \dots\dots\dots (3.50)$$

Donde:

CT = 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

CT = 45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

CT = 60 para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot D_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot D_i^2)}} \dots\dots\dots (3.51)$$

El factor Z de zona sísmica, está dada distribución espacial de la sismicidad observada en el territorio nacional, estas están dadas en el Artículo 5 por la Norma Sismorresistente E-30 del R.N.E.

El factor U de importancia, por condiciones demandadas por el uso del edificio se considera igual a 1,0 para edificaciones comunes; 1.3 para edificaciones importantes; y 1.5 para edificaciones esenciales. Estos están dados en el Artículo 10 por la Norma Sismorresistente E-30 del R.N.E.

El factor G, es el factor de condiciones topográficas; de acuerdo a las recomendaciones del Hirosawa, se considera igual a 1,0 para condiciones topográficas sin pendiente e igual a 1.25 para zona de pendiente, en el borde de un acantilado, o en estratos discordante sobre una colina.

CAPÍTULO IV

PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES

CAPÍTULO IV: PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES

4.1. INTRODUCCIÓN

Después de haber determinado la vulnerabilidad preliminar de una edificación, en este capítulo se describen los criterios y procedimientos para realizar una evaluación detallada de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones, y de ese modo obtener el reforzamiento más adecuado para que una edificación tenga la capacidad de soportar un evento sísmico.

En el Perú existe un universo muy grande de edificaciones vulnerables a los sismos, debido a diversos factores como; edificaciones construidas con materiales frágiles; edificaciones informales sin control; edificaciones en laderas; una mala configuración estructural; o edificaciones antiguas.

Teniendo en cuenta el concepto de vulnerabilidad sísmica, el reforzamiento de edificaciones existentes se refiere a mejorar su desempeño en caso de sismo, para ello se tendrá que intervenir la edificación, teniendo en cuenta los aspectos de arquitectura, estructuras, elementos no estructurales y fijación de equipos de ser el caso.

Por lo general los códigos de edificación son dirigidas a nuevas edificaciones, y no al reforzamiento de las mismas, por ello es importante tener en cuenta un adecuado proceso para el reforzamiento de las edificaciones, de tal manera que la edificación sea capaz de resistir un evento sísmico siguiendo los objetivos del diseño sismorresistente anotada en el capítulo 1 del N.T.E. E-0.30 (Diseño Sismorresistente).

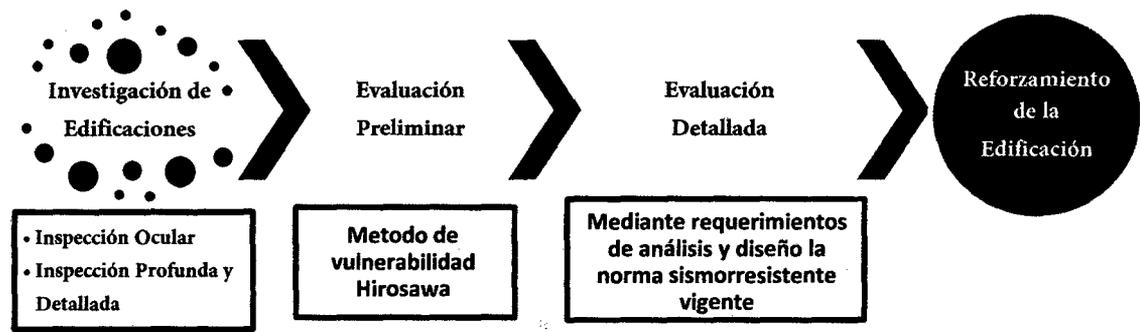
4.2. PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO

En el presente capítulo se describe el procedimiento para evaluar la vulnerabilidad de edificaciones ante eventos sísmicos; dicha metodología es producto de la compilación de algunos criterios empleados, de entre los cuales se ha dispuesto de tres procesos específicos:

- Las características de las edificaciones existentes.
- La evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante el método Hirosawa
- Los requerimientos de análisis y diseño la norma sismorresistente vigente.

Se pretende con este planteamiento realizar una evaluación detallada, empleando para ello métodos cualitativos y analíticos de cálculo estructural, presentados de manera tal que su aplicación resulte sencilla a los inspectores.

En el siguiente esquema se detalla el proceso la propuesta presentada



4.3. INVESTIGACIÓN DE EDIFICACIONES

Consiste en la revisión completa de los documentos existentes de la estructura (memorias, planos, cálculos y estudio de suelos). En el caso de que no existan planos, se realiza un levantamiento de las dimensiones generales del edificio, con todos los detalles de los materiales que constituyen los elementos resistentes a fuerzas laterales y su geometría. Este procedimiento se encuentra detallado en el capítulo dos de esta investigación.

Para una mejor comprensión del trabajo a realizarse en campo este se ha dividido en dos sub etapas:

- **Inspección Ocular:**

En la cual se deberá examinar cuidadosamente el sistema estructural, las posibles deflexiones de losas y vigas, los agrietamientos de los mismos, el deterioro de los

materiales que constituyen la estructura, el estado de los nodos, los apoyos de los elementos y cualquier otro detalle que se considere importante y que podamos observar en la visitas realizadas a la edificación en estudio. Se considera el primer filtro para tener obtener el grado de reforzamiento que pueda tener una edificación por tanto dependerá del criterio y experiencia del ingeniero.

- **Inspección Profunda o Detallada:**

Después de la primera impresión del estado de la edificación dada en campo y en base al criterio y experiencia del ingeniero se revisara las características físicas y mecánicas de los materiales que componen los elementos estructurales del mismo modo los diversos tipos de ensayos a realizar estarán en base a lo encontrado en campo.

4.4. EVALUACIÓN PRELIMINAR

Una vez determinado las características más representativas de la edificación como sistema estructural predominante, antigüedad, deterioro, configuración, características de los elementos estructurales, etc. se realizar la evaluación de vulnerabilidad sísmica mediante el método Hirosawa, a fin de determinar el nivel de agresividad de reforzamiento que necesita la edificación en estudio. Este procedimiento se encuentra detallado en el capítulo tres de esta investigación.

Para la determinación de la vulnerabilidad mediante el método Hirosawa se realiza la comparación de los Índices de resistencia (I_s) y demanda sísmica (I_{so}), para los cuales según investigaciones realizadas se ha determinada un cuadro de ratios para los diferentes niveles de agresividad de reforzamiento.

RATIO (I_{so}/I_o)	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
$(I_{so}/I_o) > 1.00$	NULO	MUY BAJO
$1.00 > (I_{so}/I_o) > 0.90$	LIGERO	BAJO
$0.90 > (I_{so}/I_o) > 0.70$	MODERADO	MEDIO
$0.70 > (I_{so}/I_o) > 0.50$	SEVERO	ALTO
$0.50 > (I_{so}/I_o)$	COMPLETO	MUY ALTO

4.5. EVALUACION DETALLADA

Antes de embarcarse en un proyecto de reforzamiento, las deficiencias sísmicas se han identificado a través de una previa evaluación sísmica, realizada utilizando una metodología de evaluación, teniendo en cuenta una combinación de rendimiento del edificio y riesgo o demanda sísmica. (FEMA, 2000).

Este procedimiento se basa en la utilización de todos los criterios de análisis y verificación de los elementos estructurales mediante las consideraciones dadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente, por ello en esta etapa se determinara los puntos críticos de la edificación es decir los elementos estructurales que deben reforzarse por falta de resistencia, así como las deficiencias por rigidez que pueda tener la estructura, a fin de que con ello se obtenga un reforzamiento ideal para la singular estructura.

En general para obtener el reforzamiento adecuado, tanto técnico como económico de una edificación, es necesario seguir una serie de procesos, así como un análisis riguroso y completo de todas las características iniciales y a las que se pretende llegar. Para ello en esta investigación nos apoyaremos del proceso para rehabilitación de edificaciones, recomendado por el código FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency), el cual de acuerdo a los objetivos que se persigue presentaremos en la figura 4.1, un resumen de esquemático de dicho proceso, teniendo en cuenta que el si bien seguiremos esta secuencia para la determinación del reforzamiento de una edificación, utilizaremos todos los parámetros de análisis y diseño dados en la Norma Técnica de Edificaciones.

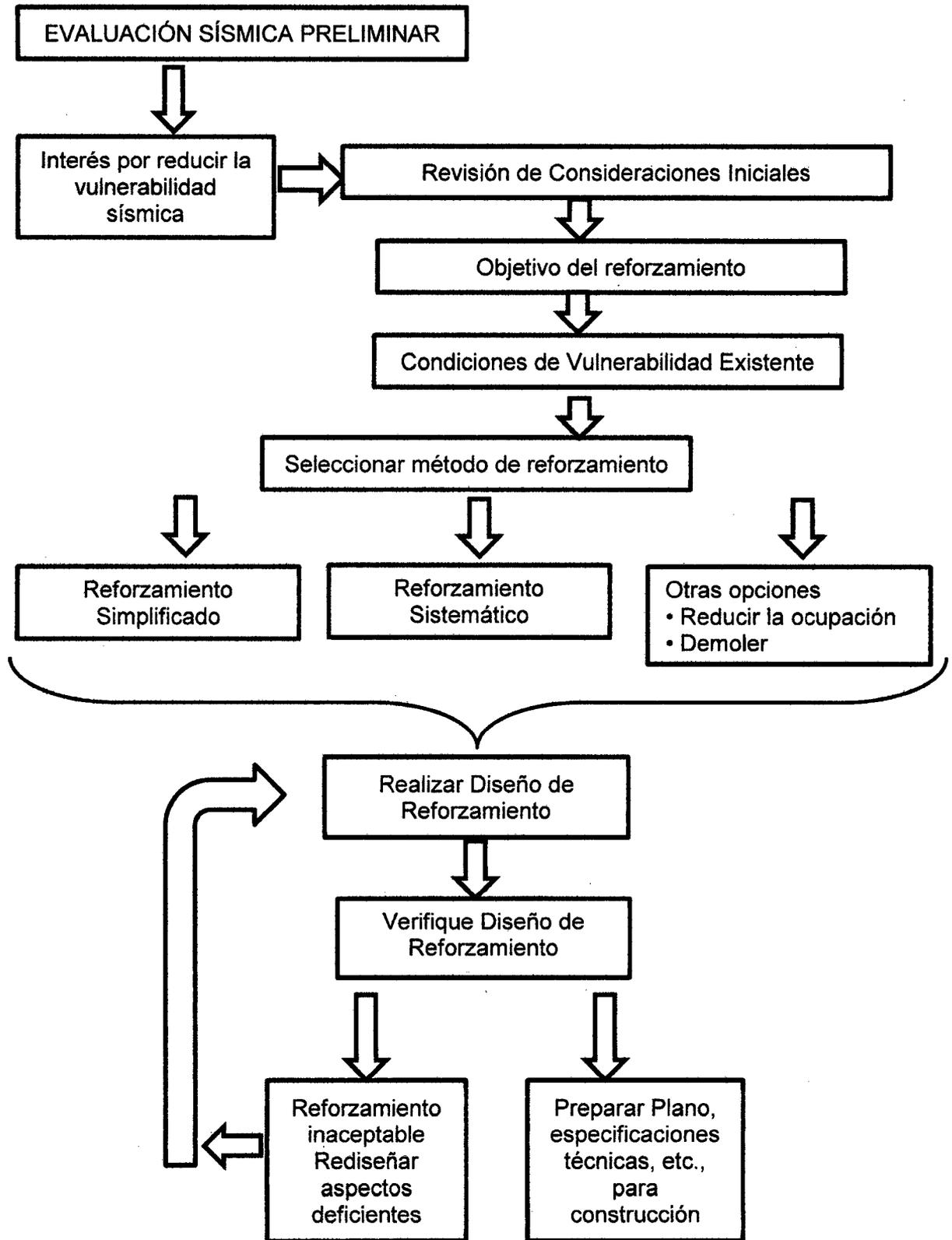


Figura 4.1: Esquema de Reforzamiento de Edificaciones Existentes FEMA 356

4.6. REVISIÓN DE CONSIDERACIONES INICIALES

El profesional debe revisar las consideraciones iniciales con el propietario del edificio o código oficial para determinar las restricciones que existen en el diseño de las medidas de rehabilitación. Las consideraciones iniciales incluyen las características estructurales del edificio, riesgos sísmicos, incluidos los peligros geológicos presentes en el lugar, los resultados de anteriores evaluaciones sísmicas, la construcción de uso y requisitos de ocupación, situación histórica, las consideraciones económicas, problemas sociales, y los requisitos jurisdiccionales. (FEMA, 2000).

En anteriores capítulos se ha revisado el procedimiento para la obtención de muchas de las características iniciales de una edificación, pero estas se deben recalcar dada su vital importancia tanto para determinar las condiciones y zonas críticas de falla en condiciones iniciales, como para determinar un adecuado reforzamiento. Esto se lograra cuando asemejemos con mayor certeza las características de la estructura existente en un modelo matemático con las más exactas características en cada uno de los elementos que la componen.

A continuación presentaremos algunos de los aspectos más relevantes de una edificación que necesitamos tomar en cuenta, para realizar un correcto análisis y evaluación de una edificio.

4.6.1. Características Estructurales

El comportamiento sísmico de una edificación depende básicamente de dos factores; la características estructurales propias de la edificación y de las características geotécnicas. Uno de los principales factores que generan el comportamiento sísmico de una edificación es la forma geométrica, horizontal y vertical, además el tipo, cantidad y la ubicación de los elementos estructurales determinaran la comportamiento de la edificación, por ello es importante determinar estas condiciones, así como las deficiencias que nos presenta cada una de estas, para de este modo tenerlas presente y de ser el caso corregirlas para mejorar su comportamiento sísmico.

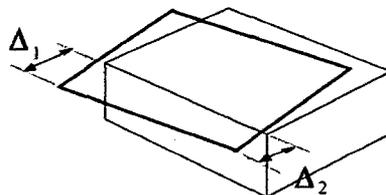
• **Configuración en planta y elevación**

La configuración del edificio (tamaño, forma y componentes), tiene un efecto significativo en el comportamiento del edificio bajo un sismo. Por ello se deberá tener especial cuidado cuando nos encontremos con configuraciones irregulares, tanto en planta como en elevación.

Muchos de los errores de ingeniería que ocasiona graves daños y colapsos, se originan por fallas en la configuración. Reconociendo que la forma, simetría y distribución general de las edificaciones, son más importantes o contribuyen de manera más significativa en la determinación exacta de las fuerzas especificadas en las normas de diseño sismorresistente.

El artículo 11 de la NTE E.030 (Diseño sismorresistente), establece que las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica. A continuación presentaremos alguna de las más relevantes irregularidades estructurales en planta y elevación.

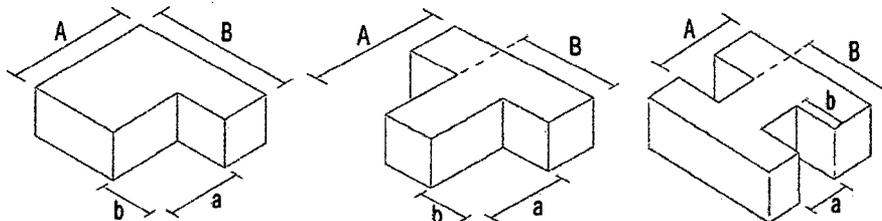
Irregularidad torsional:



Si $\Delta_{\text{máx}} \geq 1.3 \Delta_{\text{prom}} \Rightarrow$ Irregular

Donde $\Delta_{\text{prom}} = (\Delta_1 + \Delta_2) / 2$ y $\Delta_{\text{máx}} = \Delta_1$

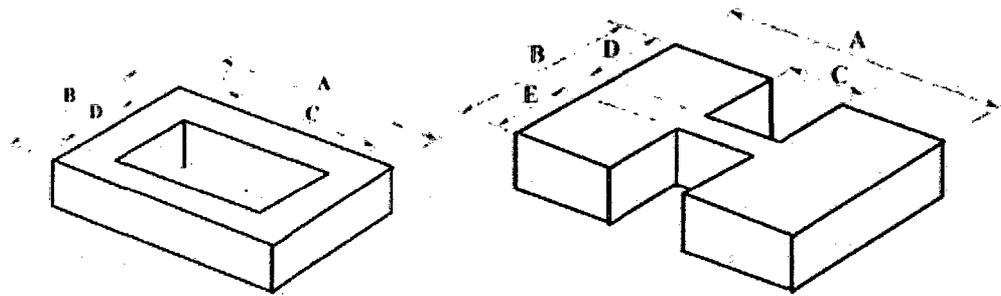
Esquinas entrantes:



Si $a/A \geq 0.15$ y $b/B \geq 0.15 \Rightarrow$ Irregular

Figura 4.2: Irregularidad en planta (cont.)

Discontinuidades en el diafragma:



Si $A_{\text{huecos}} / A_{\text{bruta}} \geq 0.30 \Rightarrow$ Irregular

Donde $A_{\text{huecos}} = D \times C$ ó $(C \times D + C \times E)$ y $A_{\text{bruta}} = A \times B$

Sistemas no paralelos:

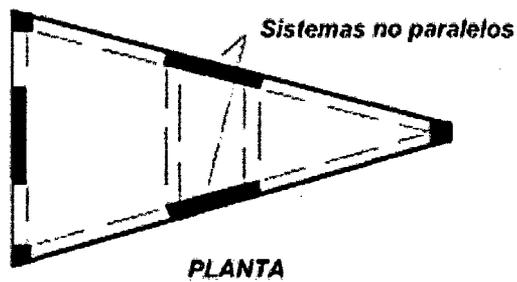


Figura 4.2: Irregularidad en planta

Piso Blando:

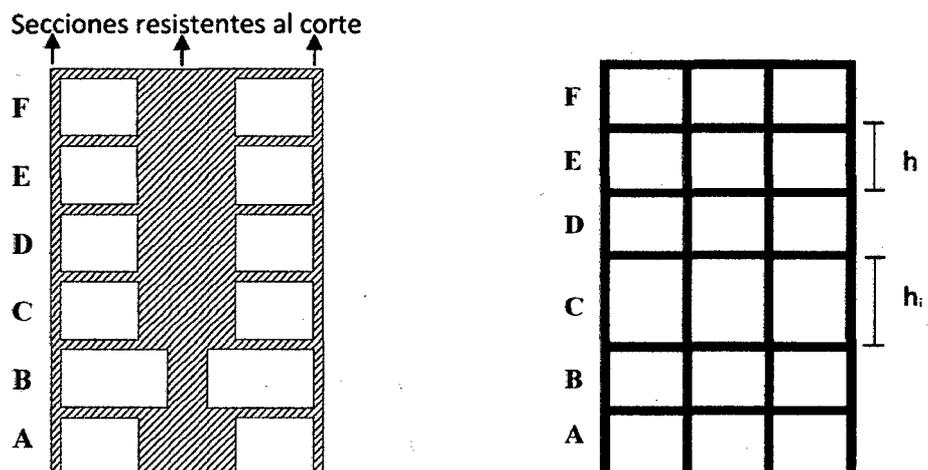
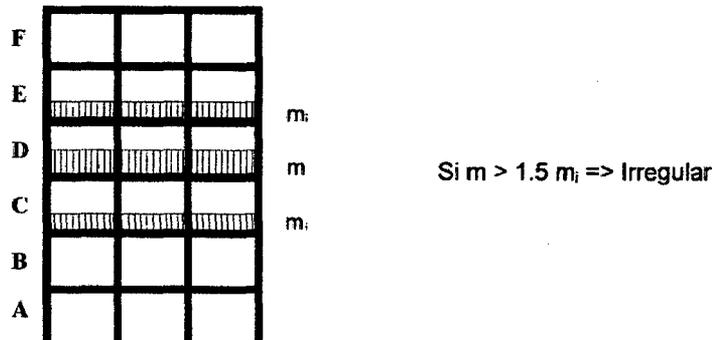


Figura 4.3: Irregularidad en elevación (cont.)

Irregularidad de masas:



Irregularidad geométrica:

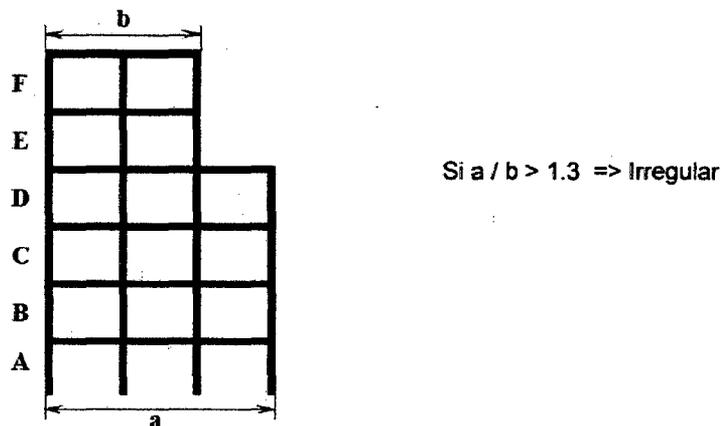


Figura 4.3: Irregularidad en elevación

- **Determinación del sistema estructural**

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica (R).

- **Diafragma rígido**

Se entiende por diafragma rígido a una lámina que no se deforma axialmente ni se flexiona ante cargas contenidas en su plano. La Norma E.070 recomienda que las edificaciones preferentemente deban contar con diafragmas rígidos y continuos, es decir, que las losas de piso y la cimentación actúen como elementos que integren a los muros portantes, generando compatibilidad en sus desplazamientos laterales. (San Bartolomé, Quiun y Silva, 2011)

En el Perú, típicamente se usan las losas aligeradas, macizas y nervadas, las cuales tienen como una de sus funciones principales, proveer que la estructura obtenga la unidad estructural, de manera que esta tenga un comportamiento uniforme en cada piso, logrando así que todos los elementos contenidos en un piso se deformen una misma cantidad.

En el caso de coberturas ligeras de madera o techos metálicos, no se considerara diafragma rígido por no proporcionar a la estructura rigidez en su plano, en este caso los muros deberán verificarse por volteo.

En caso de losas convencionales (aligeradas o losas macizas), de forma rectangular o similar, la relación de la longitud en planta no deberá exceder de 4 ($L/B \leq 4$), para evitar que las losas se deformen por flexión debido a cargas en su plano. Estas deformaciones hacen que la hipótesis de diafragma rígido no se satisfaga, esto es, la losa no llega a compatibilizar los desplazamientos laterales de los muros. De darse el caso esta situación, el análisis estructural por cargas sísmicas deberá hacerse considerando la flexibilidad (capacidad de deformarse) del diafragma. Un análisis parecido debe hacerse cuando la losa presenta grandes aberturas. (San Bartolomé, 2006)

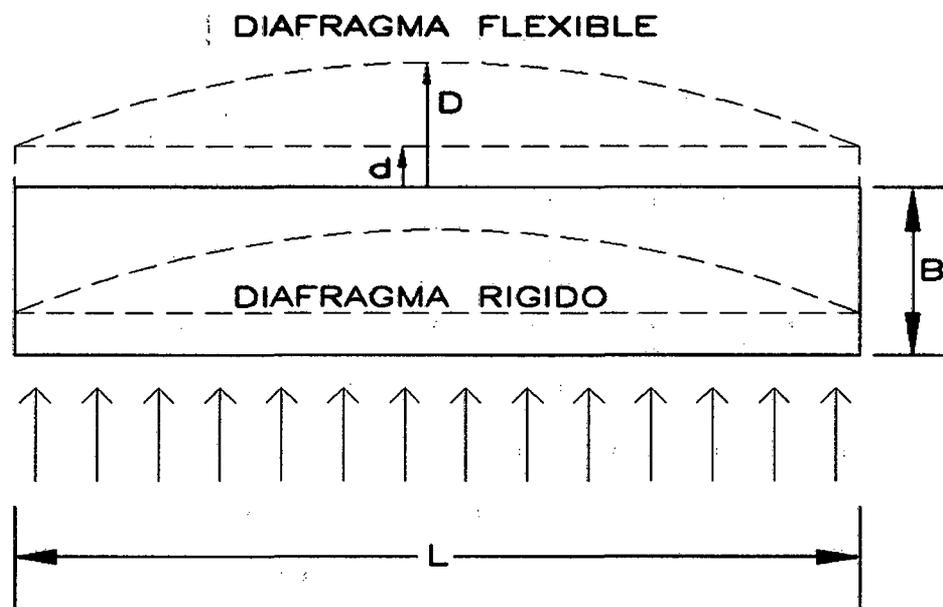


Figura 4.4: Deformación por flexión de un diafragma alargado, con $L/B \geq 4$

4.6.2. Peligro sísmico del sitio

El riesgo sísmico se basa en la ubicación del edificio con respecto a las fallas causativas, las características geológicas regionales y específicos del sitio, generando un nivel de peligro sísmico particular para cada zona. La evaluación de la amenaza sísmica debido a terremotos inducidos por peligros geológicos del sitio se llevará a cabo de conformidad con el Capítulo 2 de la Norma E.030.

La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características esenciales de los movimientos sísmicos, la atenuación de estos con la distancia y la información geotécnica obtenida de estudios científicos.

De acuerdo a lo anterior la Norma E-0.30 de diseño sismo-resistente asigna un factor "Z" a cada una de las 3 zonas del territorio nacional. Este factor representa la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Riesgo sísmico debido al movimiento de la tierra se define como espectros de aceleración de respuesta o aceleraciones tiempo-historia sobre una base probabilística o determinista.

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia de acuerdo con el procedimiento dado en la Norma E.030. La zona sísmica de la edificación se determinará según lo especificado en el artículo 5 de la Norma E.030.

4.6.3. Características de los materiales

Uno de los factores determinantes para obtener una buena aproximación del comportamiento real de una edificación ante un evento sísmico, dependerá de las características de los materiales que componen cada elemento estructural, es decir la calidad del concreto, del acero de refuerzo, así como la cantidad de acero en el concreto, la albañilería, entre otros. Por ello es necesario tener especial cuidado en su obtención, dicho proceso se describió en capítulos anteriores de

esta investigación, recalcando su importancia en su precisión, así como en la utilización de métodos no destructivos a fin de no alterar la estructura existente.

El fin de obtener las características de los materiales es determinar las propiedades estructurales que tendrá cada elemento de la estructura resistente, es decir, los elementos que enfrentaran el movimiento sísmico. Las propiedades esenciales que definen el comportamiento de una edificación ante un sismo, es la ductilidad (capacidad de deformación) y la resistencia (capacidad que posee cada elemento a los esfuerzos Axiales, cortantes, Momentos, etc.) de los elementos estructurales.

- **Resistencia**

La resistencia es la capacidad que posee cada elemento estructural a los esfuerzos Axiales, cortantes, Momentos, además de combinación de estos, por ello se deberá verificar de la capacidad que posee cada elemento estructural, para resistir la demanda sísmica. A continuación presentaremos algunas imágenes de elementos que no superaron la demanda sísmica.



Figura 4.5 (a): Fallas por corte en Placa de Sótano

Figura 4.5: Fallas por resistencia. (Cont.)

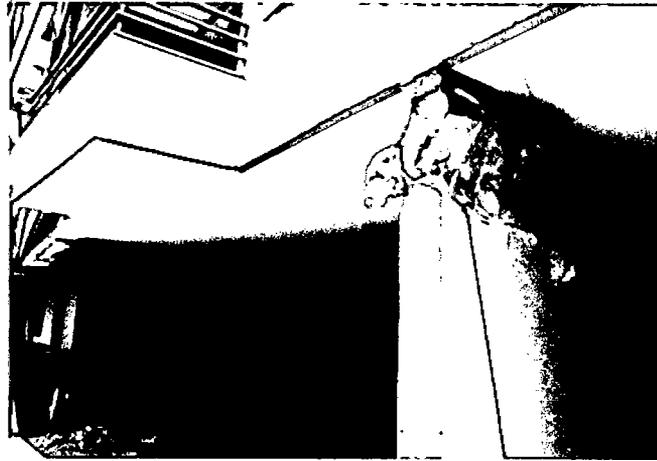


Figura 4.5 (b): Fallas por corte en Placa de 1er Nivel



Figura 4.5 (c): Fallas por corte en Placa

Figura 4.5: Fallas por resistencia.

- **Ductilidad**

La ductilidad es la capacidad a deformarse que posee cada elemento estructural, esta propiedad está asociada a los desplazamientos relativos que tendrá cada nivel de una edificación ante la acción de un sismo, teniéndose que los elementos menos dúctiles comenzaran a fallar primero, perdiendo por lo general toda su capacidad de resistencia al desplazamiento, siendo los elementos más dúctiles los que asuman el remanente de la fuerza sísmica. Es decir, si los elementos más dúctiles no poseen la rigidez adecuada para resistir el remanente de sismo descrito, la edificación podría llegar a colapsar, por ello es importante verificar los

desplazamientos relativos permisibles, considerando el sistema estructural predominante.

Esta propiedad debe considerarse predominante ante la capacidad de resistencia de un elemento, pues si es que los elementos estructurales de una edificación llegan a fallar por un excesivo desplazamiento, sin importar su resistencia esta edificación podría colapsar y representaría un peligro para las personas que la habitan. A continuación presentaremos algunas imágenes de edificaciones que colapsaron por un excesivo desplazamiento con controlado por sus elementos estructurales.



Figura 4.6: Fallas por Ductilidad y Piso Blando (cont.)

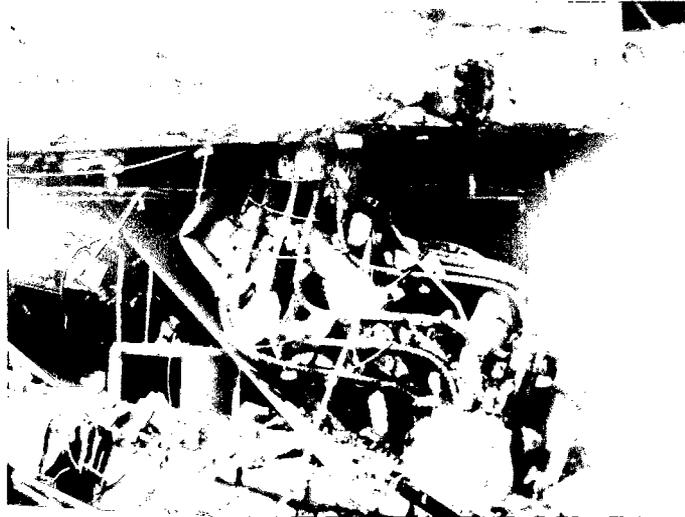


Figura 4.6: Fallas por Ductilidad

4.6.4. Tipo de Uso u ocupación

Como parte de la necesidad de reforzar una edificación, es necesario conocer el uso, o el tipo de ocupación que tiene actualmente la estructura, esto con fin de tener en cuenta la necesidad de operatividad de la edificación después de un evento sísmico.

El artículo 10 de la norma E.030, nos presenta una escala de importancia de las edificaciones, las cuales las clasifica de acuerdo a su valor de operatividad y el peligro que representa en caso de colapso luego de un evento sísmico, se clasifica en edificaciones esenciales, importantes, comunes y menores.

Se debe tener en cuenta que para asegurar dicha operatividad, la norma establece una mayor demanda sísmica que tendrá que soportar la estructura, es decir en el caso que una edificación no sea capaz de soportar la demanda sísmica impuesta por la norma como una edificación esencial, si podría estar apta para ser usada como una edificación común.

4.6.5. Procesos Constructivos y antigüedad

Otras limitaciones sobre las modificaciones al edificio debido a las características históricas o estéticas también deben ser entendidas. La situación histórica de cada edificio por lo menos 50 años de edad debe determinarse. Esta determinación

debe hacerse temprano, ya que puede influir en las decisiones de los métodos y técnicas de reforzamiento. (FEMA, 2000).

La antigüedad así como las deficiencias constructivas deben ser determinadas, esto con el fin que el evaluador tenga presente las posibles zonas críticas de un inicio pues estas serán posiblemente las zonas de reforzamiento, en cuanto a la antigüedad de la edificación se debe tener en cuenta que la primera norma sísmica en el Perú recién apareció en 1977, por tanto edificaciones con más de 35 años de antigüedad, posiblemente no ofrezca muchas garantías sísmicas y por tanto se debe tener especial cuidado, además posiblemente el reforzamiento tenga un alto valor económico, que deberá ser consultado con el propietario antes de proceder a un análisis y diseño más detallado.

4.7. OBJETIVOS O METAS DEL REFORZAMIENTO

En esta etapa el evaluador deberá determinar el objetivo, meta o meta que deberá superar la estructura resistente de la edificación, siendo este el que nos conduzca a determinar el grado de necesidad de reforzamiento. Teniendo en cuenta que cada objetivo consiste de una meta de desempeño y de un nivel de peligro sísmico, el cual se puede determinar de manera probabilística o determinística.

4.7.1. Nivel de Peligro Sísmico Probabilístico

Este tipo de peligro está asociado a la utilización de métodos de análisis no lineal. Los análisis No Lineales, junto con el avance de computación e información obtenida de ensayos, nos dan los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico, incluyendo el deterioro de la resistencia y de la rigidez asociado con el comportamiento inelástico de los materiales y grandes desplazamientos. Es por ello que el análisis No Lineal juega un papel muy importante en los diseños de nuevas estructuras y verificación de las existentes. (Gálvez, 2011).

Según el FEMA los niveles de demanda sísmica son los siguientes:

Tabla 4.1: Niveles de Peligro Sísmico según el FEMA

Niveles de Peligro Sísmico según el FEMA				
PELIGRO	P(A<a) en 50 años	APS (g)	Tr (años)	Sa (g)
Frecuente	50%	0.21	73	0.38
Raro (E.030)	10%	0.40	475	0.74
Muy Raro	2%	0.70	2474	0.91

Lo anterior proporciona la demanda sísmica, pero adicionalmente se tendrá que definir el límite permisible de acuerdo a la respuesta de las estructuras para cumplir con cierto desempeño dependiendo del nivel de la demanda. Para efectos de esta investigación se puede utilizar los criterios dados por el FEMA 368 (FEMA, 2001), la cual está dada mediante los desplazamientos relativos (Drift).

Tabla 4.2: Niveles de Desempeño Estructural

Niveles de Desempeño Estructural (Deriva %) Material: Concreto Armado y Albañilería								
	Nivel de Daño	Pórticos Dúctiles	Pórticos No Dúctiles	Pórticos Rellenos con Albañilería	Muros Dúctiles	Muros Chatos	Muros de Ductilidad Limitada	Albañilería Confinada
Operativo	Nulo	<0.20	<0.10	<0.10	<0.20	<0.10	<0.05	<0.04
	Reparable Ligero	0.40	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.10
Resguardo de Vida	Moderado	<1.0	<0.5	<0.4	<0.80	<0.40	<0.30	<0.32
	Irreparable (<Fluencia)	1.80	0.80	0.70	1.50	0.70	0.50	0.40
Prevención de Colapso	Sévero (Colapso Parcial)	1.80	0.80	0.70	1.50	0.70	0.50	0.40
Colapso	Colapso	>3.00	>1.00	>0.80	>2.5	>0.80	>1.00	>0.50

De acuerdo a lo anterior, dependiendo de la demanda del sismo y la respuesta estructural podemos hallar el desempeño de esta mediante los valores de su deriva máxima de entrepiso.

4.7.2. Nivel de Peligro Sísmico Determinístico

La utilización de un análisis probabilístico, nos resultara factible y recomendable siempre y cuando contemos con un registro sísmico adecuado, y que este se preste a las características de la edificación a evaluar, por este motivo, en caso de no contar con ello, se recomendable utilizar la demanda de peligro sísmico determinístico, dado por la norma E.030.

En el Perú la Norma E.030 establece un nivel de demanda sísmica, como una aceleración en la base: el factor Z. La norma E.030 incrementa la demanda dependiendo del uso, componente, ubicación y sistema constructivo y pone como límite el criterio del drift que depende básicamente del material predominante.

Por tanto, la Norma E030 (El Peruano, 2006), el peligro sísmico se determina utilizando la fórmula: $S_a = ZUCS/R$, en donde cada parámetro modifica el peligro dependiendo de la ubicación y tipo de estructura.

Este nivel de demanda sísmica debe cumplir con un solo criterio de desempeño, el establecido en la tabla 8 del capítulo 15 de la citada Norma.

Tabla 4.3: Niveles de Desempeño Estructural dados por la Norma E.030

LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

4.8. CONDICIONES DE VULNERABILIDAD EXISTENTE

La finalidad de este procedimiento es realizar la verificación y evaluación estructural de la edificación, a fin de determinar el estado de vulnerabilidad existente, tanto de forma global de la estructura como particular de las zonas o elementos que podrían ocasionar un mecanismo de falla.

4.8.1. Descripción de los modelos estructurales adoptados

El comportamiento dinámico de las estructuras serán determinadas mediante la generación de un modelo matemático en el que se considera la contribución de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y muros en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de sismo son del tipo inercial por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de la masa en los pisos para poder completar los requisitos del modelo.

Debido a la existencia de elementos no estructurales como paneles de madera, muros de albañilería, tabiquería, etc., se ha comprobado en diversos estudios que la contribución de estos elementos no estructurales afectan el comportamiento dinámico de las estructuras en el rango elástico, por lo que es necesario, para estos efectos, el considerar la contribución de estos elementos en la rigidez lateral de las estructuras. (MINSU, 1997).

El análisis de la edificación se realizara mediante la utilización del programa ETABS. Los diversos módulos serán analizados con modelos tridimensionales, suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones en su plano. En el análisis se supuso comportamiento lineal y elástico. Los elementos de concreto armado se representaran como elementos lineales. Los muros de concreto armado y de albañilería se modelaran como elementos de cáscara, con rigideces de membrana y de flexión, aun cuando estas últimas son poco significativas. Los modelos se analizaran considerando los elementos estructurales y los elementos no estructurales que estén conectados al sistema estructural, los elementos no estructurales que solo soporten su propio peso y no estén conectadas al sistema estructural, serán ingresadas en el modelo como solicitaciones de carga, debido

a que ellos no son importantes en la contribución de la rigidez y resistencia de la edificación.

A nivel general, se verificará el comportamiento dinámico de la estructura frente a cargas sísmicas mediante un análisis indicado en las Normas que integran el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

De acuerdo a la Norma E.030, El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

4.8.2. Análisis bajo cargas gravitacionales

En este análisis se calculan las sollicitaciones (momentos flectores, fuerzas cortantes, cargas axiales y momentos de torsión) originadas por la carga permanente y sobrecargas especificadas en el diseño original.

4.8.3. Análisis Dinámico modal espectral

El factor que influye más en el análisis de una edificación, es el tipo de demanda sísmica que asumimos, del mismo modo como se vio anteriormente la demanda sísmica puede determinarse de forma determinista y de forma probabilística.

La demanda sísmica para un análisis modal espectral deberá ser calculada de forma determinística de acuerdo a la Norma E.030, la cual indica que para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \dots\dots\dots (4.1)$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

4.8.4. Análisis Tiempo - Historia

La demanda sísmica para un análisis modal espectral deberá ser calculada de forma probabilística, la Norma E.030 indica que para el análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

4.8.5. Verificación de desplazamientos de sistema estructural

Para efectuar el análisis dinámico se ha propuesto para esta investigación el uso del programa ETABS, el cual determinara las masas de cada piso, considerándolas concentradas en los niveles de entrepiso, determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras.

De acuerdo a la teoría de diseño plástico, la capacidad última de la estructura será alcanzada cuando un buen número de secciones alcancen la fluencia y originen un mecanismo de falla. Esto es comúnmente conocido como la formación del mecanismo de colapso mediante la disipación de energía a través de rótulas plásticas, que se formarían en los encuentros de las secciones viga-columna de los miembros del sistema aporticado.

Para revisar el correcto comportamiento de desplazamientos de la edificación se debe cumplir con un solo criterio de desempeño establecido en la tabla 8 del capítulo 15 de la Norma E.030, y que se muestra en la tabla 4.3 de esta investigación.

4.8.6. Verificación de resistencia de los elementos estructurales

Para la revisión del correcto comportamiento de cada uno de los elementos estructurales ante las solicitaciones por cargas gravitatorias y de sismo, se realizara una comparación entre la resistencia última y la carga última actuante.

Las cargas últimas son halladas superponiendo los efectos resultados del análisis dinámico y de las debidas a las cargas de gravedad considerando los factores de carga especificados en la Norma E.060. El ETABS evalúa la envolvente de las solicitaciones indicadas y para cada elemento obtiene los valores máximos en las secciones críticas que sirven para la verificación del diseño.

4.9. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE REFORZAMIENTO

Hay muchas maneras de reducir el riesgo sísmico, si el riesgo es por el uso de la propiedad, la seguridad de la vida, o después de los terremotos del edificio. La ocupación de edificios vulnerables se pueden reducir, las instalaciones pueden ser reforzadas y edificios no históricos pueden ser demolidos y reemplazados. Los riesgos planteados por los componentes no estructurales pueden ser reducidos. Sin embargo, cuando se consideran todas las alternativas, las opciones de modificación del edificio para reducir el riesgo de daños deben ser estudiados. Las medidas correctivas incluyen rigidez o el fortalecimiento de la estructura, la adición de elementos locales para eliminar irregularidades o atar juntas a la estructura, reduciendo la demanda en la estructura mediante el uso de aislamiento sísmico o dispositivos de disipación de energía, y la reducción de la altura o la masa de la estructura.

El código Fema propone tres tipos o niveles de reforzamiento:

4.9.1. Reforzamiento Simplificado

Este reforzamiento consiste en la rehabilitación de elementos o zonas de la estructura que representan un peligro para las personas, y que deberán realizarse en forma puntual, verificando de igual forma que el reforzamiento planteado no comprometa de forma negativa otras zonas de edificación. Por lo general esta

reforzamiento comprende el aumento de columnetas a muros de albañilería, reparación de vigas, columnas o muros deteriorados, etc.

4.9.2. Reforzamiento Sistemático

Este reforzamiento incluye múltiples trabajos, pues adiciona al sistema estructural existente, rigidez, masa, resistencia, etc., elementos por los cuales toda la edificación deberá volverse analizar, pues pueden llegar a provocar cambios en determinadas zonas pero afectando a otras.

Este procedimiento se realizara de forma cíclica hasta que se determina una propuesta, que no implique demasiadas operaciones, sea económica y que proporción un adecuado comportamiento estructural a la edificación.

En la actualidad existen dos alternativas para garantizar que una estructura tenga un buen comportamiento ante la demanda sísmica; enfrentar el sismo o rehuirlo.

Dos filosofías para determinar lo necesario para sobrepasar un sismo de acuerdo a los requerimientos del R.N.E.

- **Enfrentar el Sismo:**

Enfrentar un sismo implica proveer a la estructura existe de la suficiente rigidez y capacidad resistente en sus elementos estructurales para soportar la demanda sísmica. En un caso donde la edificación evaluada necesite reforzamiento, esto implica utilizar diversas acciones, como por ejemplo adición de muros, diagonales a modo de arriostramiento, adición de contrafuertes, adición de pórticos, etc.

Enfrentar a un sismo nos refiere, proveer a la estructura de la suficiente capacidad resistente al desplazamiento (rigidez) y a la ruptura (resistencia).

Esto consistirá en aumentar elementos estructurales como placas, columnas, muros de albañilería, así como reforzar los elementos existentes mediante peralte de vigas, utilizar mallas electro soldadas, fibra de carbono, etc.

- **Rehuir un Sismo:**

Se refiere a la utilización de elementos de apoyo para disminuir la demanda sísmica, para ello se puede utilizar elementos como aislantes sísmicos (sistema no convencional usado en edificaciones nuevas), así como disipadores de energía (sistema no convencional usado en edificaciones nuevas y existentes).

La función de estos sistemas no convencionales es proporcionar a la edificación un mayor amortiguamiento, por tanto la liberación de energía es más rápida conduciéndonos a que los esfuerzos tomados en la edificación sean menores y por tanto menos secciones y refuerzo serán necesarios. Este sistema debe evaluarse sus costos de acuerdo a sus requerimientos estimados.

4.9.3. Otras Opciones

Si después de haber realizado un análisis detallado de la estructura, esta presenta un reforzamiento importante tanto para aumentar la resistencia de los elementos estructurales, como para aumentar la rigidez del sistema estructural, deberá considerarse la posibilidad de demoler parte o toda la estructura, esto será determinado considerando las deficiencias técnicas que se pueda dar y los costos que implicarían este proceso.

4.10. DISEÑO DEL REFORZAMIENTO

Una vez que tengamos los objetivos trazados, así como el método de reforzamiento seleccionado, se procederá a obtener el reforzamiento de la edificación analizada, para ello seguiremos algunos pasos.

4.10.1. Selección del método de análisis

Este proceso es similar al realizado para evaluar una edificación, de igual manera se usará el umbral que ya se ha trazado, con la diferencia que en este caso el objetivo es adaptar a la edificación para sobrepasar este umbral tanto en resistencia como en rigidez.

4.10.2. Esquema de reforzamiento preliminar

En base a lo encontrado en todo el proceso de evaluación, se deberá estructurar una solución que provea a la edificación del reforzamiento suficiente, para ello se tomara en cuenta el tipo de reforzamiento más óptimo por ejemplo:

- Incremento de Resistencia:
 - Adición de muros de cortantes.
 - Adición de pórticos.
 - Adición de muros laterales a las columnas.
 - Adición de contravientos (armadura).
 - Refuerzo de vigas.
 - Introducción de holguras, especialmente en muros cortos.

- Incremento de Ductilidad:
 - Reducción de carga muerta.
 - Adición de muros cortantes.
 - Adición de contravientos.
 - Refuerzo de vigas.

- Combinación de Resistencia y Ductilidad:
 - Reforzamiento de la cimentación.
 - Adición de muros laterales a las columnas.
 - Reducción de carga muerta.

4.10.3. Análisis y diseño de reforzamiento

De acuerdo a las características del reforzamiento planteado, este se deberá incluir al modelo matemático, para analizar su inclusión al sistema resistente, de este modo revisar como este afecta a los demás elementos estructurales.

Cuando se agreguen elementos para aumentar la resistencia de elementos estructurales de forma directa, o para reparar elementos deteriorados o dañados su el impacto que produce sobre los esfuerzos en todo el sistema es menor por lo que podría omitirse, una revisión completa de todo el sistema por la agregar estos cambios, salvo casos excepcionales.

Cuando se han agregado elementos para aumentar o rigidizar el sistema resistente a fin de disminuir los desplazamientos, por lo general estos pueden llegar hasta cambiar el sistema resistente afectando así hasta el espectro de demanda sísmica, siendo en estos casos muy importante revisar cómo afectan estos cambios a todos los elementos, tanto nuevos como existentes.

4.11. VERIFICACIÓN DEL REFORZAMIENTO

Una vez analizada el sistema estructural considerando el reforzamiento se deberá evaluar nuevamente la edificación a modo de verificar que se haya superado los objetivos planteados, esto consistirá en una verificación de la resistencia del desempeño o desplazamiento admisibles del sistema estructural.

4.11.1. Verificación de desplazamientos de sistema estructural

La resistencia de los elementos estructurales se verificara de acuerdo a la normativa establecida en el Reglamento nacional de edificaciones vigente. Esto consistirá en comparar la resistencia última al corte, flexión, axila, torsión, etc., con la demanda solicitada.

De acuerdo al tipo de reforzamiento algunos elementos se deberán verificar aparte, considerando que dado su refuerzo puntual, este no afectara el sistema resistente , para ello se extraerá los esfuerzos los esfuerzos principales actuantes en dicho elemento para verificación, por ejemplo cuando se agregue elementos de fibra de carbono.

4.11.2. Verificación de resistencia de los elementos estructurales

Como ya se había descrito antes, la norma peruana nos presenta un solo nivel de desempeño (Tabla 4.3) para esta verificación. Considerando que los desplazamientos relativos máximos (Drift) del sistema reforzado no superen dichos límites establecidos.

Se debe tener en cuenta que estos desplazamientos aumentaran o disminuirán de acuerdo al tipo y propiedades de los elementos que se le haya agregado al

sistema estructural, además de su ubicación. Por ellos es importante en la estructuración del reforzamiento ubicar elementos de tal manera que se mantenga una armonía entre el centro de masa y el centro de rigidez a fin de evitar efectos de torsión, u otro efecto que disperse el resultado.

Como una forma de verificar un buen comportamiento de la edificación ante un evento sísmico, es recomendable verificar nuevamente el sistema mediante el método de vulnerabilidad sísmico, en este caso el método Hirosawa.

Esto consistirá en sumar o restar la resistencia proporcionada por los elementos agregados o eliminados del sistema estructural respectivamente (elementos verticales), de igual forma su pero se deberá agregar o quitar. En cuanto al umbral de vulnerabilidad se cambiara de acuerdo a los cambios en el sistema estructural, o los cambios de uso realizados.

De acuerdo a los resultados obtenidos se deberá aumentar o disminuir el reforzamiento, de forma iterativa hasta obtener una solución técnicamente aceptable.

4.11.3. Revisión de la aceptabilidad económica

La solución final será sometida a una evaluación económica a fin obtener una solución técnica y económicamente aceptable, esto consistirá en utilizar técnicas de reforzamiento que ayuden a mantener la operatividad de la edificación y acortar tiempos en el proceso de construcción, por ejemplo, sienta este el filtro definitivo para obtener el reforzamiento, y el proceso constructivo del mismo.

CAPÍTULO V

APLICACIÓN DE LA PROPUESTA PLANTEADA

CAPÍTULO V: APLICACIÓN DE LA PROPUESTA PLANTEADA

5.1. INTRODUCCIÓN

El propósito de este capítulo es mostrar la aplicación de la propuesta planteada para determinar el reforzamiento de una edificación existente, para ello se analizara una edificación que se encuentra en el distrito de Santa Anita, provincia y departamento de Lima, la vivienda es actualmente de dos niveles pero se piensa proyectar la misma hasta cinco niveles, siendo las autoconstrucciones uno de los problemas más comunes en la construcción de este tipo de viviendas, se realizara un análisis de tres modelos diferentes, la primera correspondiente a la edificación existente, la segunda corresponderá a la vivienda proyectada hasta 5 niveles, considerando una autoconstrucción, es decir con una estructuración, un proceso de construcción y materiales similar a la existente (típica autoconstrucción), y la tercera corresponderá al reforzamiento de la edificación para cinco niveles. Para ello se comenzara se dará un resumen de las condiciones y características físicas y mecánicas de la edificación existente que fueron tomadas mediante sucesivas visitas a la vivienda y ensayos no destructivos para determinar la resistencia del concreto y las cantidades y diámetros del refuerzo existente en los elementos de concreto armado, las cuales se usaran en dicho análisis.

Se realizara una análisis cualitativo por el método Hirosawa en su en sus tres niveles de evaluación, siguiendo el procedimiento presentado en capítulos anteriores, esto con el fin de obtener un grado de vulnerabilidad de la estructura existente y proyectado. Con ello pasaremos a realizar una evaluación cuantitativa para identificar de forma local las posibles deficiencias en las dimensiones y refuerzos de los elementos vigas, columnas y muros de albañilería comparando su capacidad versus la demanda sísmica propuesta por la Norma E-030.

Para el análisis cuantitativo se construyeron modelos matemáticos tridimensionales mediante la utilización de un programa de cómputo. Una vez determinado las zonas vulnerables se realizara un análisis sistemático para obtener un diseño de reforzamiento, el cual seguidamente se verifico, utilizando el mismo modelo (vivienda de cinco niveles proyectada) y agregando el reforzamiento planteado, para finalizar se realizó un análisis cualitativo de la

edificación reforzada (Método Hirosawa en sus tres niveles) con la finalidad que la edificación reforzada no solo cumpla con los parámetros dados por la norma sino que se estime un buen comportamiento ante un evento sísmico.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

La edificación existente tomada para esta investigación se encuentra ubicada en el distrito de Santa Anita, provincia y departamento de Lima, edificación consta de dos niveles para uso de vivienda, sin embargo solo el primer nivel esta techado con losa aligerada, y el segundo nivel esta levantada muros y columnas y techada con cobertura liviana. La estructura tiene una antigüedad de 15 a años, sus características constructivas son típicas de autoconstrucciones de la zona.

En cuanto al sistema estructural y al tipo de materiales en la edificación, presenta un sistema estructural de pórticos de Concreto armado de forma predominante en la dirección paralela a la fachada (dirección transversal o X-X, para nuestro caso), y muros de albañilería confinada en la dirección perpendicular a la fachada (dirección transversal o Y-Y, para nuestro caso).

En cuanto a las características de los materiales, la vivienda presenta albañilería con ladrillo King Kong Artesanal y concreto armado para los elementos de confinamiento y de pórtico (vigas y columnas), las losas son aligeradas todas orientadas en una misma dirección transversal (viguetas apoyadas en los muros perimetrales). En cuanto al estado del deterioro de la edificación se encuentra en buena condición, es decir no se evidencio fisuras, corrosión de acero, daños estructurales o mala concepción constructiva resaltante.

En cuanto a la resistencia del concreto se realizó un ensayo no destructivo con esclerómetro, determinándose así una resistencia promedio de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, el cual se detalla en los anexos. Del mismo modo para determinar el refuerzo existente (cantidad y diámetro de varillas de fierro) en los elementos de concreto armado, se verifico estas mediante un ensayo no destructivo de scanner de acero las cuales también se detallan en los anexos. Finalmente las características de resistencia de la albañilería se consideraron de acuerdo la Tabla en el Artículo 13 de la Norma Técnica E.070 de Albañilería.

Para el Estudio de Mecánica de Suelos, se consideró según estudio de microzonificación sísmica de existente, en la zona el suelo conformado por un estrato superficial de suelos granulares finos y suelos arcillosos, cuyas potencias varían entre 3.0 y 10.0 m. Subyaciendo a estos estratos se encuentra la grava aluvial o grava coluvial, por tanto se considera que el factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S = 1.2$ y el periodo natural del suelo es $T_s = 0.6$ s, correspondiendo a un suelo S2 de la Norma Sismorresistente peruana. (UNI-CISMID, 2005).

5.3. ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE

La estructura consta de 2 niveles en el cual el primer nivel presenta un sistema estructural predominante conformado por pórticos de concreto armado con columnas de sección 25x25 cm y vigas con sección de 40x20 cm en dirección transversal (X-X), y muros de albañilería confinada en soga conformada por unidades de albañilería tipo King Kong artesanal, columnas de confinamiento de concreto armado de sección 25x25 cm y vigas con sección de 25x20/15x20 cm en dirección Longitudinal (Y-Y). El segundo nivel presenta una réplica del primer nivel, sin embargo no presenta vigas y se encuentra techado con una cobertura liviana (calaminas), por tanto solo los techos del primer nivel que están conformados por losas aligeradas, actúan a manera de diafragma. La estructura se considerará irregular de acuerdo a los parámetros de la norma E-030. La altura existente de los niveles es 2.50m para el primer nivel y 2.40m (Incluyendo losas) para el segundo hasta el quinto nivel proyectado.

5.4. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES EMPLEADOS DEL SISTEMA EXISTENTE

CONCRETO:

Resistencia ($f'c$): 175 Kg/cm²

Módulo de Elasticidad (E): 198 431 Kg/cm² ($f'c = 175$ Kg/cm²)

Módulo de Poisson (μ): 0.20

Peso Específico (γ_C): 2400 Kg/m³ (concreto armado).

Solo para los elementos de reforzamiento se usara $f'c=210$ Kg/cm² y $E=217000$ Kg/cm²

ACERO CORRUGADO (ASTM A-615):

Resistencia a la fluencia (f_y): 4,200 Kg/cm² (G° 60)

Módulo de Elasticidad (E): 2'100,000 Kg/cm²

ALBAÑILERIA

LADRILLO KING KONG-ARTESANAL:

Resistencia ($f'm$): 35 Kg/cm²

Módulo de Elasticidad (E): 17,500 Kg/cm² ($E = 500 \cdot f'm$)

Módulo de Poisson (ν): 0.20

Peso Específico (γ_C): 1800 Kg/m³

RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:

Columnas, Vigas 3.00 cm (Observado en Campo)

Losas macizas, Escaleras 3.00 cm

5.5. CARGAS VERTICALES

Las cargas verticales muertas y vivas se evaluaron conforme a la norma NTE E-020. Los pesos de vigas, columnas, placas y losas se estimaron a partir de valores típicos encontrados en campo, considerando el peso específico del concreto armado de 2.4 t/m³ y para la tabiquería de 1.8 t/m³. El peso del ladrillo del aligerado se estimó en 0.09 t/m².

Se incluyó igualmente el peso de acabados de piso y techo en 0.12 t/m³. A la sobrecarga de diseño se le asignó el valor de 0.20 t/m³ en viviendas (departamentos), corredores y 0.10 t/m³ como carga viva de techo.

5.6. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL (MÉTODO HIROSAWA).

Como primer nivel de análisis, se evaluara la edificación existe y la proyectada hasta cinco niveles, mediante el método de vulnerabilidad Hirosawa en sus tres niveles de evaluación con el objetivo de juzgar la seguridad sísmica que presenta. Para ello primero calcularemos índice de Resistencia estructural (I_s) y la compararemos con el índice de Resistencia requerida (I_{s0}).

5.6.1. CÁLCULO DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA ESTRUCTURAL (I_s)

En el presente estudio la evaluación del índice de resistencia estructural en cada dirección y para cada uno de los tres niveles de evaluación, se ha hecho con la ayuda de hojas de cálculo, siguiendo el procedimiento presentado en el capítulo tres, estos cálculos se presentaran en los Anexos.

PRIMER NIVEL DE EVALUACIÓN

Edificación Existente

Debido a que el segundo nivel de la edificación existente presenta una cobertura liviana, además no cubrir el área total y sin la existencia de vigas que conecten columnas y/o muros, se considerar un solo nivel para el análisis, teniendo en cuenta que todos estos elementos ingresaran a modo de cargas en el análisis del primer nivel.

Tabla 5.1: Cálculo de Pesos Totales por Niveles.

CÁLCULO DE PESOS POR NIVELES				
Nivel	Pesos (Ton)	Pesos Acumulados (Ton)	Pesos (kg)	Pesos Acumulados (kg)
1ER NIVEL	136.6886	136.6886	136688.62	136688.62

En la edificación existente se tiene como sistemas estructurales predominantes la albañilería confinada y pórticos de concreto armado, por tanto en este nivel se cuantificara el área de estos elementos en cada dirección para determinar su aporte a la resistencia estructural.

Tabla 5.2: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (E_o).

DIRECCIÓN	NIVEL	COEFICIENTES			MODO DE FALLA			E_o	
		C_{ma} :	C_c :	F:	TIPO	α_1 :	α_2 :		α_3 :
X	1	1.293	0.588	1.0	A	1.0	0.7	0.5	1.59
Y	1	0.177	0.588	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.47

El cálculo de sub índices de Configuración y Deterioro, se encuentra determinados en los anexos, para finalmente obtener el Índice de Resistencia estructural (I_s).

Tabla 5.3: Calculo del Índice de Resistencia Estructural (I_s).

DIRECCIÓN	NIVEL	Eo	SD	T	I_s
X	1	1.59	1.00	1.00	1.59
Y	1	0.47	1.00	1.00	0.47

Edificación Proyectada a 5 Niveles

Como se describió anteriormente, la edificación existente se proyecta ha ampliarse hasta 5 niveles, por tanto se realizara el análisis de la edificación con la proyección dada.

Tabla 5.4: Cálculo de Pesos Totales por Niveles.

CALCULO DE PESOS POR NIVELES				
Nivel	Pesos (Ton)	Pesos Acumulados (Ton)	Pesos (kg)	Pesos Acumulados (kg)
1ER NIVEL	140.4900	675.8178	140489.99	675817.77
2DO NIVEL	135.6929	535.3278	135692.90	535327.78
3ER NIVEL	134.8836	399.6349	134883.58	399634.88
4TO NIVEL	135.3486	264.7513	135348.57	264751.30
5TO NIVEL	129.4027	129.4027	129402.73	129402.73

Como se describió anteriormente el análisis de la edificación proyectada se realizara estimando las mismas características de los materiales y sistema estructural que la edificación existente, por tanto se tiene como sistemas estructurales predominantes la albañilería confinada y pórticos de concreto armado, se tendrá en cuenta el cambio de la ubicación de la escalera y un tanto de demolición que se realizara en la fachada el cual se detalla en el anexo de planos, para este nivel de evaluación se cuantificara el área de estos elementos en cada dirección para determinar su aporte a la resistencia estructural.

Tabla 5.5: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (E_o).

DIRECCIÓN	NIVEL	COEFICIENTES			MODO DE FALLA			E_o	
		C_{ma} :	C_c :	F:	TIPO	α_1 :	α_2 :		α_3 :
X	1	0.166	0.142	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.27
	2	0.176	0.179	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.25
	3	0.191	0.239	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.26
	4	0.220	0.361	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.30
	5	0.300	0.740	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.45
Y	1	0.300	0.142	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.40
	2	0.327	0.179	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.38
	3	0.374	0.239	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.39
	4	0.465	0.361	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.45
	5	0.744	0.740	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.70

El cálculo de sub índices de Configuración y Deterioro, se encuentra determinados en los anexos, para finalmente obtener el Índice de Resistencia estructural (I_s).

Tabla 5.6: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (I_s).

DIRECCIÓN	NIVEL	$E_o =$	$SD =$	T =	$I_s =$
X	1	0.27	1.17	1.00	0.31
	2	0.25	1.17	1.00	0.29
	3	0.26	1.17	1.00	0.30
	4	0.30	1.17	1.00	0.35
	5	0.45	1.17	1.00	0.53
Y	1	0.40	1.17	1.00	0.47
	2	0.38	1.17	1.00	0.44
	3	0.39	1.17	1.00	0.45
	4	0.45	1.17	1.00	0.52
	5	0.70	1.17	1.00	0.82

SEGUNDO NIVEL DE EVALUACIÓN

Edificación Existente

En este nivel de evaluación se utilizaran el metrados de cargas por nivel, visto en la tabla 5.1, además la resistencia ofrecida por los elementos estructurales se calculara en base al refuerzo sección y dirección del elemento, los cálculos completos se presentan en los anexos.

Tabla 5.7: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo)

DIRECCION	NIVEL	Ø	COLUMNAS			ALBAÑILERIA			Eo
			C	F	α_3	C	F	α_1	
X	1	1.00	0.354	3.20	0.70	0.300	1.00	1	0.548
Y	1	1.00	0.088	3.20	0.70	1.588	1.00	1	1.650

Para el segundo nivel de evaluación la configuración estructural se evaluará de forma similar, integrando la irregularidad por rigidez horizontal y vertical.

El cálculo de sub índices de Configuración y Deterioro, se encuentra determinados en los anexos, para finalmente obtener el Índice de Resistencia estructural (Is).

Tabla 5.8: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (Is).

DIRECCION	NIVEL	Eo	SD	T	Io
X	1	1.59	1.00	1.00	1.59
Y	1	0.47	1.00	1.00	0.47

Edificación Proyectada a 5 Niveles

En este nivel de evaluación se utilizaran el metrados de cargas por nivel, visto en la tabla 5.7, además la resistencia ofrecida por los elementos estructurales se calculara en base al refuerzo sección y dirección del elemento, los cálculos completos se presentan en los anexos.

Tabla 5.9: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo)

DIRECCION	NIVEL	Ø	COLUMNAS			ALBAÑILERIA			Eo
			C	F	α_3	C	F	α_1	
X	1	1.00	0.092	3.20	0.70	0.135	1.00	1	0.199
	2	0.80	0.109	3.20	0.70	0.155	1.00	1	0.185
	3	0.67	0.131	3.20	0.70	0.188	1.00	1	0.186
	4	0.57	0.19	3.20	0.70	0.25	1.00	1	0.221
	5	0.50	0.35	3.20	0.70	0.45	1.00	1	0.351
Y	1	1.00	0.052	3.20	0.70	0.380	1.00	1	0.416
	2	0.80	0.061	3.20	0.70	0.445	1.00	1	0.390
	3	0.67	0.069	3.20	0.70	0.552	1.00	1	0.400
	4	0.57	0.10	3.20	0.70	0.77	1.00	1	0.476
	5	0.50	0.18	3.20	0.70	1.42	1.00	1	0.774

Para el segundo nivel de evaluación la configuración estructural se evaluará de forma similar, integrando la irregularidad por rigidez horizontal y vertical.

El cálculo de sub índices de Configuración y Deterioro, se encuentra determinados en los anexos, para finalmente obtener el Índice de Resistencia estructural (Is).

Tabla 5.10: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (Is).

DIRECCION	NIVEL	Eo	SD	T	Io
X	1	0.27	1.17	1.00	0.31
	2	0.25	1.17	1.00	0.29
	3	0.26	1.17	1.00	0.30
	4	0.30	1.17	1.00	0.35
	5	0.45	1.17	1.00	0.53
Y	1	0.40	1.17	1.00	0.47
	2	0.38	1.17	1.00	0.44
	3	0.39	1.17	1.00	0.45
	4	0.45	1.17	1.00	0.52
	5	0.70	1.17	1.00	0.82

TERCER NIVEL DE EVALUACIÓN**Edificación Existente**

En este nivel de evaluación se utilizara el aporte de las vigas como parte del sistema resistente, sin embargo este solo se considera cuando cumple la condición en que la $(iMv + dMv) < (iMc + dMc)$, detallada en el capítulo tres, por ello se verificara primero esta condición, si no la cumpliera el cálculo de resistencia estructural quedara igual que el segundo método de evaluación.

Tabla 5.11: Momentos resistentes de Vigas y columnas

Columna	(sMc + iMc)	Vigas	(iMv + dMv)		Método
	1er nivel		Col. Exterior	Col. Interior	
C1	337752.0	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C2	341025.3	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C3	334705.2	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C4	367062.0	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C5	386460.3	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C6	345814.6	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C7	340617.3	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C8	363185.6	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C10	332967.8	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C11	345572.2	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C12	337259.2	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C13	363574.8	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C14	367910.3	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C15	358883.2	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C16	334292.0	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C18	340045.6	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C19	337012.6	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C20	349356.0	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C21	338900.1	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C22	332719.1	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel

Como se puede observar en el sub índice de comportamiento estructural quedara igual al determinado en el segundo nivel de evaluación, del mismo modo el sub índice de configuración y deterioro de la estructura, por tanto para la edificación existente se tendrá los índices de resistencia estructural hallados.

Edificación Proyectada a 5 Niveles

Para la edificación proyectada, se obtuvo que efectivamente existe gran cantidad de vigas que darán un aporte a la resistencia de los elementos verticales, estos cálculos se encuentran en los anexos, a continuación presentaremos la nuevas resistencia de las columnas con el aporte de la vigas.

Así mismo se cambiara el índice de piso usado, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5.12: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo)

DIRECCION	NIVEL	Ø	COLUMNAS			ALBAÑILERIA			Eo
			C	F	α_3	C	F	α_1	
X	1	1.22	0.146	3.00	0.70	0.135	1.00	1.0	0.290
	2	1.05	0.150	3.00	0.70	0.155	1.00	1.0	0.273
	3	0.92	0.162	3.00	0.70	0.188	1.00	1.0	0.276
	4	0.81	0.19	3.20	0.70	0.25	1.00	1.0	0.315
	5	0.73	0.35	3.20	0.70	0.45	1.00	1.0	0.514
Y	1	1.22	0.087	3.00	0.70	0.380	1.00	1.0	0.539
	2	1.05	0.106	3.00	0.70	0.445	1.00	1.0	0.544
	3	0.92	0.107	3.00	0.70	0.552	1.00	1.0	0.575
	4	0.81	0.10	3.20	0.70	0.77	1.00	1.0	0.678
	5	0.73	0.18	3.20	0.70	1.42	1.00	1.0	1.135

Para el tercer nivel de evaluación la configuración estructural se evaluará de forma similar, integrando la irregularidad por rigidez horizontal y vertical. En cuanto al Sub índice de deterioro se utilizara el mismo que en la edificación existente por la misma consideración que se hace con respecto a las mismas condiciones de materiales y sistema constructivo.

Con los sub índices determinados, finalmente obtenemos el Índice de Resistencia estructural (Is).

Tabla 5.13: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (Is).

DIRECCION	NIVEL	Eo	SD	T	Is
X	1	0.290	1.17	1.00	0.339
	2	0.273	1.17	1.00	0.319
	3	0.276	1.17	1.00	0.323
	4	0.315	1.17	1.00	0.368
	5	0.514	1.17	1.00	0.602
Y	1	0.539	1.17	1.00	0.630
	2	0.544	1.17	1.00	0.636
	3	0.575	1.17	1.00	0.672
	4	0.678	1.17	1.00	0.793
	5	1.135	1.17	1.00	1.328

CALCULO DEL ÍNDICE DE DEMANDA SISMICA (Iso)

Para determinar la vulnerabilidad sísmica de la edificación, esta se comparara con el índice de demanda sísmica, para ello se hallara el índice básico de protección Eo, en base a las aceleraciones máximas y el periodo de vibración de la edificación.

Tabla 5.14: Índice de Demanda sísmica Iso

NIVEL	T(s)	ag/g	S2(Tg=0.6s)	Cr.F	Eso	U	Iso
1	0.20	0.29	0.60	2.50	0.73	1.00	0.73
2	0.26	0.29	0.60	2.50	0.73	1.00	0.73
3	0.31	0.29	0.60	2.50	0.71	1.00	0.71
4	0.35	0.29	0.60	2.50	0.67	1.00	0.67
5	0.37	0.29	0.60	2.50	0.65	1.00	0.65

CALCULO DE VULNERABILIDAD SISMICA

De acuerdo a los cálculos realizados de resistencia y demanda sísmica en los siguientes cuadros se hará un comparativo para revisar la vulnerabilidad sísmica de la edificación existente y proyectada.

Tabla 5.15: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Existente

NIVEL DE EVALUACIÓN	DIRECCIÓN	PISO	Io	Iso	RATIO	ESTADO
1ER NIVEL	X	1	0.47	0.73	0.64	VUL.
	Y	1	1.59	0.73	2.18	NO VUL.
2do NIVEL	X	1	0.52	0.73	0.71	VUL.
	Y	1	1.55	0.73	2.12	NO VUL.
3er NIVEL	X	1	0.52	0.73	0.71	VUL.
	Y	1	1.55	0.73	2.12	NO VUL.

Tabla 5.16: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Proyectada

NIVEL DE EVALUACIÓN	DIRECCIÓN	PISO	Io	Iso	RATIO	ESTADO
1ER NIVEL	X	1	0.31	0.65	0.48	VUL.
		2	0.29	0.65	0.45	VUL.
		3	0.30	0.65	0.46	VUL.
		4	0.35	0.65	0.53	VUL.
		5	0.53	0.65	0.82	VUL.
	Y	1	0.47	0.65	0.72	VUL.
		2	0.44	0.65	0.68	VUL.
		3	0.45	0.65	0.70	VUL.
		4	0.52	0.65	0.81	VUL.
		5	0.82	0.65	1.26	NO VUL.
2DO NIVEL	X	1	0.23	0.65	0.36	VUL.
		2	0.22	0.65	0.33	VUL.
		3	0.22	0.65	0.34	VUL.
		4	0.26	0.65	0.40	VUL.
		5	0.41	0.65	0.63	VUL.
	Y	1	0.49	0.65	0.75	VUL.
		2	0.46	0.65	0.70	VUL.
		3	0.47	0.65	0.72	VUL.
		4	0.56	0.65	0.86	VUL.
		5	0.91	0.65	1.39	NO VUL.

NIVEL DE EVALUACIÓN	DIRECCIÓN	PISO	lo	lso	RATIO	ESTADO
3ER NIVEL	X	1	0.34	0.65	0.52	VUL.
		2	0.32	0.65	0.49	VUL.
		3	0.32	0.65	0.50	VUL.
		4	0.37	0.65	0.57	VUL.
		5	0.60	0.65	0.93	VUL.
	Y	1	0.63	0.65	0.97	VUL.
		2	0.64	0.65	0.98	VUL.
		3	0.67	0.65	1.03	NO VUL.
		4	0.79	0.65	1.22	NO VUL.
		5	1.33	0.65	2.04	NO VUL.

5.6.2. CONCLUSIONES

- ✓ Se ha verificado la vulnerabilidad de la edificación existente y proyectada hasta cinco niveles, obtenidos en ambos análisis que la estructura presenta vulnerabilidad sísmica, predominante en dirección transversal según los ratios obtenidos.
- ✓ En general podemos concluir que la estructura presenta vulnerabilidad ante un evento sísmico representativo.

5.6.3. RECOMENDACIONES

- ✓ Debido a los ratios de vulnerabilidad presentados en el análisis realizado, es necesario realizar un reforzamiento de la edificación para garantizar su buen comportamiento ante un evento sísmico, esto deberá consistir en aumentar la rigidez y posiblemente resistencia en ambas direcciones.
- ✓ Como la edificación será ampliada hasta cinco niveles. Para determinar la magnitud de reforzamiento que necesita, se realizara una evaluación cuantitativa de la edificación proyectada a fin de obtener el reforzamiento.

5.7. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL (CUANTITATIVO).

El objetivo de esta evaluación es identificar posibles diferencias en las dimensiones o refuerzos de los elementos vigas, columnas y muros de albañilería comparando su capacidad versus la demanda propuesta en la Norma E030. Para ello construiremos un modelo matemático tridimensional de las estructuras y realizar a cabo un análisis dinámico lineal. Este análisis hace uso de procedimientos de combinación espectral para estimar teóricamente las propiedades dinámicas de la estructura, con particular énfasis en las frecuencias de vibración y las formas modales de vibración, los resultados así obtenidos nos permite verificar la relación capacidad-demanda de los diferentes elementos estructurales y sirve como base para determinar el reforzamiento necesario de la edificación.

5.7.1. CRITERIO DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

La edificación en dirección X-X, presenta un sistema estructural predominante de pórticos de concreto armado, por tanto se realizará el análisis sísmico de la estructura ante la acción de un Sismo Severo, proporcionado por la NTE 0.30, verificando además que las distorsiones no superen el valor de 0.007 (deriva máxima permitida por la Norma Sismorresistente NTE E030-2003).

Al tratarse de una edificación con un gran aporte de albañilería confinada en dirección Y-Y, se realizará el análisis sísmico de la estructura en dicha dirección ante la acción de un Sismo Moderado y Sismo Severo, proporcionado por la NTE 0.30 y NTE 0.70, verificando además que las distorsiones no superen el valor de 0.005 (deriva máxima permitida por la Norma Sismorresistente NTE E030-2003).

También, se verificará el comportamiento dúctil de los elementos de confinamiento, así como la resistencia ante la acción de cargas combinadas especificadas por la Norma, de las estructuras más esforzadas de concreto armado.

Se tomarán en cuenta también las observaciones realizadas en campo, para determinar el comportamiento de los elementos estructurales.

5.7.2. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Las consideraciones adoptadas para poder realizar el análisis dinámico de la edificación son tomadas mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

Entre los parámetros de sísmicos usados son los establecidos por la Norma de Diseño Sismorresistente NTE E030-2003, para la edificación considerada tenemos:

- Z** = 0.40 (Zona3 – Lima)
- U** = 1.00 (categoría C: Edificación Común)
- S** = 1.20 ($T_p = 0.6$ Suelo Semirrígido)
- R x-x** = $8 * (3/4) = 6.00$ (Factor de reducción por ductilidad para pórticos de concreto armado con irregularidad bajo sismo severo).
- R y-y** = $3 * (3/4) = 2.25$ (Factor de reducción por ductilidad para estructuras de albañilería con irregularidad bajo sismo severo).

Desplazamientos permisibles:

Concreto Armado: 0.007

Albañilería: 0.005

Aceleración de la Gravedad: $g=9.81$ m/s²

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

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \dots\dots\dots (5.1)$$

De acuerdo a los procedimientos señalados y tomando en cuenta las características de los materiales y cargas que actúan sobre la estructura que influyen en el comportamiento de la misma ante las sollicitaciones sísmicas, se muestra a continuación el análisis realizado para la obtención de estos resultados.

5.7.3. PROGRAMAS DE CÓMPUTO

Para el análisis del edificio se empleó el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System), Non Linear versión 9.7.4. Este es un programa para análisis estructural y diseño de edificaciones que permite el cálculo en forma tridimensional (CSI, 2012).

5.7.4. MODELO ESTRUCTURAL ADOPTADO

El análisis de la edificación se hizo con el programa ETABS (versión 9.7.4). La edificación será analizada mediante un modelo matemático tridimensional, suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones en su plano. En el análisis se supuso comportamiento lineal y elástico. Los elementos viga y columna de concreto armado han sido modelados con elementos tipo "barra", mientras que los muros de albañilería y de concreto armado serán modelados con elementos tipo "Shell" o "Cascara", confinados por vigas y columnas. Las losas no intervienen en la rigidez, siendo solo utilizados para facilitar los metrados de las cargas verticales.

En el modelo, se han incluido todos los muros como elementos tipo "Shell" excepto los elementos que solo soportan su propio peso y que no se encuentran conectados al sistema estructural principal. Estos últimos han sido considerados en el modelo como carga muerta.

La altura de entrepiso es de 2.50m para el primer nivel y 2.40m para los demás niveles. Toda la estructura ha sido analizada con losas supuestas como infinitamente rígidas frente a las acciones en su plano. Los apoyos han sido considerados como apoyo fijo debido a la flexibilidad del suelo. El modelo estructural para evaluar el comportamiento dinámico de la edificación se presenta en las Figuras siguientes.

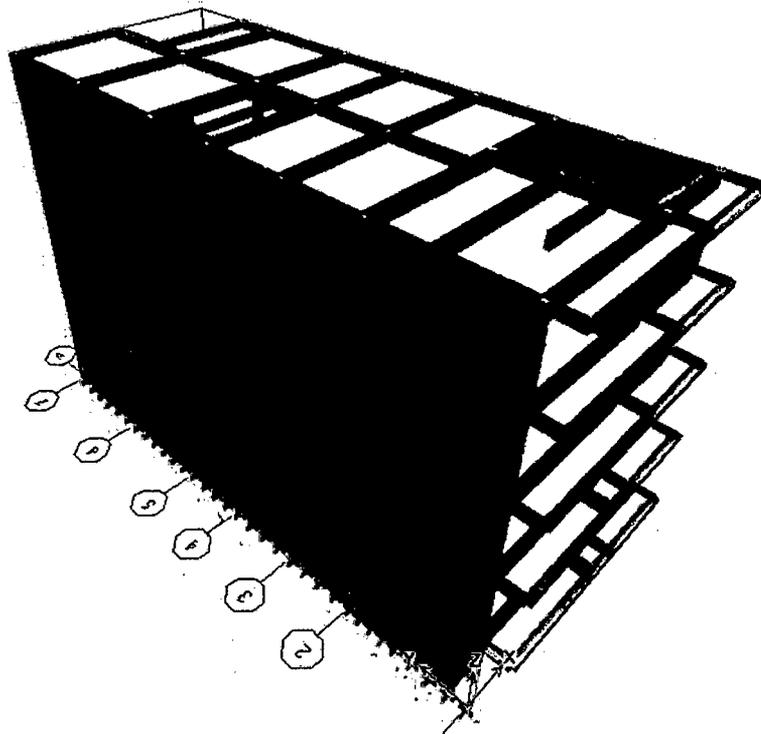


Figura 5.1: Modelo Estructural Adoptado

5.7.5. ESTIMACIÓN DE MASAS

Las fuerzas de los sismos son del tipo inercial y proporcional a su peso, por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de las masas en la estructura. Las masas consideradas en este análisis responden a lo especificado en la Norma de diseño sismorresistente E-030. Se incluyeron las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo más 25% de la sobrecarga para todos los pisos. La ubicación del centro de masa y los momentos polares de inercia se determinaron suponiendo que la masa tiene una distribución aproximadamente uniforme en cada nivel.

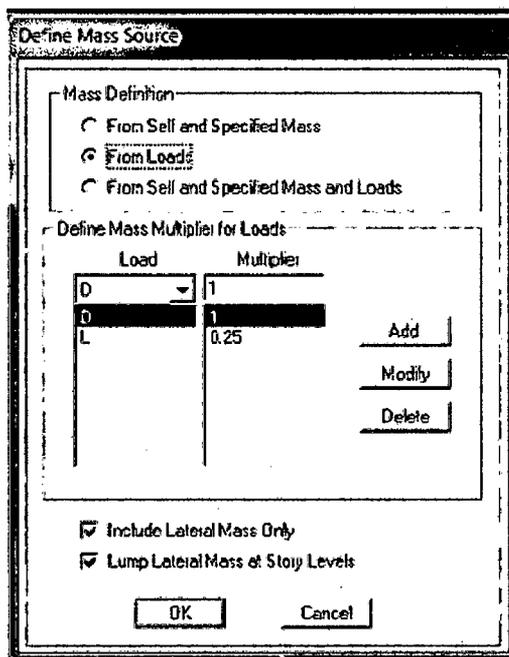


Figura 5.2: Estimación de Masas

5.7.6. ESTIMACIÓN DE RIGIDECES

Los resultados que se presentan fueron calculados suponiendo las áreas e inercias correspondientes a las secciones brutas de los distintos elementos, esto es suponiendo que la pérdida de rigidez debida a la fisuración del concreto es compensada por el refuerzo. Tales valores resultan en una estimación conservadora de las fuerzas, pero en una subestimación de los desplazamientos para los niveles de esfuerzos que corresponden al sismo de la Norma. Además, como ya se mencionó líneas arriba, se consideró la rigidez de los muros de albañilería confinada con ladrillos tipo King Kong, y no la rigidez de los elementos que no se encuentren conectados a los muros o que sean de alta fragilidad.

En el cuadro siguiente se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Tabla 5.17: Centro de Masas y Rigidez

Nivel	Centros de Masas y de Rigidez				
	Masa (t s ² /m)	Centro de masas		Centro de Rigidez	
		X _M (m)	Y _M (m)	X _R (m)	Y _R (m)
1ER NIVEL	14.32	3.57	9.45	3.72	11.04
2DO NIVEL	13.83	3.57	9.43	3.66	11.22
3ER NIVEL	13.75	3.57	9.48	3.61	11.24
4TO NIVEL	13.80	3.57	9.45	3.56	11.17
5TO NIVEL	13.19	3.62	9.25	3.51	11.09
Masa total: 68.89 t-seg²/m.					
Peso total: 675.82 t					

5.7.7. REVISIÓN DE CONDICIONES INICIALES

Modos de Vibración

El programa de cómputo utilizado (ETABS) determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras. La Norma E-030 señala que se deberá considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura.

En la tabla se muestran los resultados de los períodos de vibración con su porcentaje de masa participante, que indicará la importancia de cada modo en su respectiva dirección.

Tabla 5.18: Periodos y Frecuencias

MODO	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2
1	0.49	2.02	12.70	161.32
2	0.25	3.95	24.80	614.80
3	0.20	4.94	31.02	962.18
4	0.15	6.64	41.71	1739.77
5	0.09	11.02	69.25	4795.45
6	0.09	11.42	71.73	5144.83
7	0.07	13.92	87.45	7647.27
8	0.07	14.11	88.67	7862.00

Tabla 5.19: Ratios de Participación de Masa Modal

MODO	PERIODOS	Modo Ind. (%)			Suma Acum. (%)		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.49	77.90	0.20	0.00	77.90	0.20	0.00
2	0.25	0.67	1.12	0.00	78.58	1.31	0.00
3	0.20	0.51	85.24	0.00	79.09	86.55	0.00
4	0.15	16.24	0.22	0.00	95.32	86.77	0.00
5	0.09	2.52	0.00	0.00	97.85	86.77	0.00
6	0.09	0.39	0.00	0.00	98.23	86.77	0.00
7	0.07	0.57	0.32	0.00	98.81	87.09	0.00
8	0.07	0.02	9.79	0.00	98.83	96.88	0.00

MODO	PERIODOS	Modo Ind. (%)			Suma Acum. (%)		
		RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.49	0.26	98.01	1.20	0.26	98.01	1.20
2	0.25	1.38	1.19	81.48	1.64	99.20	82.69
3	0.20	97.69	0.42	1.10	99.33	99.63	83.79
4	0.15	0.15	0.24	0.01	99.48	99.87	83.80
5	0.09	0.00	0.07	0.31	99.48	99.94	84.11
6	0.09	0.01	0.01	11.71	99.48	99.94	95.82
7	0.07	0.01	0.00	0.02	99.49	99.95	95.84
8	0.07	0.34	0.01	0.04	99.83	99.95	95.88

Como se observa en el modo 8 se tiene más del 90% de participación de masa en ambas direcciones.

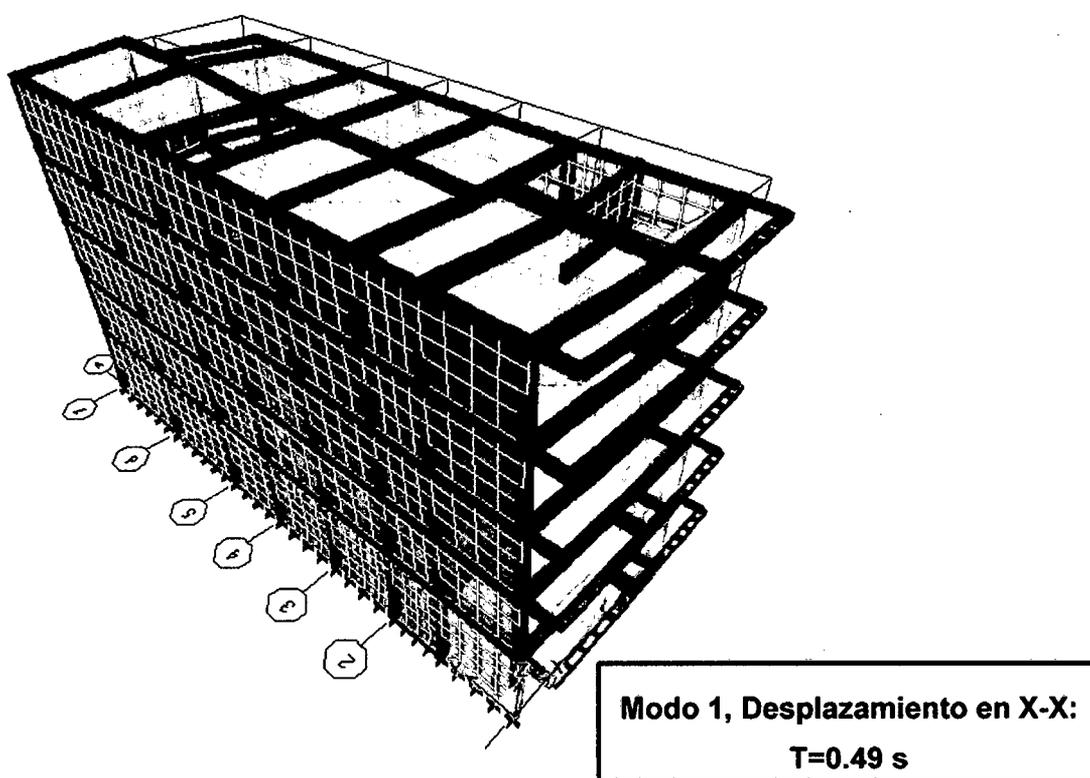


Figura 5.3: Modo de vibración 1

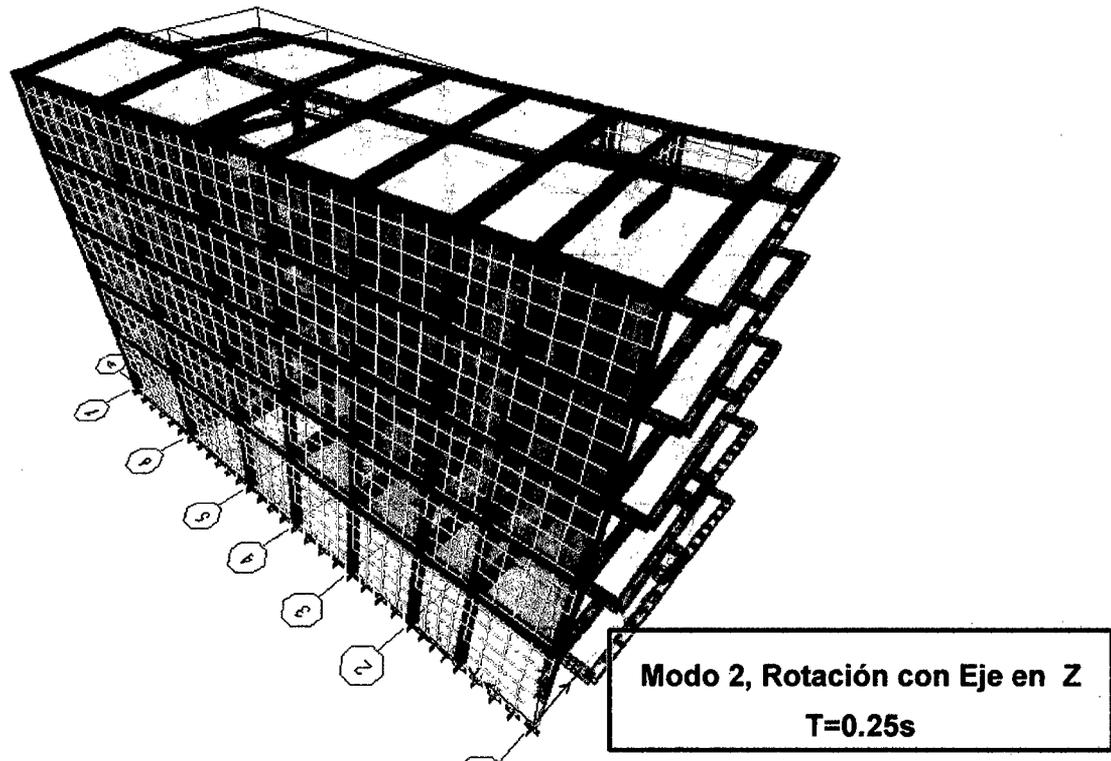


Figura 5.4: Modo de vibración 2

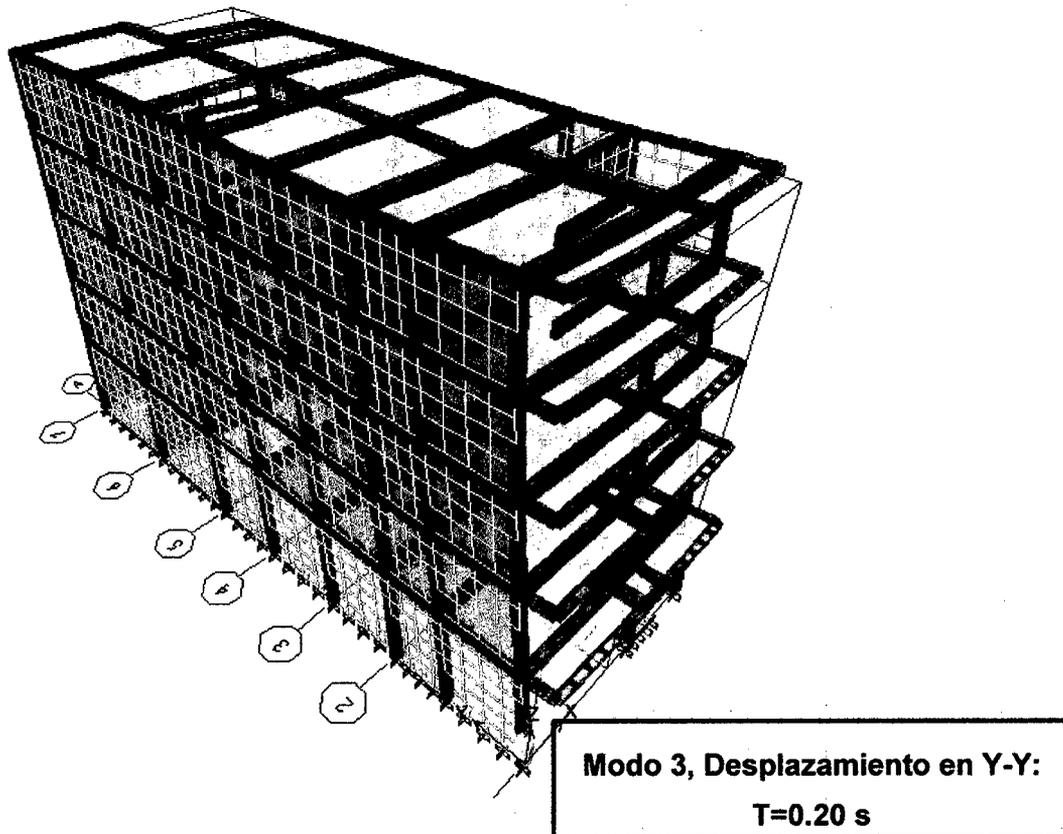


Figura 5.5: Modo de vibración 3

5.7.8.OBJETIVO DEL REFORZAMIENTO

El objetivo de este análisis es la obtener las condiciones de vulnerabilidad local que presenta la edificación y de este modo obtener el reforzamiento necesario que tengo como objetivo ayudar a la edificación a sobrepasar las solicitaciones sísmicas, para ello a continuación definiremos las solicitaciones sísmicas dadas por la Norma De diseño Sismorresistente E-030.

Cálculo del Espectro de Pseudo-Aceleraciones.

El espectro es calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la Norma E-030. Como ya se describió anteriormente en dirección transversal (X-X) se tiene un sistema estructural predominante de Pórticos de Concreto Armado, y en dirección longitudinal (Y-Y) se tiene un sistema estructural predominante de Muros de Albañilería Confinada, por tanto obtenemos:

DIRECCIÓN X-X		
Z	0.40	ZONA 3
U	1.00	CAT. C (COMÚN)
S	1.20	S2 (INTERMEDIO)
IRREGULAR?	SI	FACTOR=3/4
R	8.00	PÓRTICOS
R*	6.00	R MODIFICADO

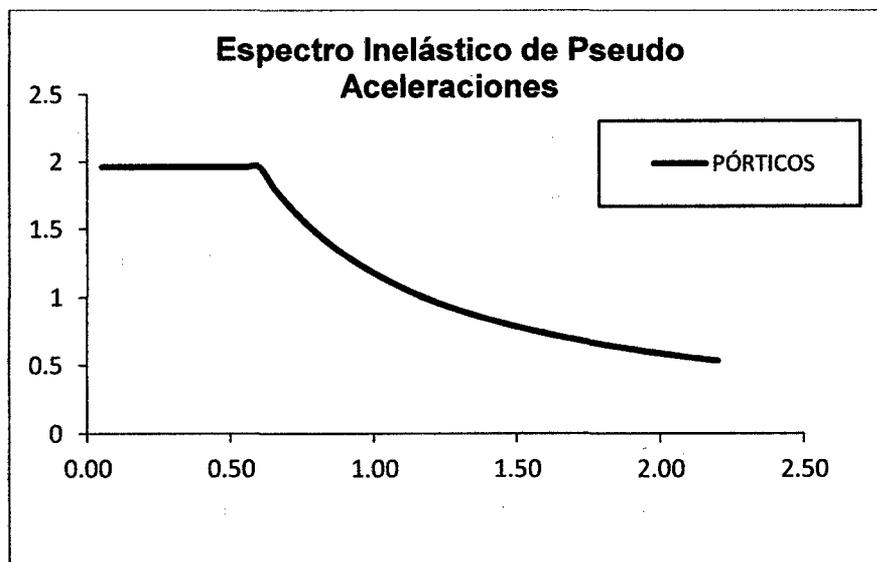


Figura 5.6: Espectro de respuesta en dirección X-X

DIRECCION Y-Y		
Z	0.40	ZONA 3
U	1.00	CAT. C (COMÚN)
S	1.20	S2 (INTERMEDIO)
IRREGULAR?	SI	FACTOR=3/4
R	3.00	ALB. SISMO SEVERO
R*	2.25	R MODIFICADO

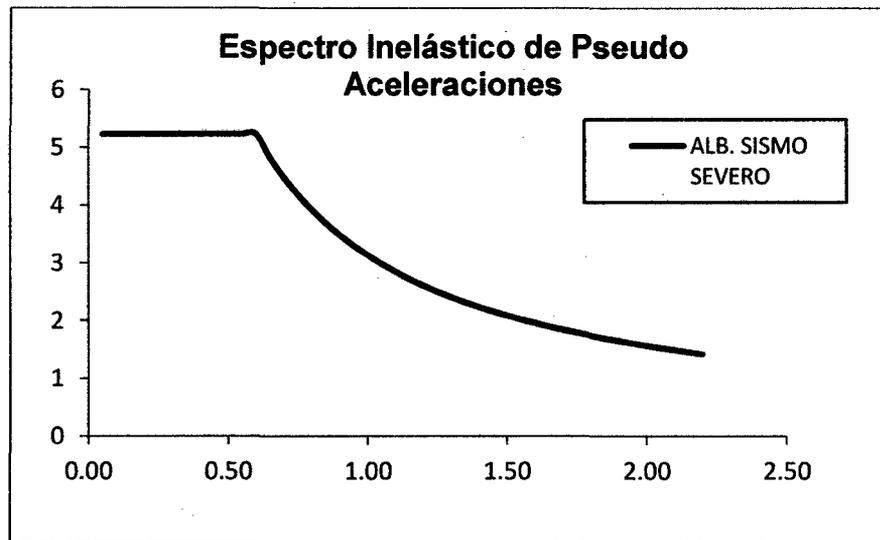


Figura 5.7: Espectro de respuesta en dirección Y-Y

5.7.9. CONDICIONES DE VULNERABILIDAD EXISTENTE

5.7.9.1. FUERZAS GLOBALES

Empleando las expresiones de la Norma E-030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en ambas direcciones y comparándolas en porcentaje con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral se tiene:

Tabla 5.20: Cortante Estático en la Base

Modulo	Z	U	C	S	R	ZUCS/R	P (t)	.90*V (t)
X-X	0.4	1.00	2.5	1.2	6	0.20	675.8	121.647
Y-Y	0.4	1.00	2.5	1.2	2.25	0.53	675.8	324.393

A continuación se lista la contribución de cada modo a las fuerzas cortantes en la base. Los cortantes en la base obtenidos del análisis dinámico deben resultar mayores que 90 % de los correspondientes cortantes estáticos.

Tabla 5.21: Contribuciones de cada Modo a las Fuerzas Resultantes en la Base

Espectro	Modo	F1	F2
SX	1	112.73	-5.68
	2	0.98	-1.25
	3	0.74	9.52
	4	23.50	-2.73
	5	3.65	0.00
	6	0.56	-0.04
	7	0.83	-0.62
	8	0.03	0.70
	Total	115.46	11.06
SY	1	-15.13	0.76
	2	-3.35	4.30
	3	25.40	328.91
	4	-7.27	0.84
	5	0.01	0.00
	6	-0.10	0.01
	7	-1.66	1.25
	8	1.86	37.77
	Total	29.49	332.33
90% del cortante estático Dir X-X	121.65	90% del cortante estático Dir Y-Y	324.39

Con ello realizamos un cuadro comparativo de las cortantes en la Base.

Tabla 5.22: Comparación de Fuerzas Globales en el edificio

Dirección	V(t)		Porcentaje
	Dinámico	Estático	
X-X	115.46	121.65	105.36%
Y-Y	332.33	324.39	97.61%

Del análisis dinámico se obtienen en dirección X-X, la cortante en la base es menor que el 90% del cortante estático. Por lo tanto es necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos (**105.36% en X-X**), excepto en los desplazamientos, según Norma de Diseño Sismo resistente NTE.030.

5.7.9.2. DESPLAZAMIENTO Y DISTORSIONES MÁXIMAS ESTIMADAS

La Norma de Diseño Sismo resistente NTE. E-030 establece un solo nivel de desempeño de acuerdo al tipo de material utilizado, por ello para sistemas estructurales en donde la fuerza sísmica es resistida básicamente por pórticos de concreto armado la distorsión máxima permitida es del orden de 7/1000, esto se

cumplirá en la dirección X-X, y para muros de albañilería la distorsión máxima permitida es del orden de 5/1000, esto se cumplirá en la dirección Y-Y, para efectos de esta VERIFICACIÓN.

Los desplazamientos y distorsiones en las estructuras han sido obtenidas a través del análisis dinámico realizado con el programa ETABS Computers & Structures Versión 9.7.4 Inc.

Se tomó nota de las distorsiones y los desplazamientos máximos en cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75R, conforme se especifica en la norma vigente.

Tabla 5.23: Desplazamientos y Distorsiones en dirección X-X

NIVEL	Desplazamientos (m)	Distorsiones	Desplazamientos UX*0.75R (m)	Distorsiones *0.75R
5TO NIVEL	0.0197	0.00154	0.0887	0.00693
4TO NIVEL	0.0162	0.00167	0.0729	0.00749
3ER NIVEL	0.0122	0.0017	0.05490	0.0077
2DO NIVEL	0.0078	0.0016	0.03510	0.0073
1ER NIVEL	0.0037	0.00110	0.0167	0.00494

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EJE X-X

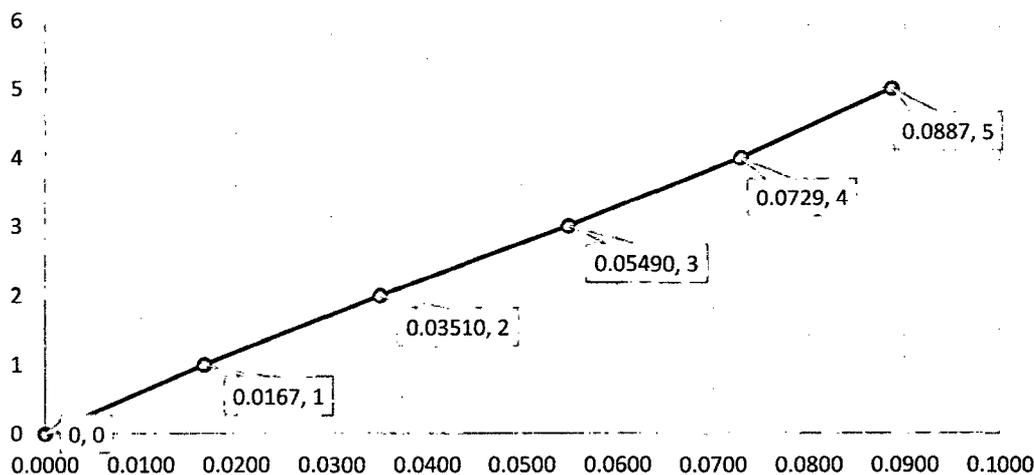


Figura 5.8: Desplazamientos en dirección X-X

DISTORSIONES MÁXIMAS SISMO EN DIRECCION X

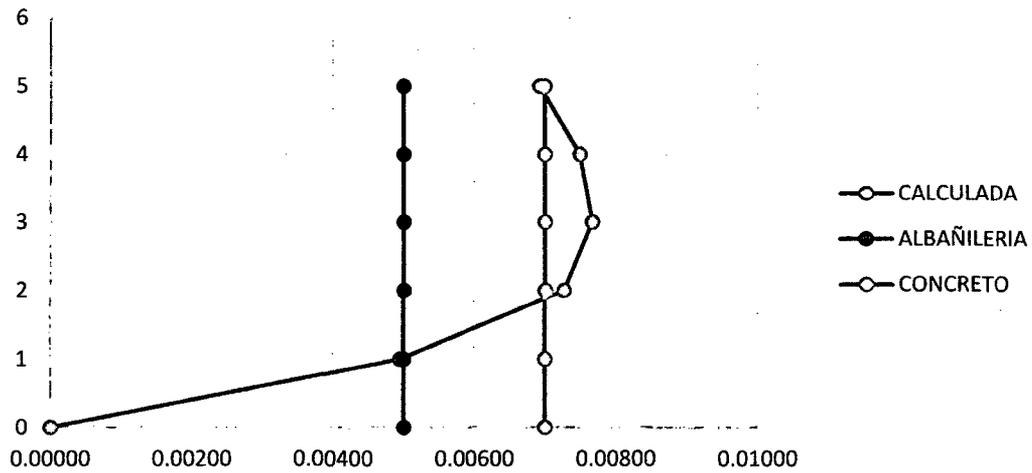


Figura 5.9: Distorsiones en dirección X-X

Tabla 5.24: Desplazamientos y Distorsiones en dirección Y-Y

NIVEL	Desplazamientos (m)	Distorsiones	Desplazamientos $UX \cdot 0.75R$ (m)	Distorsiones $\cdot 0.75R$
5TO NIVEL	0.0076	0.00047	0.0342	0.00080
4TO NIVEL	0.0067	0.00058	0.0302	0.00098
3ER NIVEL	0.0055	0.0007	0.02475	0.0011
2DO NIVEL	0.0039	0.0008	0.01755	0.0013
1ER NIVEL	0.0021	0.00067	0.0095	0.00112

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EJE Y-Y

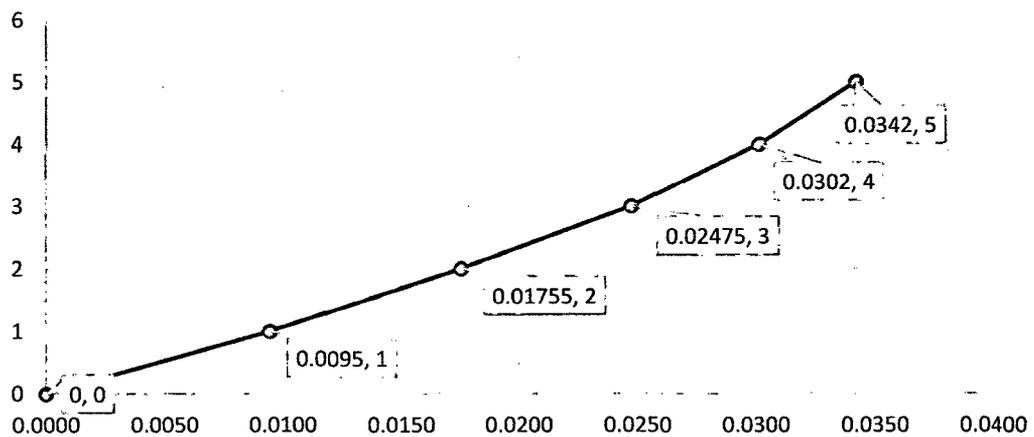


Figura 5.10: Desplazamientos y Distorsiones en dirección Y-Y (cont.)

DISTORSIONES MÁXIMAS SISMO EN DIRECCION Y

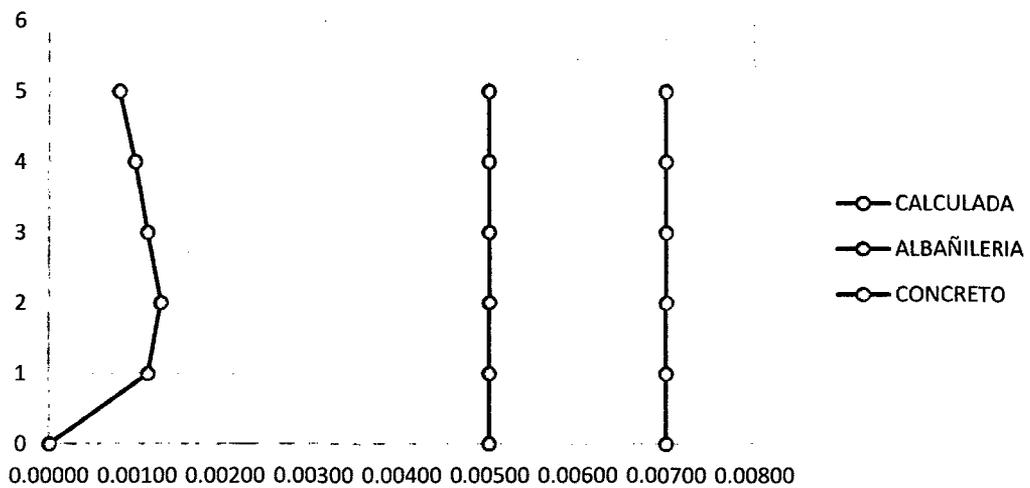


Figura 5.11: Desplazamientos y Distorsiones en dirección Y-Y

De acuerdo al estudio realizado, se observaron algunos puntos críticos en la estructura, los cuales serán analizados en esta sección para determinar que se cumpla con lo exigido en el Reglamento Nacional de Edificación.

Las Vigas y columnas que confinan a los muros de albañilería deben seguir los lineamientos de la Norma E-0.70. Según esto se sabe que aquellos elementos estarán restringidos lateralmente por los muros, de manera que su análisis estará basado en la función que tienen de otorgar ductilidad y soporte ante el desmoronamiento a los mismos.

5.7.9.3. COMBINACIONES DE CARGA

La verificación de la capacidad de los elementos estructurales se basa en un procedimiento de cargas facturadas conforme a la Norma Técnica de Edificaciones E-060 y teniendo en cuenta los sistemas de cargas verticales y de sismo se construyeron las siguientes combinaciones:

Las combinaciones de cargas usadas para encontrar la envolvente de esfuerzos sobre los elementos de la estructura son las siguientes:

COMBO 1	$1.4 D + 1.7 L$
COMBO 2	$1.25 (M + V) \pm SX$
COMBO 3	$1.25 (M + V) \pm SY$
COMBO 4	$0.9 M \pm 1.25 SX$
COMBO 5	$0.9 M \pm 1.25 SY$
EX	$C1 + C2 + C4$ (Envolvente X-X)
EY	$C1 + C3 + C5$ (Envolvente Y-Y)
ETOTAL	$E1 + E2$ (Envolvente general)

Con ello se obtuvieron los momentos máximos amplificados en los elementos, que forman parte de la estructura.

5.7.9.4. NORMAS EMPLEADAS

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación.

Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú) – Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.).

- NTE E.020 "CARGAS"
- NTE E.060 "CONCRETO ARMADO"
- NTE E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
- NTE E.070 "ALBAÑILERIA"
- NTE E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
- NTE E.090 "ESTRUCTURAS METALICAS"

A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute) - Building Code Requirements for Structural Concrete

Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de la última edición.

5.7.9.5. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN VIGAS

La revisión de las dimensiones y del esfuerzo de las vigas se hizo de acuerdo a las disposiciones de la Norma técnica de Concreto armado E.060 en los artículos: #9 (Requisitos Generales para el Análisis y Diseño), #10 (Requisitos Generales de Resistencia y Servicio) y #11 (Flexión).

Los datos del refuerzo se asumieron 2.5 cm de recubrimiento en todas las vigas. Se supuso una cuantía mínima a $0.75 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot b \cdot d$ según la Norma Peruana E-060 y una cuantía máxima de 50% de la cuantía balanceada, por ser una zona de alta sismicidad.

En esta sección se verifican la resistencia de las vigas principales más esforzadas en cada nivel del edificio, para ello se analizara los momentos solo en los extremos y centro de la viga más esforzada de cada nivel.

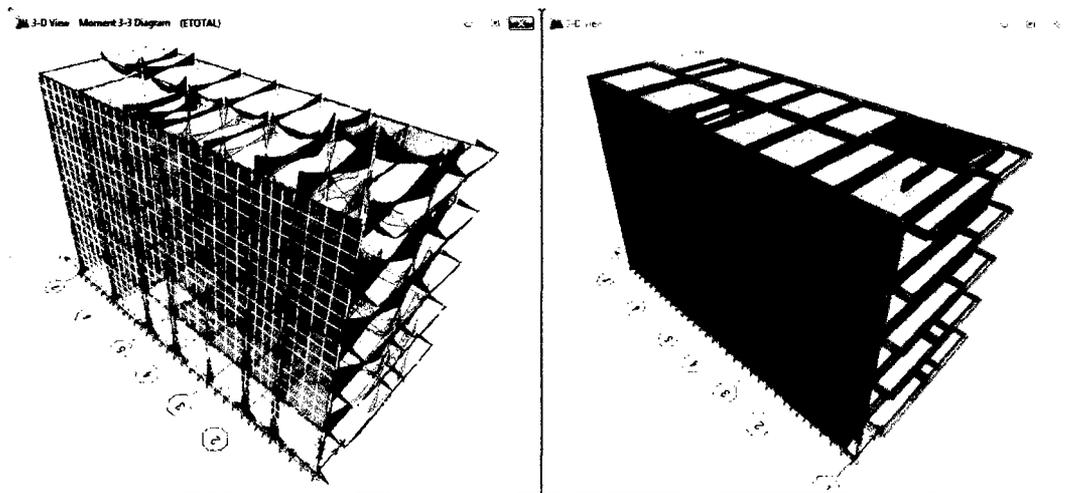


Figura 5.12: Diagrama de Momentos en Vigas

En los siguientes cuadros presentamos el análisis realizado a las vigas principales más esforzadas, de forma análoga se deberá verificar las demás vigas del sistema estructural.

Tabla 5.25: Verificación de resistencia de Vigas.

NIVEL	b (cm)	h (cm)	L (cm)	d (cm)	Nro Fierros en Tensión	Ø (cm)	Cuantia ρ	Cuantia (pb)	Tipo de Falla
1	40	20	367	17	4.00	1.29	0.0019	0.0213	Ductil
2	40	20	367	17	4.00	1.29	0.0019	0.0213	Ductil
3	40	20	367	17	4.00	1.29	0.0019	0.0213	Ductil
4	40	20	367	17	4.00	1.29	0.0019	0.0213	Ductil
5	40	20	367	17	4.00	1.29	0.0019	0.0213	Ductil

NIVEL	Cuantia Max. (0.5*pb)	Cuantia Mínima	Capacidad ØMu (t-m)	Demanda i (t-m)	Demanda Demanda Cen. (t-m)	Demanda j (t-m)	Maximo Ratio (D/C)
1	Conforme	Conforme	3.02	-3.44	2.45	-4.19	1.39
2	Conforme	Conforme	3.02	-3.42	2.43	-4.11	1.36
3	Conforme	Conforme	3.02	-3.49	2.44	-4.26	1.41
4	Conforme	Conforme	3.02	-3.57	2.43	-4.32	1.43
5	Conforme	Conforme	3.02	-3.20	2.54	-4.35	1.44

Los resultados muestran que las vigas no cuentan con el refuerzo adecuado para soportar la demanda propuesta, por lo tanto la cuantía longitudinal de acero de la viga en estudio, no cumplen con los requerimientos de la norma de concreto armado E.060.

5.7.9.6. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN COLUMNAS

La revisión de las dimensiones y del refuerzo de las columnas se hizo de acuerdo a las disposiciones de la norma E-060 para ello se utilizó principalmente:

Artículo 09: Requisitos Generales para el Análisis y Diseño.

Artículo 10: Requisitos Generales de Resistencia y Servicio.

Artículo 12: Flexo compresión.

Se consideró una cuantía mínima de 1%, y máxima de 6% de acuerdo a la norma vigente E-060 (sección 12.4.4).

El programa utilizado ETABS, utiliza un parámetro denominado “relación de capacidad”. Este parámetro es un factor que proporciona una idea de la condición de esfuerzo de la columna con respecto a su capacidad. Se determina de la siguiente forma:

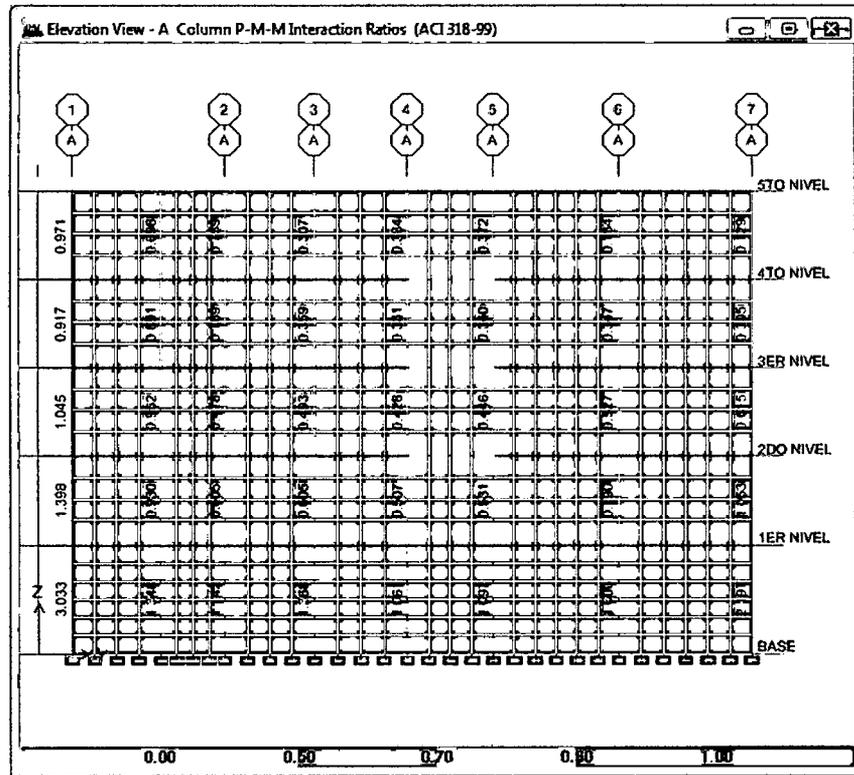
$$r = \frac{L1}{L2}$$

En donde L1 es la longitud de la línea trazada desde el origen del diagrama de interacción de la columna hasta el punto que representa la coordenada P, M2, M3, obtenida de la combinación de cargas de diseño respectivo y L2 es la longitud de la misma línea pero solo hasta la superficie de interacción. Cuando r es mayor que 1, indica que la combinación de carga está por encima de la superficie de interacción. Diferentes valores de “r” nos dan una idea de cuan esforzada esta la columna.

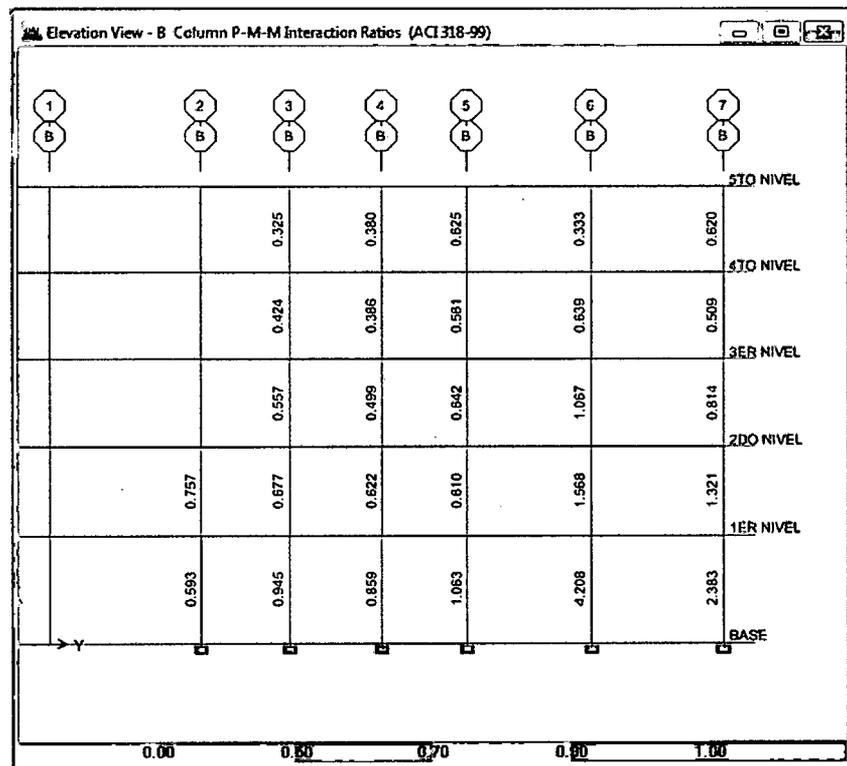
A continuación se procede a verificar cada columna para cada una de las 8 combinaciones de carga.

La gráfica siguiente presenta en rojo aquellas en donde “r” (Relación de Capacidad) es mayor a 1, en otras palabras, se presentan en rojo aquellas columnas cuya capacidad es menor que la demanda propuesta por la norma.

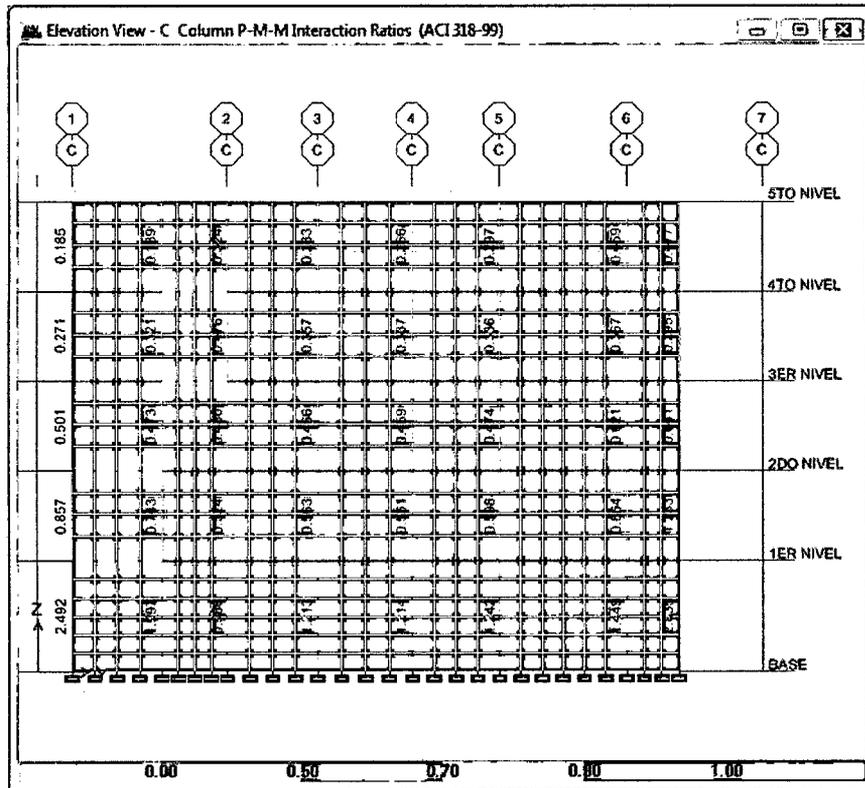
El programa también realiza un chequeo por cortante, por lo que las columnas que no están marcadas de rojo también se consideran que cumplen con las solicitaciones de cortante.



(a) Verificación de Columnas del 1er Nivel



(b) Verificación de Columnas del 2do Nivel. (cont.)



(c) Verificación de Columnas del 3er Nivel

Figura 5.13: Verificación de Refuerzo por Flexocompresión y Corte en Columnas.

Se obtuvo como resultados que en general las columnas del primer nivel son las más esforzadas, En la siguiente tabla muestra la combinación para la que sucedería la falla de las columnas más esforzadas de cada nivel. Estas columnas presentan falla frágil.

Tabla 5.26: Verificación de resistencia de Columnas

NIVEL	Columna	Sección	Combinación de Falla	Axial (t)	M2-MX (t-m)	M3-MX (t-m)	Máximo Ratio (D/C)
1	C5	C25x25	COMB4	-60.74	-1.28	-4.17	2.210
2	C4	C25x25	COMB3	-44.93	-1.31	-2.42	0.810
3	C14	C25x25	COMB2	-32.82	-0.89	-1.80	0.642
4	C14	C25x25	COMB2	-21.85	-0.56	-1.61	0.561
5	C6	C25x25	COMB2	-4.62	-2.20	-0.11	0.380

(+) Fuerza de Tracción

(-) Fuerza de Compresión

Nota: Se consideró un recubrimiento de 3.0 cm en todas las columnas.

Como se aprecia en la tabla, la combinación 5, 3 y 2 son aquellas que provoca la falla en las columnas más esforzadas de cada Nivel.

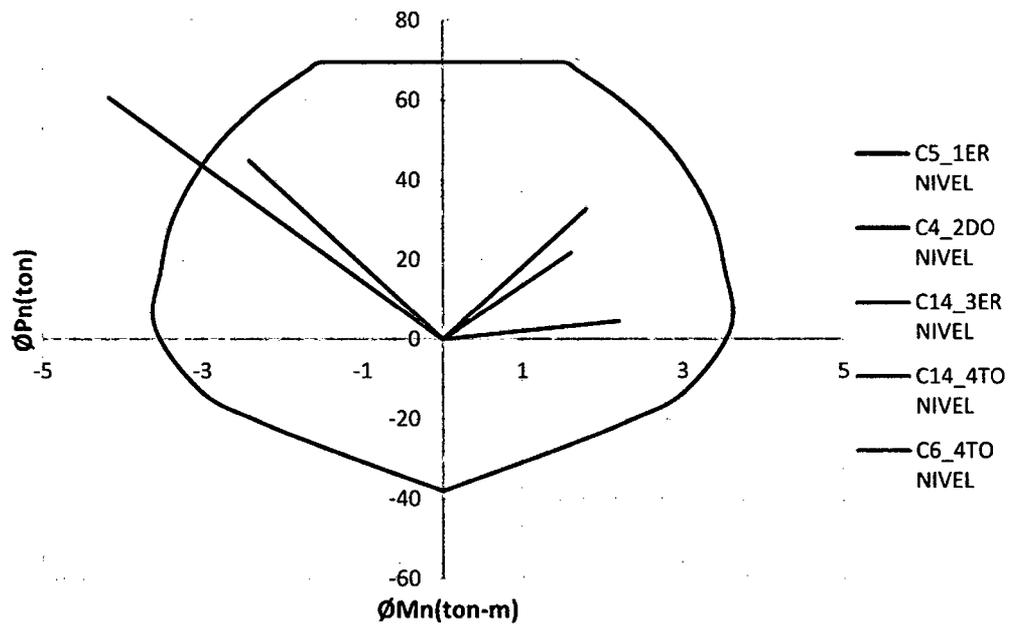


Figura 5.14: Diagrama de Iteración en Columnas

Los resultados muestran que las columnas del primer nivel no cuentan con suficiente sección y refuerzo adecuado para soportar la demanda propuesta, es decir la cuantía longitudinal de acero de las columnas en estudio, no cumplen con los requerimientos de la norma de concreto armado E-060.

5.7.9.7. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN MUROS

A continuación se muestra la verificación de la resistencia de los muros de albañilería confinada debido a las cargas axiales gravitacionales y debido a las cargas de corte producto del sismo.

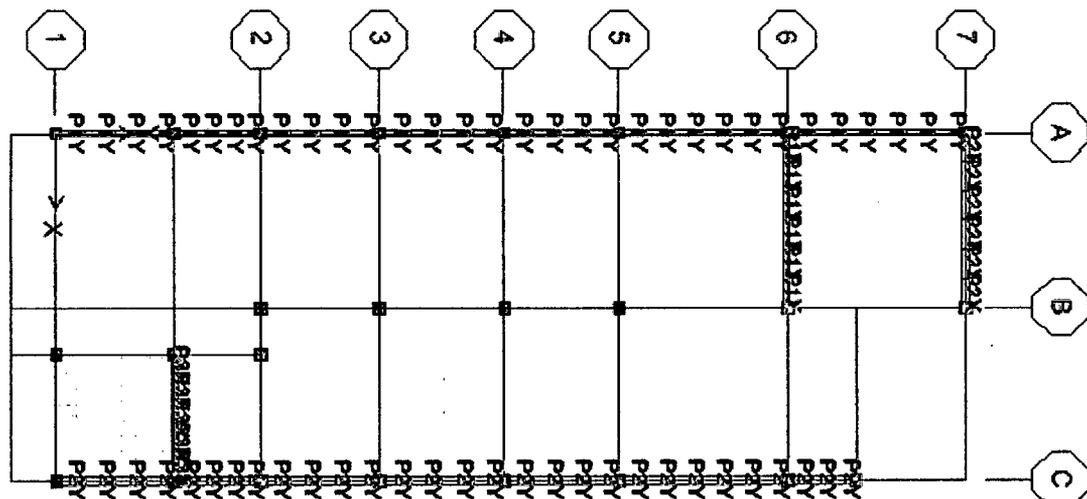


Figura 5.15: Nombres de Muros (Todos los Niveles)

Verificación al esfuerzo axial

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

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m$$

Tabla 5.27: Verificación del Esfuerzo Axial en Muros de Albañilería

Nivel	Muro	Pm (ton)	L (m)	t (m)	f _m (tn/m ²)	h (m)	Pm/(L*t)	0.2Pm(1-(h/(35t))^2)	0.15*f _m	
5TO NIVEL	P1Y	22.8	20	0.13	350	2.4	8.78	50.524	52.5	ok
5TO NIVEL	P2Y	18.8	17.6	0.13	350	2.4	8.24	50.524	52.5	ok
5TO NIVEL	P1X	6.34	3.87	0.13	350	2.4	12.60	50.524	52.5	ok
5TO NIVEL	P2X	4.8	3.87	0.13	350	2.4	9.54	50.524	52.5	ok
5TO NIVEL	P3X	3.99	2.79	0.13	350	2.4	11.00	50.524	52.5	ok
4TO NIVEL	P1Y	43.6	20	0.13	350	2.4	16.79	50.524	52.5	ok
4TO NIVEL	P2Y	36.1	17.6	0.13	350	2.4	15.81	50.524	52.5	ok
4TO NIVEL	P1X	11.83	3.87	0.13	350	2.4	23.51	50.524	52.5	ok
4TO NIVEL	P2X	8.79	3.87	0.13	350	2.4	17.47	50.524	52.5	ok
4TO NIVEL	P3X	8.17	2.79	0.13	350	2.4	22.53	50.524	52.5	ok
3ER NIVEL	P1Y	65.08	20	0.13	350	2.4	25.07	50.524	52.5	ok
3ER NIVEL	P2Y	53.06	17.6	0.13	350	2.4	23.24	50.524	52.5	ok
3ER NIVEL	P1X	17.18	3.87	0.13	350	2.4	34.15	50.524	52.5	ok
3ER NIVEL	P2X	12.61	3.87	0.13	350	2.4	25.06	50.524	52.5	ok
3ER NIVEL	P3X	11.68	2.79	0.13	350	2.4	32.20	50.524	52.5	ok
2DO NIVEL	P1Y	85.73	20	0.13	350	2.4	33.02	50.524	52.5	ok
2DO NIVEL	P2Y	69.73	17.6	0.13	350	2.4	30.55	50.524	52.5	ok
2DO NIVEL	P1X	22.53	3.87	0.13	350	2.4	44.78	50.524	52.5	ok
2DO NIVEL	P2X	16.11	3.87	0.13	350	2.4	32.02	50.524	52.5	ok
2DO NIVEL	P3X	14.85	2.79	0.13	350	2.4	40.94	50.524	52.5	ok
1ER NIVEL	P1Y	111.57	20	0.13	350	2.4	42.98	50.524	52.5	ok
1ER NIVEL	P2Y	90.54	17.6	0.13	350	2.4	39.66	50.524	52.5	ok
1ER NIVEL	P1X	24.63	3.87	0.13	350	2.4	48.96	50.524	52.5	ok
1ER NIVEL	P2X	19.59	3.87	0.13	350	2.4	38.94	50.524	52.5	ok
1ER NIVEL	P3X	17.22	2.79	0.13	350	2.4	47.48	50.524	52.5	ok

Obsérvese que el valor de σ_m cumple con las condiciones de la Norma E.070 de Albañilería, verificando de esta manera la resistencia del muro debido a cargas axiales.

Verificación de la resistencia al corte por sismo

Según la Norma E.070, los muros de albañilería deben permanecer sin agrietarse ante las acciones de los sismos moderados. Se permite que exista agrietamiento en los muros del primer piso únicamente ante acciones de sismos severos, para lo cual los elementos de confinamiento de estos elementos deben cumplir con condiciones especiales de reforzamiento.

Para el diseño por sismo moderado debe verificarse lo siguiente:

Ningún muro debe agrietarse ante un sismo moderado $V_e \leq 0.55V_m$.

$$V_m = 0,5 v_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

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

Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso "i" serán las del "sismo severo" (V_{ui}, M_{ui}), y se obtendrán amplificando los valores obtenidos del análisis elástico ante el "sismo moderado" (V_{ei}, M_{ei}) por la relación cortante de agrietamiento diagonal (V_{m1}) entre cortante producido por el "sismo moderado" (V_{e1}), ambos en el primer piso. El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres: $2 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3$. (Según Norma E.070).

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

Se observa que para los efectos de Sismo Moderado existen muros de albañilería que se agrietan, y para efectos de Sismo Severo, los elementos de confinamiento de los diferentes niveles se diseñan con lo establecido por la Norma E.070.

Tabla 5.28: Verificación de resistencia al corte por sismo Severo y Moderado

Nivel	Muro	P _G (tn)	V _e (Tn)	M _e (Tn-m)	α	V _m (Tn)	S. Moderado			S. Severo		
							0,55V _m	V _e < 0,55V _m	V _{m1} /V _{e1}	Vu	Vu<V _m	Mu
5TO NIVEL	P1Y	45.07	28.16	46.996	1.00	103.07	56.69	ok	2.00	56.32	ok	93.99
4TO NIVEL	P1Y	85.84	52.82	126.128	1.00	112.44	61.84	ok	2.00	105.64	ok	252.26
3ER NIVEL	P1Y	126.74	71.37	228.265	1.00	121.85	67.02	REFORZAR	2.00	142.74	REFORZAR	456.53
2DO NIVEL	P1Y	166.07	84.58	353.132	1.00	130.90	71.99	REFORZAR	2.00	169.16	REFORZAR	706.26
1ER NIVEL	P1Y	209.2	92.33	492.589	1.00	140.82	77.45	REFORZAR	2.00	184.66	REFORZAR	985.18
5TO NIVEL	P2Y	41.92	21.71	37.219	1.00	94.10	51.76	ok	2.00	43.42	ok	74.44
4TO NIVEL	P2Y	80.21	41.89	122.086	1.00	102.91	56.60	ok	2.00	83.78	ok	244.17
3ER NIVEL	P2Y	117.35	56.93	241.014	1.00	111.45	61.30	ok	2.00	113.86	Dis. Elem. Conf.	482.03
2DO NIVEL	P2Y	153.71	68.13	388.545	1.00	119.81	65.90	REFORZAR	2.00	136.26	REFORZAR	777.09
1ER NIVEL	P2Y	192.51	73.35	597.465	1.00	128.74	70.81	REFORZAR	2.00	146.70	REFORZAR	1194.93
5TO NIVEL	P1X	15.2	10.67	16.019	1.00	22.90	12.59	ok	2.00	21.34	ok	32.04
4TO NIVEL	P1X	29.1	20.05	48.969	1.00	26.09	14.35	REFORZAR	2.00	40.10	REFORZAR	97.94
3ER NIVEL	P1X	43.14	26.2	93.458	1.00	29.32	16.13	REFORZAR	2.00	52.40	REFORZAR	186.92
2DO NIVEL	P1X	57.67	30.13	146.129	0.80	28.75	15.81	REFORZAR	2.00	60.26	REFORZAR	292.26
1ER NIVEL	P1X	73.05	31.13	219.816	0.55	27.43	15.09	REFORZAR	2.00	62.26	REFORZAR	439.63
5TO NIVEL	P2X	11.29	6.36	14.826	1.00	22.00	12.10	ok	2.00	12.72	ok	29.65
5TO NIVEL	P2X	11.29	6.36	14.826	1.00	22.00	12.10	ok	2.00	12.72	ok	29.65
4TO NIVEL	P2X	21.89	13.6	46.673	1.00	24.44	13.44	REFORZAR	2.00	27.20	REFORZAR	93.35
3ER NIVEL	P2X	32.12	19.25	91.608	0.81	23.17	12.74	REFORZAR	2.00	38.50	REFORZAR	183.22
2DO NIVEL	P2X	41.89	23.31	145.962	0.62	21.63	11.89	REFORZAR	2.00	46.62	REFORZAR	291.92
1ER NIVEL	P2X	52.25	25.56	222.534	0.44	20.64	11.35	REFORZAR	2.00	51.12	REFORZAR	445.07
5TO NIVEL	P3X	12.19	7.58	9.952	1.00	17.75	9.76	ok	2.00	15.16	ok	19.90
4TO NIVEL	P3X	24.49	18.1	22.291	1.00	20.58	11.32	REFORZAR	2.00	36.20	REFORZAR	44.58
3ER NIVEL	P3X	34.93	25.35	56.167	1.00	22.98	12.64	REFORZAR	2.00	50.70	REFORZAR	112.33
2DO NIVEL	P3X	45.17	31.45	103.875	0.84	23.01	12.66	REFORZAR	2.00	62.90	REFORZAR	207.75
1ER NIVEL	P3X	55.04	38.61	178.529	0.60	21.677	11.92	REFORZAR	2.00	77.22	REFORZAR	357.06

*Muros que absorben más del 30% de la cortante basal que se diseñan con el 125% de esta según norma E.030.

Verificación de la resistencia Global al corte de la Edificación

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

$$\sum V_{mi} \geq V_{ei}$$

Tabla 5.29: Resistencia global al corte de la edificación

1ER NIVEL			
	$\sum V_{m1} (X-X) = 69.75$	$> V_{e1} (X-X) 190.60$	NO CONFORME
	$\sum V_{m1} (Y-Y) = 269.55$	$> V_{e1} (Y-Y) 331.36$	NO CONFORME
2DO NIVEL			
	$\sum V_{m2} (X-X) = 73.38$	$> V_{e2}(X-X) 169.78$	NO CONFORME
	$\sum V_{m2} (Y-Y) = 250.71$	$> V_{e2} (Y-Y) 305.42$	NO CONFORME
3ER NIVEL			
	$\sum V_{m3} (X-X) = 75.47$	$> V_{e3} (X-X) 141.60$	NO CONFORME
	$\sum V_{m3} (Y-Y) = 233.30$	$> V_{e3} (Y-Y) 256.60$	NO CONFORME
4TO NIVEL			
	$\sum V_{m4} (X-X) = 71.11$	$> V_{e4} (X-X) 103.50$	NO CONFORME
	$\sum V_{m4} (Y-Y) = 215.35$	$> V_{e4} (Y-Y) 189.42$	CONFORME
5TO NIVEL			
	$\sum V_{m5} (X-X) = 62.64$	$> V_{e5} (X-X) 49.22$	CONFORME
	$\sum V_{m5} (Y-Y) = 197.17$	$> V_{e5} (Y-Y) 99.74$	CONFORME

La resistencia global a fuerza cortante ($\sum V_m$), es menor a la fuerza cortante producida por el sismo severo (V_e). Se observa que **no cumple** con las condiciones de la norma E070 de Albañilería.

5.8. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE REFORZAMIENTO

De acuerdo a los resultados obtenidos en la revisión de las condiciones de vulnerabilidad existentes de la edificación podemos concluir que la edificación no cuenta con las debidas características de resistencia y rigidez necesarias para soportar un evento sísmico, por tanto las medidas correctivas para el fortalecimiento de la estructura consistirá en la adición de elementos estructurales como placas de concreto armado para aumentar su rigidez en ambos sentidos, además de la adición de algunos elementos metálicos a fin de reforzar la resistencia en vigas.

Siendo este un reforzamiento sistemático que se realizara de forma cíclica hasta determinar la propuesta más óptima, que no implique muchas operaciones, sea económica y que proporción un adecuado comportamiento estructural a la edificación.

5.9. DISEÑO DE REFORZAMIENTO

Para fortalecer a la edificación de una adecuada rigidez y resistencia de la forma más óptima se ha propuesta el siguiente reforzamiento.

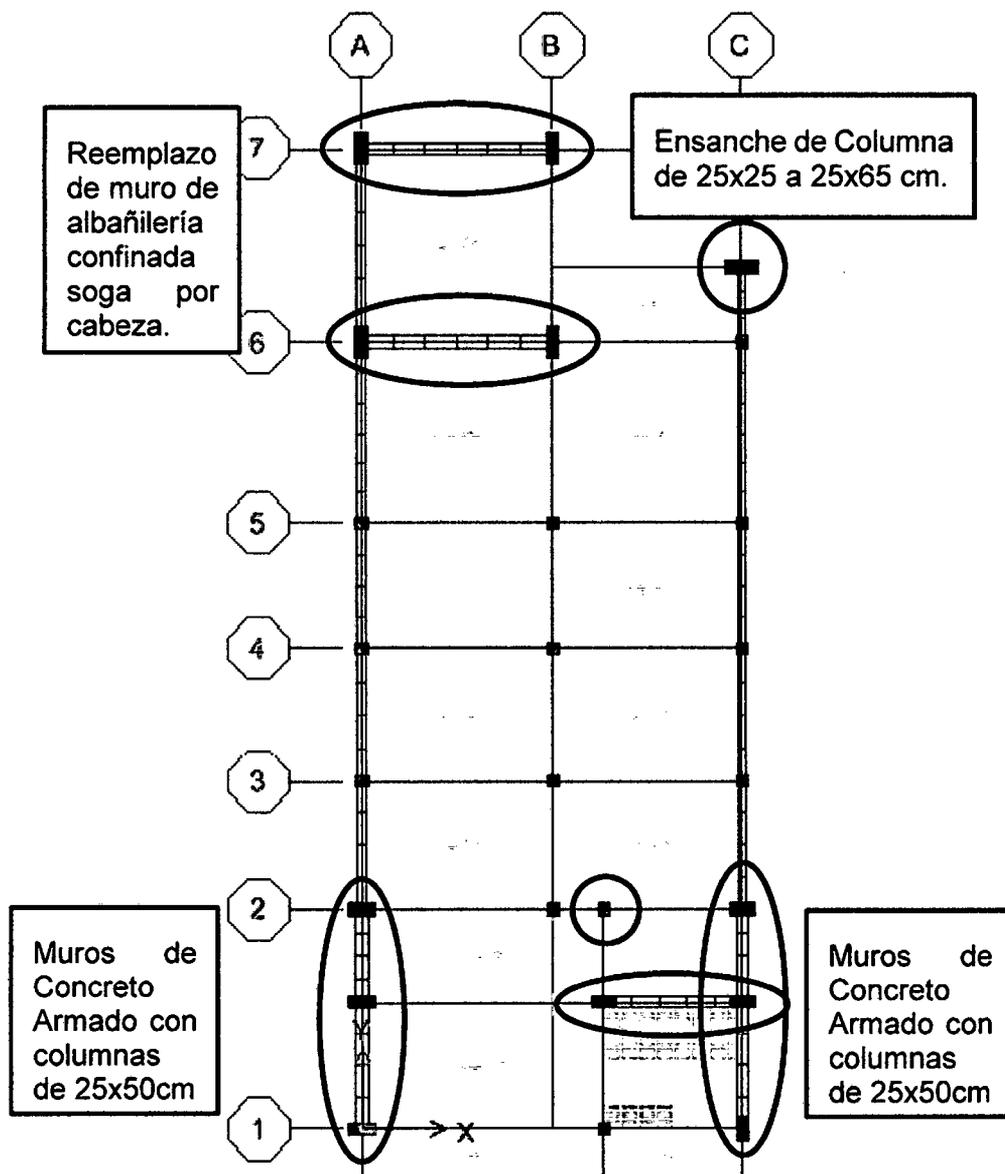


Figura 5.16: Reforzamiento Ensanche de Columnas y Reemplazo de Muros de Albañilería confinada y Muros de Concreto Armado en el 1er nivel.

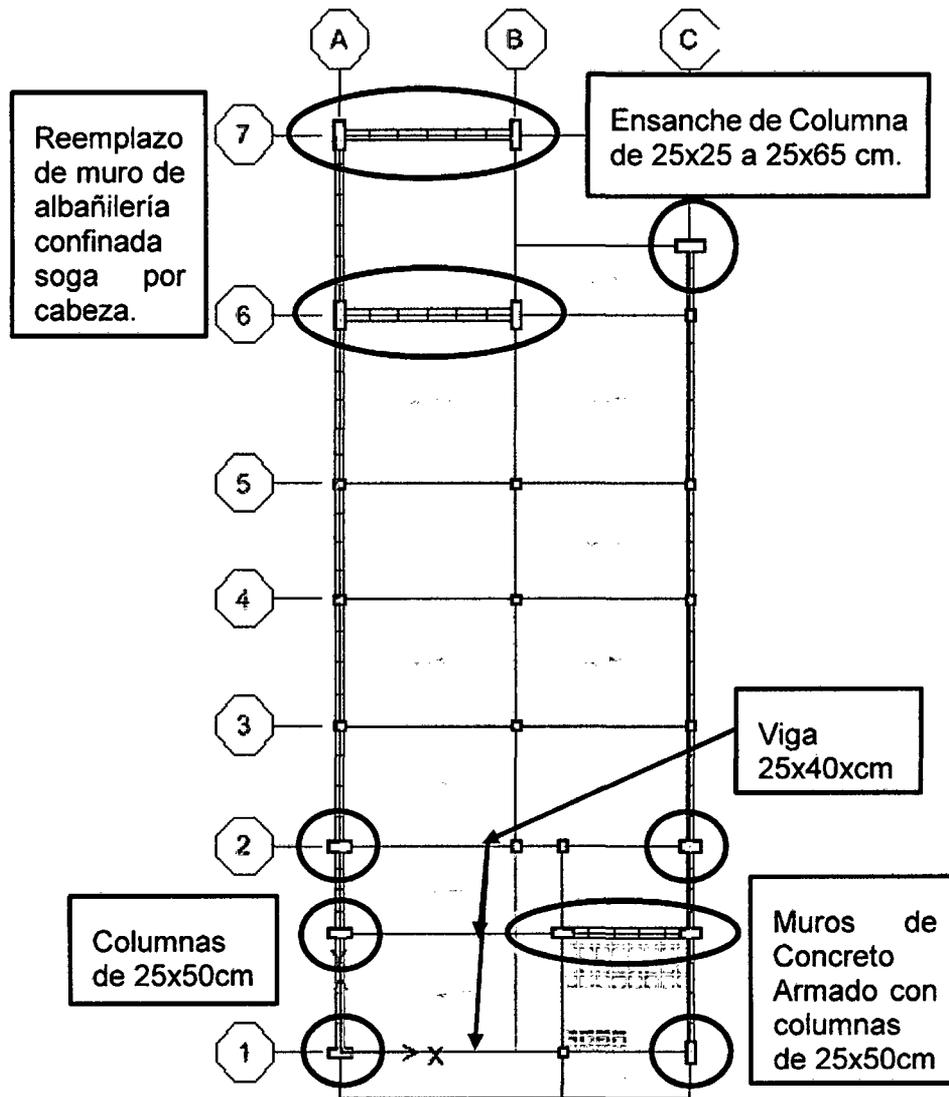


Figura 5.17: Reforzamiento Ensanche de Columnas y Reemplazo de Muros de Albañilería confinada del 2do al 5to nivel.

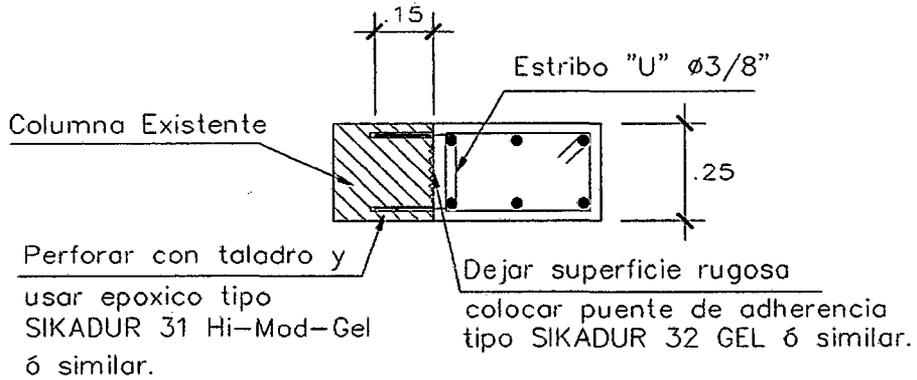


Figura 5.18: Detalle de Anclaje de Columna o Muro Estructural a Columna existente de Concreto Armado

5.10. VERIFICACIÓN DE REFORZAMIENTO

Con el reforzamiento plantado en la estructura se realizara una verificación de la estructura tanto en rigidez como en resistencia, estos resultados se colocaran a continuación:

5.10.1. VERIFICACIÓN DE RIGIDEZ

Tabla 5.30: Desplazamientos y Distorsiones en dirección X-X

SISMO EN DIRECCION X-X

NIVEL	Desplazamientos (m)	Distorsiones	Desplazamientos $UX*0.75R$ (m)	Distorsiones $*0.75R$
5TO NIVEL	0.0085	0.00080	0.0383	0.00360
4TO NIVEL	0.0066	0.00081	0.0297	0.00364
3ER NIVEL	0.0045	0.0008	0.02025	0.0035
2DO NIVEL	0.0026	0.0006	0.01170	0.0027
1ER NIVEL	0.0012	0.00037	0.0054	0.00168

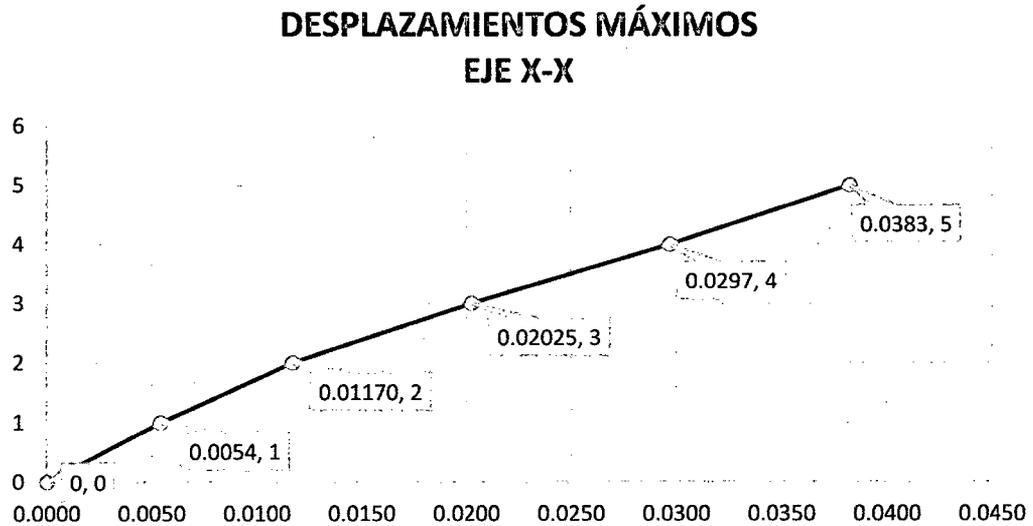


Figura 5.19: Desplazamientos en dirección X-X

DISTORSIONES MÁXIMOS SISMO EN DIRECCION X

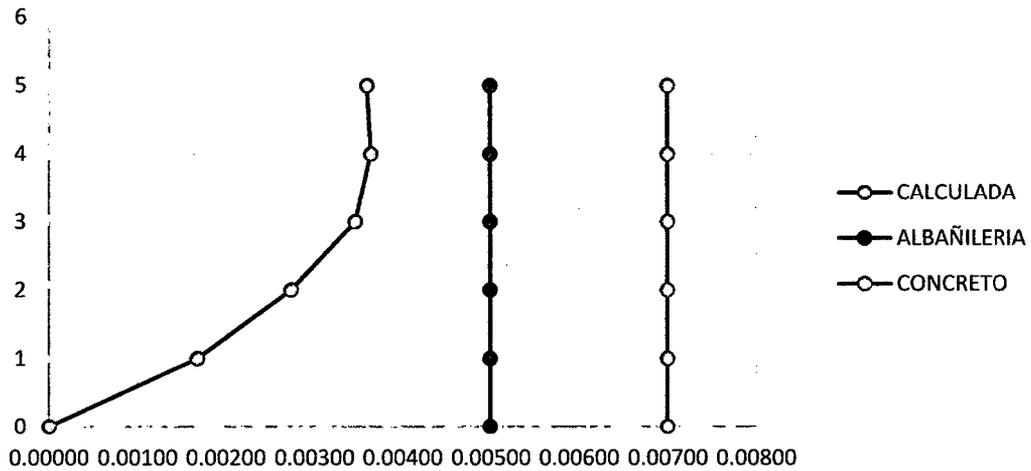


Figura 5.20: Distorsiones en dirección X-X

Tabla 5.31: Desplazamientos y Distorsiones en dirección Y-Y

SISMO EN DIRECCION Y-Y				
NIVEL	Desplazamientos (m)	Distorsiones	Desplazamientos $UX \cdot 0.75R$ (m)	Distorsiones $\cdot 0.75R$
5TO NIVEL	0.0057	0.00043	0.0257	0.00072
4TO NIVEL	0.0050	0.00054	0.0225	0.00092
3ER NIVEL	0.0039	0.0007	0.01755	0.0012
2DO NIVEL	0.0026	0.0007	0.01170	0.0012
1ER NIVEL	0.0013	0.00041	0.0059	0.00070

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EJE Y-Y

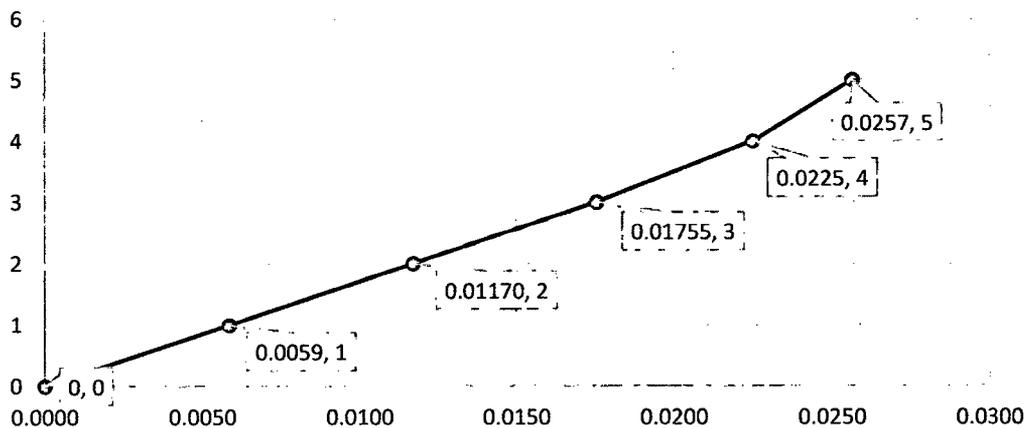


Figura 5.21: Desplazamientos en dirección Y-Y

DISTORSIONES MÁXIMOS SISMO EN DIRECCION Y

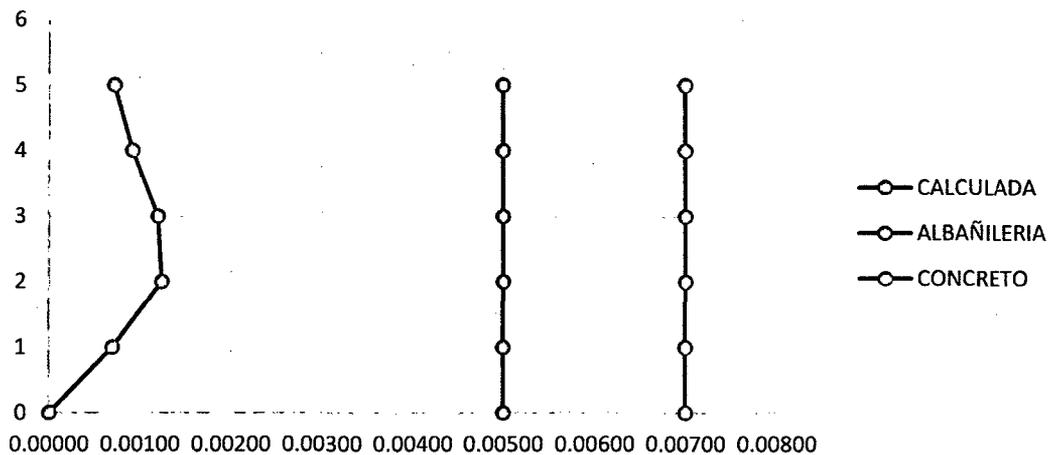


Figura 5.22: Distorsiones en dirección Y-Y

De acuerdo a los resultados obtenidos, se observa que el reforzamiento planteado dota a la estructura de suficiente rigidez de modo que cumple con los parámetros de desempeño exigidos en el Reglamento Nacional de Edificación.

5.10.2. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN VIGAS

Con el reforzamiento vertical añadido a la estructura, los esfuerzos por sismo en las vigas se vieron reducidos. En el siguiente cuadro presentamos el análisis realizado a las vigas principales más esforzadas, de forma análoga se verificó que las demás vigas.

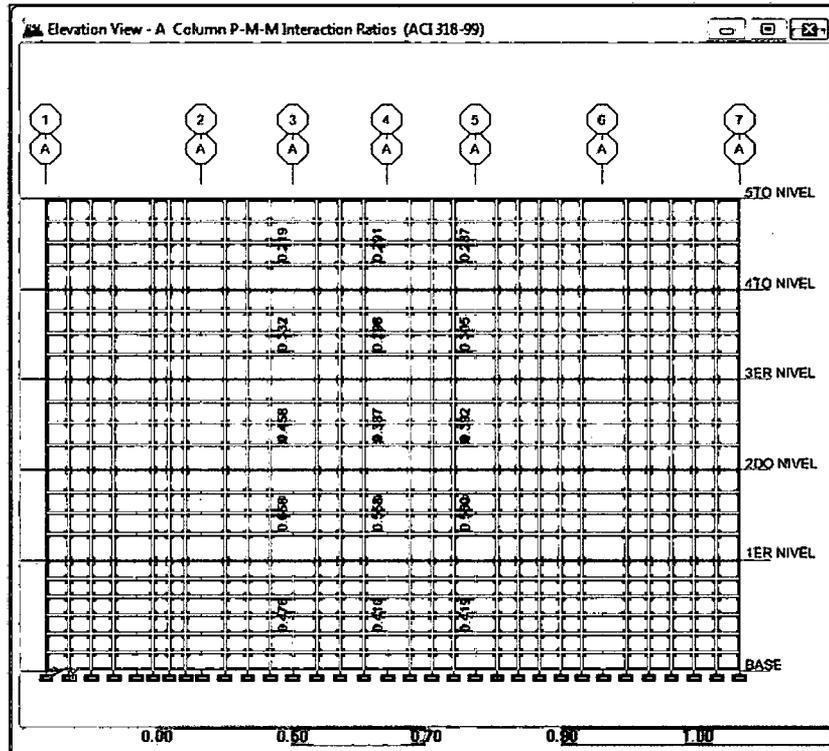
Tabla 5.32: Verificación de resistencia de Vigas (Edificación Reforzada)

NIVEL	CAPACIDAD DE VIGA			DEMANDA EN VIGA			Maximo Ratio (D/C)
	Concreto (Sección)	Acero (cm ²)	Capacidad ØMu (t-m)	Demanda i (t-m)	Demanda Cen. (t-m)	Demanda j (t-m)	
1	40x20	7.74	4.31	-3.13	2.48	-2.90	0.73
2	40x20	7.74	4.31	-3.30	2.39	-3.16	0.76
2	40x20	7.74	4.31	-3.11	2.39	-3.10	0.72
2	40x20	7.74	4.31	-2.97	2.39	-3.00	0.70
3	40x20	7.74	4.31	-1.94	1.79	-2.32	0.54

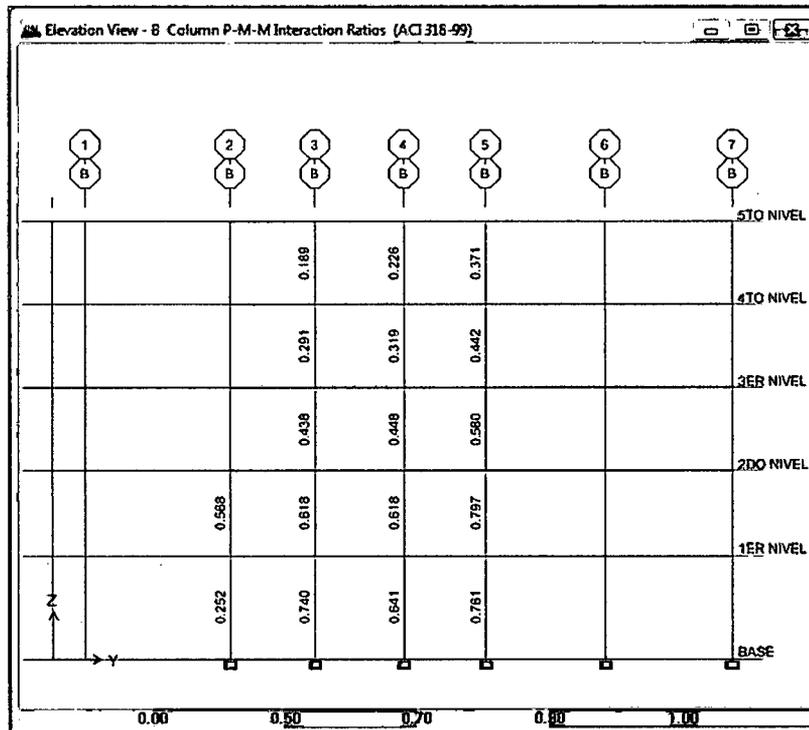
De acuerdo a los resultados obtenidos, se observa que el reforzamiento planteado para las vigas brinda suficiente resistencia de modo que cumple con los parámetros exigidos en el Reglamento Nacional de Edificación.

5.10.3. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN COLUMNAS

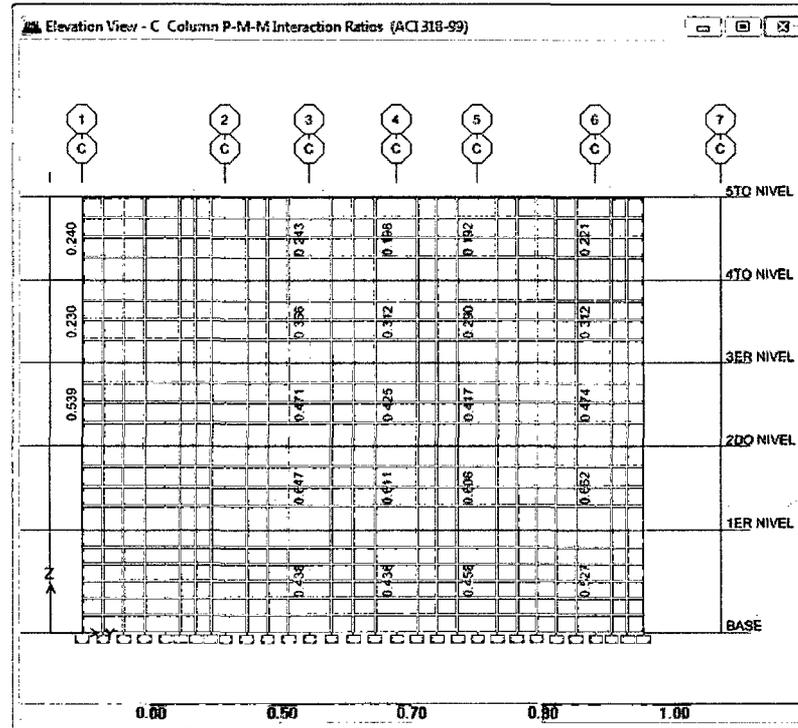
En La gráfica siguiente presenta en rojo aquellas columnas cuya capacidad es menor que la demanda propuesta por la norma.



(a) Verificación de Columnas de Todos los Niveles Eje A.



(b) Verificación de Columnas de Todos los Niveles Eje B (Cont.)



(c) Verificación de Columnas de Todos los Niveles Eje C

Figura 5.23: Verificación de Refuerzo por Flexocompresión y Corte en Columnas

En la siguiente tabla muestra la combinación para la que se produce las columnas más esforzadas de cada nivel.

Tabla 5.33: Verificación de resistencia de Columnas (Edificación Reforzada)

NIVEL	Columna	Sección	Combinación de Falla	Axial (t)	M2-MX (t-m)	M3-MX (t-m)	Máximo Ratio (D/C)
1	C 4	C25x25	COMB2	-52.62	-2.02	0.83	0.761
2	C 4	C25x25	COMB3	-41.51	-2.49	1.19	0.797
3	C 4	C25x25	COMB3	-30.33	-1.84	0.81	0.580
4	C 4	C25x25	COMB3	-19.32	-1.55	0.49	0.442
5	C 4	C25x25	COMB3	-8.22	-1.11	0.77	0.371

(+) Fuerza de Tracción

(-) Fuerza de Compresión

Nota: Se consideró un recubrimiento de 3.0 cm en todas las columnas.

En la siguiente grafica se muestra el diagrama de iteración de la columna con resultados en cada columna analizada.

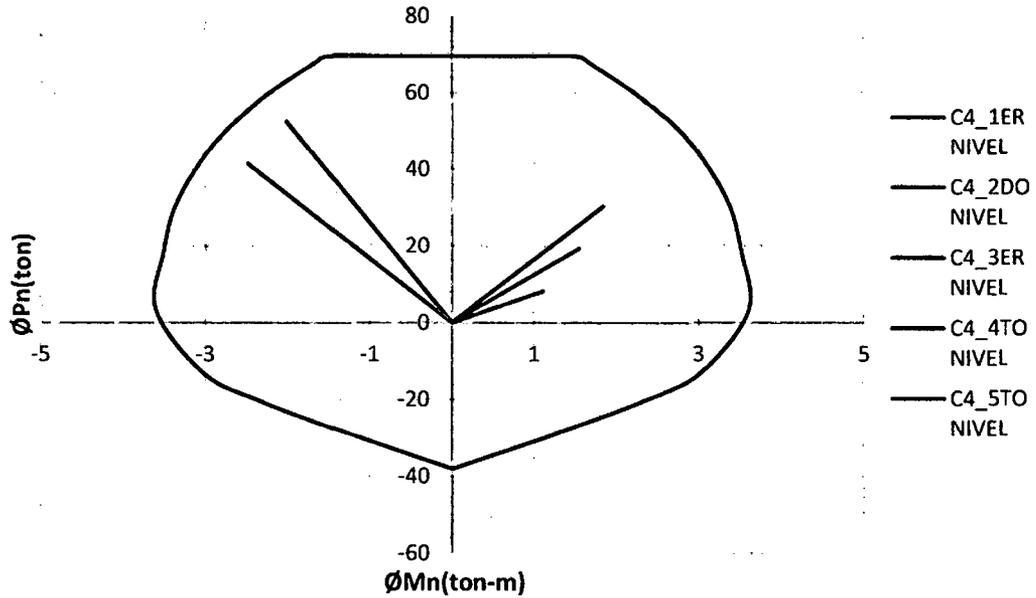


Figura 5.24: Diagrama de Iteración en Columnas

Los resultados muestran que con el reforzamiento planteado, las columnas cuentan con suficiente sección y refuerzo adecuado para soportar la demanda propuesta, es decir la cuantía longitudinal de acero de las columnas en estudio, cumplen con los requerimientos de la norma de concreto armado E.060.

5.10.4. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN MUROS

A continuación se muestra la verificación de la resistencia de los muros de albañilería confinada debido a las cargas axiales gravitacionales y debido a las cargas de corte producto del sismo.

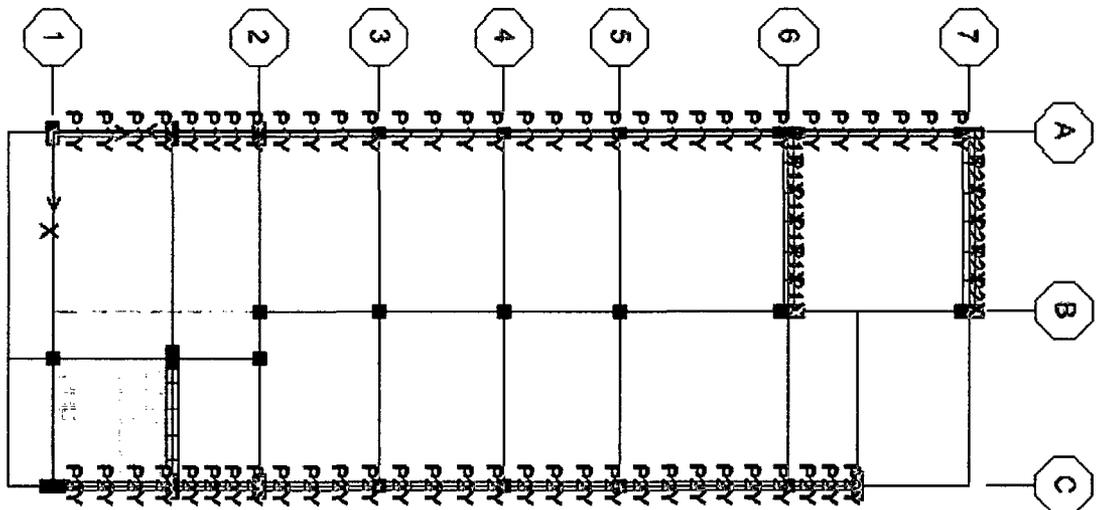


Figura 5.25: Nombres de Muros (Todos los Niveles)

Verificación de la resistencia al corte por sismo

Tabla 5.34: Verificación de resistencia al corte por sismo Severo y Moderado (Edificación Reforzada)

Nivel	Muro	P _G (tn)	V _e (Tn)	M _e (Tn-m)	α	V _m (Tn)	0,55V _m	S. Moderado		S. Severo		Mu
								V _e < 0,55V _m	V _{m1} /V _{e1}	Vu	Vu < Vm	
5TO NIVEL	P1Y	42.97	27.93	58.673	1.00	130.80	71.94	ok	2.36	65.96	ok	138.57
4TO NIVEL	P1Y	86.41	53.27	168.213	1.00	140.79	77.43	ok	2.36	125.81	ok	397.28
3ER NIVEL	P1Y	129.98	71.82	304.092	1.00	150.81	82.94	ok	2.36	169.62	Dis. Elem. Conf.	718.20
2DO NIVEL	P1Y	172.87	84.19	453.436	1.00	160.67	88.37	ok	2.36	198.84	Dis. Elem. Conf.	1070.91
1ER NIVEL	P1Y	161.11	59.79	557.491	1.00	141.21	77.67	ok	2.36	141.21	Dis. Elem. Conf.	1316.66
5TO NIVEL	P2Y	34.38	20.51	35.622	1.00	115.88	63.74	ok	2.79	57.30	ok	99.52
4TO NIVEL	P2Y	69.24	40.62	145.407	1.00	123.90	68.15	ok	2.79	113.48	ok	406.24
3ER NIVEL	P2Y	104.14	55.92	314.459	1.00	131.93	72.56	ok	2.79	156.23	Dis. Elem. Conf.	878.54
2DO NIVEL	P2Y	141.45	66.26	559.441	1.00	140.51	77.28	ok	2.79	185.12	Dis. Elem. Conf.	1562.97
1ER NIVEL	P2Y	150.52	45.77	377.967	1.00	127.87	70.33	ok	2.79	127.87	Dis. Elem. Conf.	1055.97
5TO NIVEL	P1X	20.38	11.3	20.38	1.00	46.70	25.68	ok	2.00	22.60	ok	40.76
4TO NIVEL	P1X	40.34	19.65	57.766	1.00	51.29	28.21	ok	2.00	39.30	ok	115.53
3ER NIVEL	P1X	60.09	23.91	103.813	0.89	51.26	28.20	ok	2.00	47.82	ok	207.63
2DO NIVEL	P1X	79.7	25.84	154.048	0.65	45.60	30.10	ok	2.00	51.68	Dis. Elem. Conf.	308.10
1ER NIVEL	P1X	100.26	25.39	221.021	0.44	41.74	27.55	ok	2.00	50.78	Dis. Elem. Conf.	442.04
5TO NIVEL	P2X	8.37	7.2	10.076	1.00	38.65	21.26	ok	2.00	14.40	ok	20.15
4TO NIVEL	P2X	16.75	13.86	28.148	1.00	40.58	22.32	ok	2.00	27.72	ok	56.30
3ER NIVEL	P2X	25.09	18.48	51.38	1.00	42.50	23.37	ok	2.00	36.96	ok	102.76
2DO NIVEL	P2X	33.33	21.59	77.545	1.00	44.39	24.42	ok	2.00	43.18	ok	155.09
1ER NIVEL	P2X	42.95	23.19	111.126	0.81	39.54	26.10	ok	2.00	46.38	Dis. Elem. Conf.	222.25

*Muros que absorben más del 30% de la cortante basal que se diseñan con el 125% de esta según norma E.030

Como se muestra los muros de albañilería soportan no se fisuran ante un sismo moderado con el reforzamiento planteado.

Verificación de la resistencia al corte Global de la Edificación**Tabla 5.35: Resistencia global al corte (Edificación Reforzada)**

1ER NIVEL	$\sum V_{m1} (X-X) = 97.53 > V_{e1} (X-X) 97.16$	CONFORME
	$\sum V_{m1} (Y-Y) = 269.08 > V_{e1} (Y-Y) 211.12$	CONFORME
2DO NIVEL	$\sum V_{m2} (X-X) = 95.39 > V_{e2}(X-X) 94.86$	CONFORME
	$\sum V_{m2} (Y-Y) = 301.18 > V_{e2} (Y-Y) 300.90$	CONFORME
3ER NIVEL	$\sum V_{m3} (X-X) = 93.76 > V_{e3} (X-X) 84.78$	CONFORME
	$\sum V_{m3} (Y-Y) = 282.74 > V_{e3} (Y-Y) 255.48$	CONFORME
4TO NIVEL	$\sum V_{m4} (X-X) = 91.87 > V_{e4} (X-X) 67.02$	CONFORME
	$\sum V_{m4} (Y-Y) = 264.69 > V_{e4} (Y-Y) 187.78$	CONFORME
5TO NIVEL	$\sum V_{m5} (X-X) = 85.35 > V_{e5} (X-X) 37.00$	CONFORME
	$\sum V_{m5} (Y-Y) = 246.68 > V_{e5} (Y-Y) 96.88$	CONFORME

En ambas direcciones, la resistencia global a fuerza cortante ($\sum V_m$), es mayor a la fuerza cortante producida por el sismo severo (V_e). Se observa que **cumple** con las condiciones de la norma E070 de Albañilería

En general podemos concluir que el reforzamiento planteado para la edificación analizada tanto en rigidez como en resistencia, es adecuado para enfrentar la demanda sísmica dada por la Norma Sismorresistente E-030. Además la edificación cumple con los parámetros de resistencia dados por la Norma Técnica de Edificaciones.

5.11. VERIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD MÉTODO CUALITATIVO (HIROSAWA)

Tabla 5.36: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Reforzada

NIVEL DE EVALUACIÓN	DIRECCIÓN	PISO	Eo	SD	T	Io	Iso	RATIO	ESTADO
1ER NIVEL	X	1	0.56	1.17	1.00	0.66	0.65	1.02	OK.
		2	0.61	1.17	1.00	0.71	0.65	1.09	OK.
		3	0.65	1.17	1.00	0.76	0.65	1.17	OK.
		4	0.69	1.17	1.00	0.81	0.65	1.25	OK.
		5	1.33	1.17	1.00	1.55	0.65	2.39	OK.
	Y	1	1.02	1.17	1.00	1.20	0.65	1.84	OK.
		2	0.59	1.17	1.00	0.70	0.65	1.08	OK.
		3	0.62	1.17	1.00	0.73	0.65	1.12	OK.
		4	0.65	1.17	1.00	0.76	0.65	1.17	OK.
		5	1.04	1.17	1.00	1.22	0.65	1.88	OK.
2DO NIVEL	X	1	0.78	1.17	1.00	0.92	0.65	1.41	OK.
		2	0.80	1.17	1.00	0.93	0.65	1.44	OK.
		3	0.85	1.17	1.00	1.00	0.65	1.54	OK.
		4	1.07	1.17	1.00	1.25	0.65	1.92	OK.
		5	1.93	1.17	1.00	2.25	0.65	3.47	OK.
	Y	1	1.97	1.17	1.00	2.30	0.65	3.54	OK.
		2	0.59	1.17	1.00	0.69	0.65	1.07	OK.
		3	0.63	1.17	1.00	0.74	0.65	1.14	OK.
		4	0.79	1.17	1.00	0.93	0.65	1.43	OK.
		5	1.46	1.17	1.00	1.71	0.65	2.63	OK.
3ER NIVEL	X	1	0.97	1.17	1.00	1.14	0.65	1.75	OK.
		2	1.06	1.17	1.00	1.24	0.65	1.91	OK.
		3	1.19	1.17	1.00	1.39	0.65	2.14	OK.
		4	1.53	1.17	1.00	1.79	0.65	2.75	OK.
		5	2.84	1.17	1.00	3.32	0.65	5.11	OK.
	Y	1	2.42	1.17	1.00	2.84	0.65	4.36	OK.
		2	0.80	1.17	1.00	0.93	0.65	1.44	OK.
		3	0.89	1.17	1.00	1.05	0.65	1.61	OK.
		4	1.15	1.17	1.00	1.35	0.65	2.07	OK.
		5	2.18	1.17	1.00	2.55	0.65	3.92	OK.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

La propuesta planteada nos brinda un procedimiento mediante filtros que nos permiten detener el proceso en cada etapa, a fin de no realizar trabajos exhaustivos de buscar el reforzamiento en edificaciones donde la solución más económica es demoler y reemplazar una estructura nueva.

La propuesta presenta tres niveles en donde se puede detener el proceso.

- **Investigación de edificación** (De acuerdo al criterio y experiencia del ingeniero).
- **Evaluación Preliminar del Método Hirosawa** (Mediante cuadro adjunto).

RATIO (Iso/Io)	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
$(Iso/Io) > 1.00$	NULO	MUY BAJO
$1.00 > (Iso/Io) > 0.90$	LIGERO	BAJO
$0.90 > (Iso/Io) > 0.75$	MODERADO	MEDIO
$0.65 > (Iso/Io) > 0.50$	SEVERO	ALTO
$0.50 > (Iso/Io)$	COMPLETO	MUY ALTO

- **Evaluación Detallada** (mediante los resultados de verificar rigidez y resistencia de los elementos estructurales existentes)

La propuesta expuesta en esta investigación fue aplicada a una edificación existente de un nivel el cual será proyectado hasta cinco niveles. De acuerdo a la aplicación se obtuvo:

- **Investigación de edificación:** Indico que la edificación era una autoconstrucción de un solo nivel, sin embargo no se encontró niveles de deterioro significativos, así mismo los elementos estructurales como muros y columnas se encontraban en buenas condiciones.
- **Evaluación Preliminar del Método Hirosawa:** Se evaluó la edificación con cinco niveles, esto debido que la edificación se piensa ampliar hasta dicha altura, obteniéndose los siguientes niveles de daño y vulnerabilidad:

DIRECCIÓN	Io	Iso	RATIO	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
X	0.34	0.65	0.52	SEVERO	ALTA
Y	0.63	0.65	0.97	LIGERO	BAJA

- **Evaluación Detallada**

Del análisis y verificación realizada se tiene que la vivienda no pasa cumple con los parámetros mínimos de rigidez en dirección X-X, las columnas no presentan sección ni acero adecuado y los muros no presentan suficiente resistencia ante las sollicitaciones sísmicas moderadas y severas.

Del ejemplo analizado podemos decir que si bien el análisis por rigidez realizado indica que no se encuentra tan alejado del límite permisible (0.0077 siendo admisible 0.0070), el daño es severo y de vulnerabilidad alta, debido a que también en las verificaciones de resistencia no cumplen con los mínimos permisibles según RNE. Por tanto podemos concluir que los análisis de vulnerabilidad guardan relación con los resultados del análisis detallado- Esto también se verifica en el análisis de la edificación reforzada.

El ejemplo analizado es una edificación existente similar a muchas de las viviendas de nuestro país, por ello fue escogida a modo de dar a conocer las condiciones vulnerables y el reforzamiento que necesitaría cada una de estas para sobrepasar un evento sísmico, con ello podemos concluir que no nos encontramos preparados para evento sísmico, debido a las malas prácticas constructivas (como por ejemplo las autoconstrucciones) que se siguen dando en nuestro país.

El método Hirosawa de acuerdo a los resultados obtenidos, refleja ser un procedimiento adecuado para una evaluación cualitativa y rápida de la vulnerabilidad de las estructuras, teniendo una aplicación directa en la evaluación de los posibles escenarios de daños con una baja inversión de tiempo, convirtiéndose en una herramienta muy útil para determinar la necesidad de reforzamiento que necesita una edificación.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el ejemplo aplicativo se comprueba que mientras avance en el nivel del método menos conservadores serán los resultados.

Debido a que en la actualidad la mayor parte de las edificaciones en nuestro país son de albañilería confinada, la inclusión de esta en la utilización del método Hirosawa nos permite que dicho método pueda ser muy bien utilizada en nuestra realidad nacional.

Debido a que en el Reglamento Nacional de Edificaciones no contempla un proceso específico y detallado para la determinación del reforzamiento que necesita una edificación, se ha visto conviene utilizar el esquema propuesto por el Código FEMA 356, obteniendo así la ventaja de usar un esquema bien calificado adaptado a las necesidades de nuestro país.

La tecnología de utilizar un programa de cómputo como para la elaboración de modelos matemáticos, ha confirmado sus ventajas sobre métodos clásicos para realizar apropiadamente el análisis, verificación y diseño sísmico. En la realización en este tipo de estudios, los programas computacionales nos permiten realizar el análisis de todo el sistema estructural de forma sistemática, con diferentes propuestas de reforzamiento a fin de obtener la mejor y más económica propuesta en corto tiempo, convirtiéndose así en una excelente herramienta.

6.2. RECOMENDACIONES

En este trabajo solo se han analizado estructuras de mampostería estructural y elementos de concreto armado con edificación de hasta 5 niveles. Es importante estudiar los otros tipos de estructuras por medio de metodologías adecuadas según sea el caso, para así tener resultados sin dejar estructuras por fuera del estudio.

Para realizar un buen análisis y evaluación de una edificación, es importante contar con toda la información necesaria, o saber, si se cuentan con los recursos necesarios para obtenerla, ya que de esto dependes los resultados del estudio final.

Si bien es cierto que las herramientas computacionales nos brindan un importante apoyo en el cálculo numérico y por ende tenemos que estar actualizados para su

mejor utilización, debe predominar siempre el criterio y juicio del ingeniero para realizar un correcto análisis así como obtener el reforzamiento más óptimo.

En todo el proceso se deberá tomar en cuenta la inspección realizada, por ello el evaluador deberá ser muy minucioso respetando también los pasos que se han detallado en todo el proceso, así mismo no dejar pasar por alto cualquier duda observación o duda que se tenga.

BIBLIOGRAFÍA

Aoyama Hiroyuki, "A Method For The Evaluation Of The Seismic Capacity Of Existing Reinforced Concrete Buildings In Japan", Bulletin of the New Zealand National Society, New Zealand 1981.

Building Seismic Safety Council. "FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings." Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.

Caballero Guerrero, Álvaro Rafael, "Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica por Medio del Método del Índice de Vulnerabilidad en las Estructuras Ubicadas en el Centro Histórico De La Ciudad de Sincelejo, Utilizando la Tecnología del Sistema de Información Geográfica", Tesis, Fundación Universidad del Norte, Sucre 2007.

Camacho Villegas, Audry Victoria. "Vulnerabilidad Sísmica Estructural de los Edificios Principales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería", Tesis, UNI, Lima 2011.

Caycho Perez, David Jesus y Paredes Castro, Jonathan. "Control de la Trituración de los Ladrillos Huecos en Muros de Albañilería Confinada Sujeta a Carga Lateral Cíclica". Tesis, PUCP, Lima 2009.

Cisneros Alvarez, Marvin A. y Sorto Flores, William M., "Guía para la Evaluación y Diagnostico de Daños en Edificios de Concreto", Tesis, Universidad de Oriente, San Miguel 2008.

Computers and Structures, Inc. "Manual del ETABS en Español", Versión 9.0. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California 2005.

Fernández Fagre, Rosario y Nuñez Mejias, Ellys. "Evaluación de la vulnerabilidad de estructuras ante la ocurrencia de eventos sísmicos". Tesis, UCV, Caracas 2002.

Gálvez Chumas, Víctor Adolfo. "Evaluación del Desempeño Sismorresistente Usando Análisis No Lineal en el Tiempo". Tesis, PUCP, Lima 2011.

Instituto de Construcción y Gerencia (ICG), "Reglamento Nacional de Edificaciones- Estructuras", Libro, Tomo 2, 6ta Edición, Lima-2011.

Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). "Informe de Emergencia N°445 14/08/2008/COEN-SINADECI/20:00 Horas", Informe N°84, Lima 2008.

Kuroiwa, Julio, "Reducción de Desastres, Viviendo en Armonía con la Naturaleza". Libro, Lima 2002.

Mena Hernández, Ulises. "Evaluación del riesgo sísmico en Zonas Urbanas". Tesis, Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona 2002.

Ministerio de Salud (MINSA). "Estudio de Vulnerabilidad del Hospital Nacional Dos de Mayo". Estudio Técnico, MINSA/ECHO/OPS-OMS. Lima 1997.

Ministerio de Salud (MINSA). Análisis de Vulnerabilidad Estructural del Hospital Nacional "Daniel Alcides Carrión"- UNI-CISMID, Lima 1997.

Muñoz Alejandro, San Bartolomé y Carlos Rodriguez. "Demanda de Resistencia para Edificios de Albañilería en el Perú", Lima 2002.

Muñoz Alejandro, Tinman Marcos y Quiun Daniel. "Riesgo Sísmico de Edificios Peruanos", Lima 2001.

Muñoz Alejandro, Tinman Marcos. "El Sismo de Arequipa de 2001 y la Vulnerabilidad de las Edificaciones Peruanas." El Ingeniero Civil N°120, Lima 2001.

Olarte Navarro, Jorge Milciades. "Criterios para reparación y reforzamiento de edificios existentes de concreto armado", Tesis, UNI, Lima 1990.

Organización Panamericana de la Salud. "Fundamentos para la Mitigación de desastres en Establecimientos de Salud", 2da Edición. Washington, D.C., 2004.

Oviedo Sarmiento, Ricardo Ramón, "Métodos de Reforzamiento en Edificios de Concreto Armado", Artículo, Lima 2008.

Prisma Ingenieros Consultores. "Reforzamiento y Reparación de Centros Educativos y Hospitales afectados por el sismo del 23 de junio de 2001". Lima 2003.

San Bartolomé, Ángel, Blog de "Investigaciones en Albañilería", artículos y videos, <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>, Lima 2013

San Bartolomé, Ángel, "Construcciones de Albañilería, Comportamiento Sísmico y diseño Estructural", Libro, Lima 2006.

San Bartolomé, Ángel y Quiun, Daniel, "Diseño sísmico de Edificaciones de Albañilería Confinada", Revista Ciencia, Vol. 13.2., Lima 2006.

San Bartolomé, Ángel y Quiun, Daniel y Silva Wilson, "Diseño y construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería". Concurso de Textos PUCP, Lima 2011.

Sauter, Franz F. "Redefining terms in the field on seismic safety and risk mitigation". Earthquake Spectra". Libro, Vol. 12, pp. 315-326, Costa Rica 1996.

Vera Luna Victoria, Enrique Alejandro. "Determinación del Índice de Juicio Estructural Iso para el Método de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de Hirosawa", Tesis, UNI, Lima 1998

ANEXO A

**EVALUACIÓN OCULAR DE LA EDIFICACIÓN
EXISTENTE**

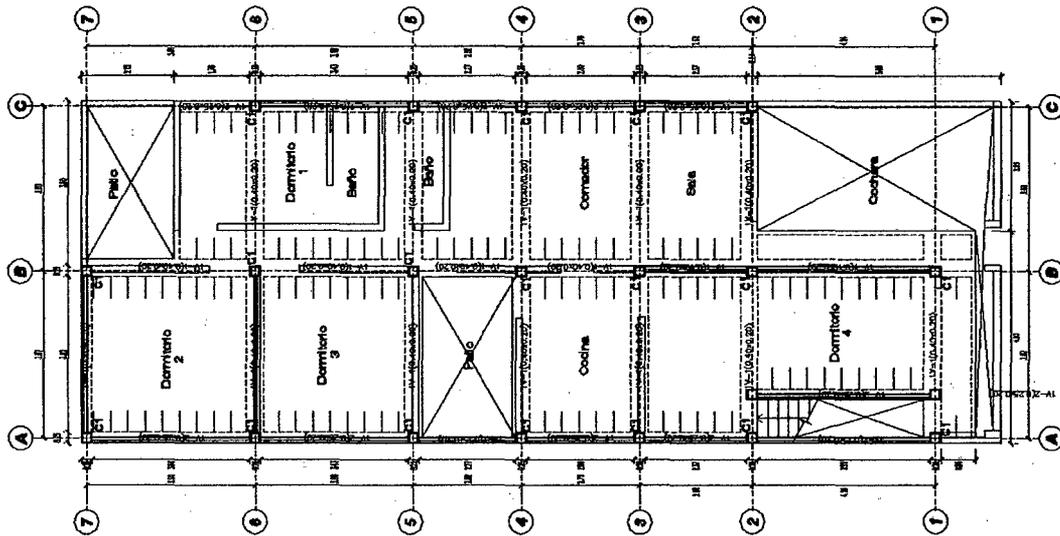
EVALUACIÓN OCULAR DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE

I. Identificación del edificio

- 1.1 **Dirección:** Distrito de Santa Anita, Provincia y Departamento de Lima
- 1.2 **Nombre:** Vivienda
- 1.3 **Función:** Vivienda Multifamiliar
- 1.4 **Año de construcción:**
Según información del propietario aproximadamente 20 años

II. Descripción del edificio

- 2.1 **Número de pisos:** Dos niveles, el segundo techado con calamina
- 2.2 **Dimensiones en planta:** La planta tiene aproximadamente 7.90x20.0m
- 2.3 **Croquis de planta(s):**



Vista de Planta de nivel típico de vivienda multifamiliar Evaluada

- 2.4 **Particularidades (cambios de forma en planta o elevación, volados, parapetos, apéndices):**

Se aprecia predominante irregularidad en planta por esquinas entrantes, adicionalmente se observa un ducto central que sumado a la irregularidad no generan un diafragma rígido en la planta.

III. Sistema estructural

3.1 Cimentación (preguntar, zapatas, Vigas de cimentación, losa, pilotes).

No se pudo evidenciar el tipo de cimentación utilizada pero de acuerdo al propietario y construcciones típicas de la zona la cimentación debe consistir de zapatas aisladas y cimiento corrido.

3.2 Sistema de soporte de cargas verticales (columnas de concreto o acero, muros de carga de mampostería o concreto).

La estructura consta de 2 niveles el cual presenta columnas concreto armado con sección 25x25 cm y muros de albañilería confinada en soga conformada por unidades de albañilería tipo King Kong artesanal.

3.3 Sistema de piso (losa de concreto, losa reticular, prefabricado).

Los techos del primer nivel están conformados por losas aligeradas de 20cm de peralte y orientadas en sentido transversal, los techos del segundo nivel son de calamina.

3.4 Sistema resistente a carga lateral (marcos, muros de concreto o mampostería, contravientos, combinaciones, otros).

La estructura presenta un sistema estructural predominante conformado por pórticos de concreto armado con columnas de sección 25x25 cm y vigas con sección 40x20cm en dirección transversal y muros de albañilería confinada en soga conformada por unidades de albañilería tipo King Kong artesanal, columnas de confinamiento de 25x25cm en dirección longitudinal.

IV. Clasificación del daño (Si presenta), o Deterioro

A pesar que la edificación presenta cierta antigüedad, en la visita no se ha evidenciado daños estructurales que puedan considerarse.

V Descripción detallada del daño

En general la edificación se encuentra en buenas condiciones.

Diseño de estructuras sismorresistente

- a) Tipo de daño no estructural (p.e. grietas en muros divisorios, desprendimientos o dislocaciones de plafones, recubrimientos, vidrios, instalaciones, etc.).

No presenta

- b) Tipo de daño estructural (grietas en vigas y columnas por flexión, cortante o carga axial; hacer croquis de elementos dañados, pandeo o rotura de refuerzo o de elementos de acero).

No presenta

- c) Identificar posibles defectos o causas de los daños (sistema estructural inadecuado por rigidez o resistencia, excentricidades o irregularidades en planta, columnas cortas, huecos en elementos estructurales, etc.).

La vivienda se observa poco rígida en dirección transversal, además se piensa ampliar esta hasta cinco niveles por tanto definitivamente necesitara un refuerzo adicional.

VI. Otras observaciones

Si bien se observa vigas dintel que pudieran dar la apariencia de vigas peraltadas, en realidad el sistema constructivo se realizó por partes, primero dinteles y luego techos, por tanto estos elementos no son monolíticos con las vigas chatas. Este sistema es típico de la zona y que se puede apreciar en la parte construida del segundo nivel.

VII. PANEL FOTOGRAFICO



Foto 01: Vista Frontal de edificación



Foto 02: Limite con cerco Perimétrico



Foto 03: Interior dintel y techo



Foto 04: Tragaluz existente



Foto 05: Muro de albañilería confinada con columnas de 25x25 cm



Foto 06: Construcción típica de Dinteles antes de techos



Foto 07: Segundo nivel techos de calamina



Foto 08: Columnas de confinamiento 25x25cm (4Ø5/8"+2Ø1/2")

ANEXO B

ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS REALIZADOS A EDIFICACIÓN EVALUADA

ENSAYO NO DESTRUCTIVO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMERTRÍA) - NTP 339.181

A. METODOLOGÍA APLICADA

La Norma Técnica Peruana (NTP 339.181) establece las disposiciones para el cálculo y determinación de un número de rebote en el concreto endurecido, el mismo que se usara para determinar los resultados de esta prueba de campo.

El uso de este método de ensayo para estimar la resistencia requiere del establecimiento de una correlación entre el esfuerzo y el número de rebote. Para este ensayo el equipo usado fue proporcionado por la empresa "IGR Ingenieros", así mismo la gráfica que correlaciona esfuerzo y el número de rebote del mismo equipo prestado.

Debido a la incertidumbre inherente en la estimación de la resistencia, este método de ensayo no se utiliza como base para la aceptación o rechazo del concreto, sino como un apoyo para el estudio de esta investigación y con propósito de tener un acercamiento más cercano a la realidad de la calidad de uniformidad y resistencia del concreto en la edificación existente, se ha visto conveniente la utilización de este ensayo no destructivo.

B. EQUIPAMIENTO UTILIZADO

Martillo de Rebote: Consiste en un martillo de acero, con resorte de carga, que al ser liberado impacta sobre un embolo de acero en contacto con la superficie del concreto. La distancia de rebote del martillo de acero, luego del impacto, es medida sobre una escala lineal adherencia al marco del instrumento, con dicho equipo se realizó la medición de 9 elementos estructurales, consistentes en 3 columnas del 1er Nivel, 3 columnas del 2do nivel y 3 vigas del 1er Nivel.

Piedra Abrasiva: Consiste en carburo de silicio con textura de grano medio o un material equivalente. Este elemento se usó para limpiar las superficies de ensayo de las rugosidades o elementos que podrían generar resultados erróneos.

Herramientas Varias: Con el objetivo realizar el ensayo en la superficie del concreto endurecido, en algunos casos este se encuentra recubierto por capas de tarrajeo o enchapados por ejemplo, lo cual tendrá que ser removido, para este trabajo se utilizaran diversos herramientas como combas, cinceles, etc.

En esta edificación evaluada las columnas del primer nivel tuvieron que cortar el tarrajeo de la superficie en la cual se realizó el ensayo.

C. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Para realizar el ensayo, se ubicó un espacio de 15 cm x 20 cm en cada elemento a ensayar, el cual se dividió de forma equitativa en una cuadrícula de 3 x 4, obtenido así 12 espacio equitativos, en estos se realizó el ensayo, por tanto por elemento ensayado contamos con 12 puntos los cuales se obtendrá una valor promedio como representativo.

D. MEDIDIONES OBTENIDAS EN LOS ENSAYOS

Se realizó el ensayo en nueve puntos elementos estructurales de la edificación, consistentes en 3 columnas del 1er Nivel, 3 columnas del 2do nivel y 3 vigas del 1er Nivel debido a que la edificación ensayada no presenta vigas en su segundo nivel.

En cuanto a los resultados obtenidos se descartaran las lecturas que difieran del promedio de las 12 lecturas por más de 6 unidades y se determinara el promedio de las lecturas restantes, en los siguientes cuadros de valores se resaltaran las lecturas descartadas con este criterio.

En cuanto a la precisión para un mismo espécimen, operador y equipo, la desviación estándar es 2.5 unidades como está definido en la ASTM E177. Por consiguiente, el rango 10 lecturas no deberá exceder a 12, en cada uno de las mediciones se muestra la desviación estándar obtenida, siendo esta menores a 12 en todos los casos.

Tabla A1: Mediciones realizadas en Campo

COLUMNAS DEL SEGUNDO NIVEL

VIGAS DEL PRIMER NIVEL

PUNTO 1 (C1)

PUNTO 4 (V1)

36	40	34
40	42	36
36	40	30
39	40	38
PROMEDIO		37.58
DESVIACION ESTANDAR		3.34

20	31	32
30	33	31
33	36	34
34	29	33
PROMEDIO		32.36
DESVIACION ESTANDAR		4.05

PUNTO 2 (C2)

PUNTO 5 (V2)

38	39	36
41	37	38
40	38	40
40	38	35
PROMEDIO		38.33
DESVIACION ESTANDAR		1.78

34	31	33
30	30	34
33	32	32
31	32	34
PROMEDIO		32.17
DESVIACION ESTANDAR		1.47

PUNTO 3 (C3)

PUNTO 6 (V3)

52	32	40
42	34	40
38	38	42
40	36	38
PROMEDIO		38.18
DESVIACION ESTANDAR		5.00

36	32	36
38	32	32
32	38	32
32	30	38
PROMEDIO		34.00
DESVIACION ESTANDAR		2.95

COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL**PUNTO 7 (C1)**

32	34	37
38	40	39
36	36	40
39	40	39
PROMEDIO		37.50
DESVIACION ESTANDAR		2.58

PUNTO 8 (C2)

36	32	38
40	34	36
40	36	39
37	36	39
PROMEDIO		36.92
DESVIACION ESTANDAR		2.43

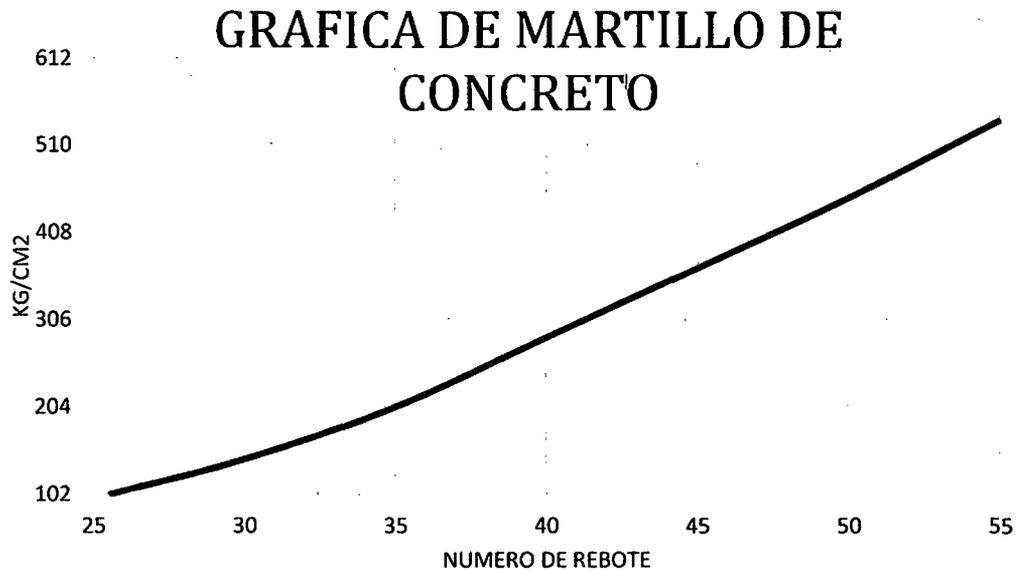
PUNTO 9 (C3)

35	32	36
34	36	35
34	32	38
34	36	38
PROMEDIO		35.00
DESVIACION ESTANDAR		1.95

E. CALCULO DE RESISTENCIA

El cálculo de la resistencia a la compresión del concreto en cada uno de los elementos ensayados estará dado mediante el ingreso de los promedios obtenidos en cada elemento, en una gráfica de correspondencia, la cual nos dará un valor de resistencia (en kg/cm) por cada número de rebote obtenido del equipo utilizado, como se mencionó antes dicha grafica fue proporcionado por la empresa "IGR Ingenieros", junto con el equipo.

Grafica B1: Relación de Numero de Rebote y Resistencia del Concreto



De acuerdo a la gráfica anterior se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla B2: Resultados de Resistencia a Compresión

LOCALIZACION			ESPECIFICACION DE LA MUESTRA	ZONA DE PRUEBA	PROMEDIO R	RESISTENCIA A LA COMPRESION APROXIMADA (fc=kg/cm2)
EJE	ENTRE					
	EJE	EJE				
-	2	B	2° PISO	COLUMNA	38	246
-	3	B	2° PISO	COLUMNA	38	246
-	2	C	2° PISO	COLUMNA	38	246
3	B	C	1° PISO	VIGA	32	177
2	B	C	1° PISO	VIGA	32	177
A	3	4	1° PISO	VIGA	34	198
-	2	B	1° PISO	COLUMNA	38	246
-	3	B	1° PISO	COLUMNA	37	238
-	2	C	1° PISO	COLUMNA	35	211

Como se puede observar los resultados indican una resistencia aproximada máxima de 246 kg/cm², en las columnas y mínima 177 kg/cm² para las vigas, debido a que es un ensayo no destructivo los valores obtenidos son aproximados puede tener cierto régimen de error, por tanto de forma conservadora para el análisis y evaluación de la edificación en estudio se usara una resistencia de **175kg/cm²** para toda la edificación existente.

F. PANEL FOTOGRAFICO



Foto 1: Puntos en Columna seleccionados para ensayo en 2do Nivel



Foto 2: Ensayo en Columnas de 2do Nivel



Foto 3: Puntos en Vigas seleccionados para ensayo en 1er Nivel

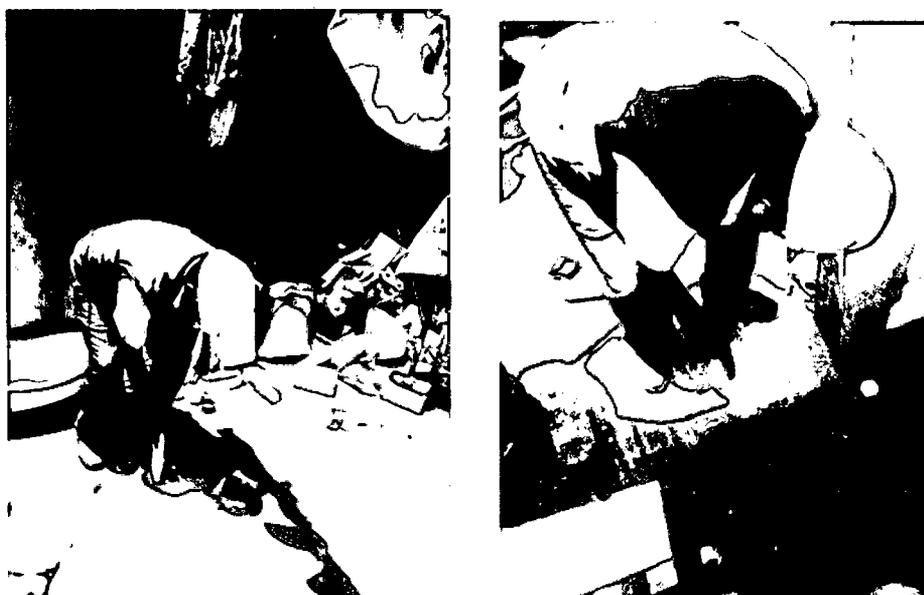


Foto 4: Ensayo en Vigas de 1er Nivel

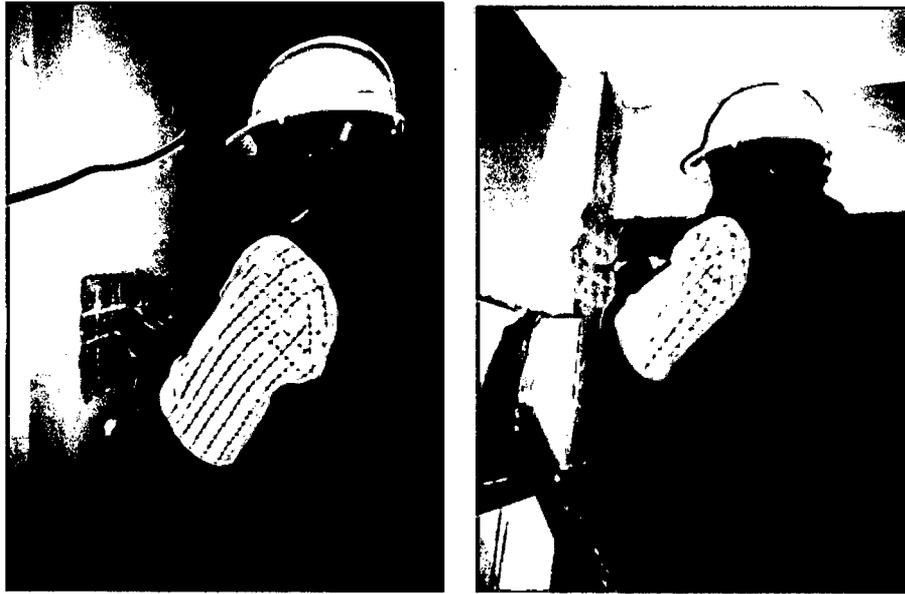


Foto 5: Ensayo en columnas 1 y 2 de 1er Nivel



Foto 6: Ensayo en columnas 3 de 1er Nivel

ENSAYO NO DESTRUCTIVO PARA DETECCIÓN DEL ACERO EN COLUMNAS Y VIGAS DE CONCRETO (SCANNER DE ACERO)

A. METODOLOGÍA APLICADA

Para realizar todo proceso de reparación y reforzamiento de estructuras, el localizar barras de refuerzo en los elementos de concreto, así como su recubrimiento es una información vital para realizar el proceso de cálculo y revisión de la estructura.

La Auscultación de acero es un proceso en el cual se detecta la profundidad, espaciamiento y dimensión de las barras de acero embebidas en el concreto. Para efectos de esta investigación este proceso se realizó mediante un ensayo no destructivo el cual consistió en utilizar un escáner de acero de marca "PROFOMETER" modelo S, usado para la detección de acero en elementos estructurales y que fue proporcionada por la empresa "IGR Ingenieros".

B. EQUIPAMIENTO UTILIZADO

Scanner PROFOMETER 5: Este equipo indicara la ubicación diámetro y recubrimiento que tiene cada barra embebida en el elemento de concreto armado.

Herramientas Varias: Con el objetivo de visualizar mejor el armado de acero existente en el concreto endurecido, se deberá utilizar tizas, papeles, marcadores u otros elementos.

C. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

El proceso de detección de la barras determina el grosor de ésta en mm, espaciamiento y recubrimiento de concreto. En algunos casos especiales se puede requerir la inserción de una sonda profunda para la detección de las barras que se encuentran con un recubrimiento mayor.

En las mediciones realizadas se marcó con tiza la distribución de aceros tanto de los refuerzos longitudinales como los transversales.

Debido a la incertidumbre inherente en la estimación de los diámetros de las varillas de refuerzo obtenidas, es recomendable realizar un picado de las zonas donde no se ha podido determinar diámetros y/o ubicación de aceros correctamente y que pudieran variar de forma representativa los resultados finales.

Para la determinación del refuerzo longitudinal de las columnas se procedió a identificarlas en todas las caras posibles, pues en su mayoría dichas columnas están confinando muros de albañilería, por tanto para determinar la cantidad de acero en todas las caras se tomó como criterio la simetría geométrica típica con la cual se distribuyen los aceros de refuerzo en columnas y vigas. Esta distribución se pudo corroborar en este caso, en el acero que sobresalía de algunas de las columnas del segundo nivel.

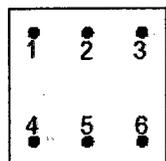
Para la determinación del refuerzo longitudinal de las vigas se procedió a realizar un saneo de la zona superior o refuerzo negativo de la viga, es decir en el piso del segundo nivel, considerando la existencia de una viga entre las columnas, de forma similar se realizó el ensayo en el techo del primer nivel para así identificar el acero de refuerzo positivo o inferior de la viga, en algunas vigas solo se pudo realizar el ensayo en alguna de las caras de la viga (superior o inferior), debido a que la edificación solo cuenta con vigas de peralte igual a la losa aligerada, además de la existencia de muros encima o debajo de la misma.

Para la determinación del refuerzo transversal de las columnas y vigas, se procedió a determinar los espaciamientos en una de las caras de los elementos, esto debido que al ser estribos cerrados solo es necesario medir una distribución, sin embargo como un modo de seguridad se puede realizar el ensayo en dos caras.

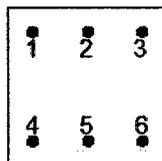
D. MEDIDIONES OBTENIDAS EN LOS ENSAYOS

Se realizó el ensayo en diez elementos estructurales de la edificación, consistentes en 3 columnas del 1er Nivel, 3 columnas del 2do nivel y 4 vigas del 1er Nivel debido a que la edificación ensayada no presenta vigas en su segundo nivel.

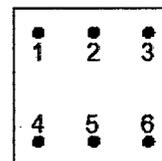
2DO NIVEL



COLUMNA 1

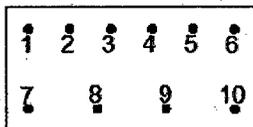


COLUMNA 2

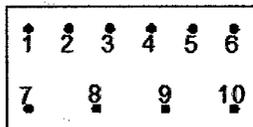


COLUMNA 3

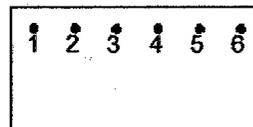
1ER NIVEL



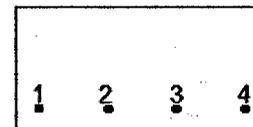
VIGA 1



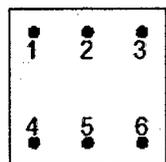
VIGA 2



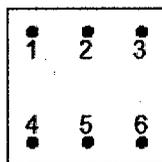
VIGA 3



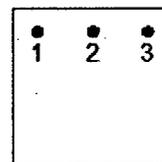
VIGA 4



COLUMNA 1



COLUMNA 2



COLUMNA 3

Figura B2: Secciones y puntos de lectura de Columnas y Vigas Escaneadas

Tabla B3: Lecturas de diámetro de las varillas de acero encontradas y recubrimiento

LOCALIZACION			ESPECIFICACION DE LA MUESTRA	ELEMENTO	LECTURAS DE DIAMETROS OBTENIDOS (mm)										RECUBRIMIENTO PROMEDIO (mm)
EJE	ENTRE				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	EJE	EJE													
-	2	B	2° PISO	COLUMNA 1	15.4	13.2	E	15.3	13.4	16.5	--	--	--	--	40.9
-	3	B	2° PISO	COLUMNA 2	15.2	12	16.8	25	11.5	17.4	--	--	--	--	38.6
-	2	C	2° PISO	COLUMNA 3	25.4	E	17.1	15.8	25	16.4	--	--	--	--	39.5
3	B	C	1° PISO	VIGA 1	14.5	11.8	13.2	13	12.1	25.2	12	12.5	13.1	11.9	29.1
2	B	C	1° PISO	VIGA 2	13.2	12.1	12.4	E	13.5	11.5	12.3	14.1	12.4	13.2	28.0
A	3	4	1° PISO	VIGA 3	25	13.1	13	14.5	12.3	13.1	--	--	--	--	28.7
	3	4	1° PISO	VIGA 4	12.1	11.3	13.1	E	--	--	--	--	--	--	28.8
-	2	B	1° PISO	COLUMNA 1	18	12.2	40	17.2	11.9	E	--	--	--	--	39.1
-	3	B	1° PISO	COLUMNA 2	18.2	13.1	17.5	16.6	12.1	19	--	--	--	--	40.1
-	2	C	1° PISO	COLUMNA 3	E	12.3	16.1	--	--	--	--	--	--	--	39.5

E= Error en la lectura del de diámetro (Diámetro demasiado grande).

En la tabla anterior se marcó con resaltado los valores medidos que escapan de lo estándar en la misma u otra viga, por tanto serán descartadas.

E. SECCIONES OBTENIDAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se sabe que los diámetros de las varillas de acero son estándares, es decir son pocas y poseen un diámetro y área definida con una variación mínima de acuerdo a la marca que se use.

Tabla B3: Diámetros y Áreas de acero en mm

Nominación	Área (mm ²)	Diámetro (mm)
1/4"	32.3	6.4
3/8"	71.0	9.5
1/2"	129.0	12.7
5/8"	200.0	15.9
3/4"	283.9	19.1
1"	509.7	25.4

De acuerdo a los diámetros de varilla obtenidos en las lecturas del equipo, buscaremos la tendencia de cada una, obteniéndose que para esta edificación se ha utilizado principalmente dos tipos de varilla 1/2" (D=12.7 mm) y de 5/8" (D=15.9 mm), de acuerdo a esto se ha definido las siguientes secciones:

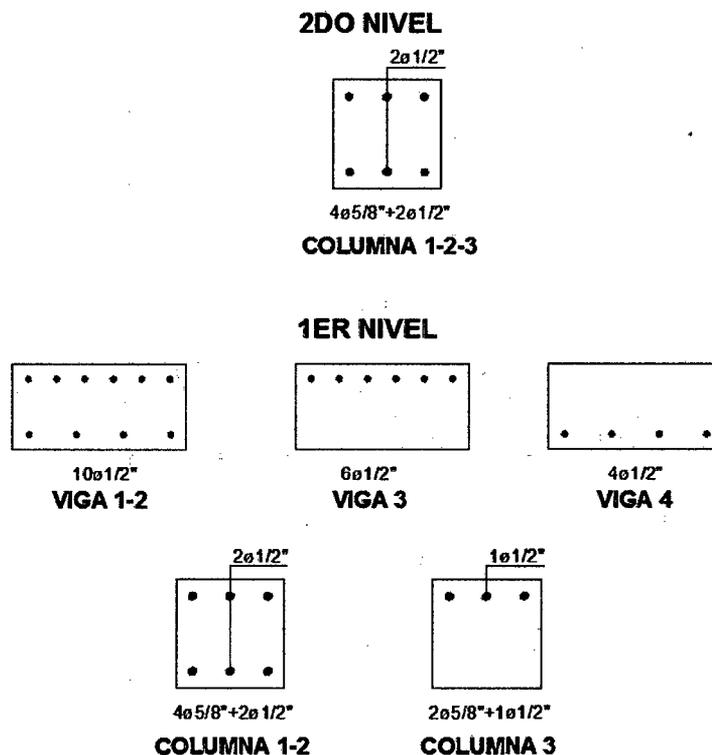


Figura B2: Secciones y diámetros de acero obtenidos

Adicionalmente se tomara en cuenta la uniformidad y simetría usada definiéndose así que en la edificación se usaron esencialmente una sección típica de columna y una sección típica de viga, siendo esta la siguiente:

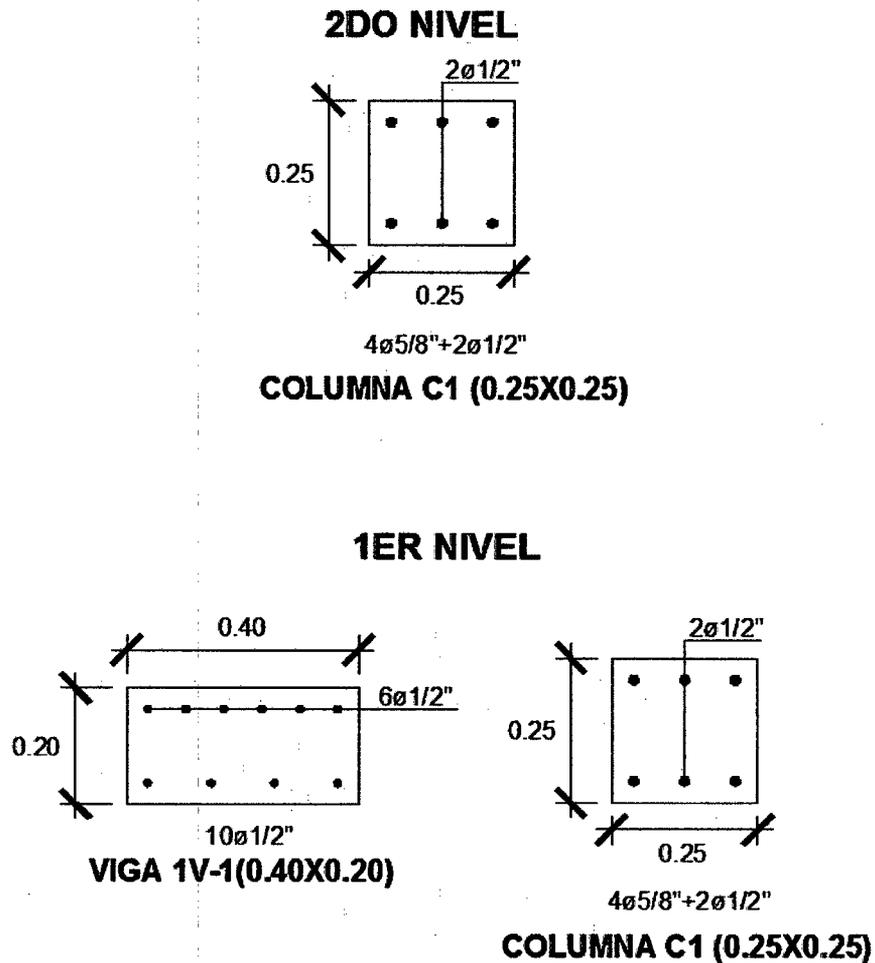


Figura B3: Secciones de Viga y Columna existentes en la edificación

De forma análoga se realizó el análisis para determinar el espaciamiento y diámetro usado como refuerzo transversal (estribos), encontrándose estribos de $\phi 3/8''$, la distribución de los espaciamiento se mostrara en los planos de estructuras realizados de la edificación existente.

Adicionalmente mediante la ayuda de este mismo ensayo se pudo determinar la orientación de las viguetas de la losa aligerada, siendo este en dirección transversal de edificación.

F. PANEL FOTOGRAFICO



Foto 1: Equipo de escáner de acero de marca PROFOMETER modelo S.



Foto 2: Medición de Estribos en Viga 1



Foto 3: Medición de Estribos en Viga 2



Foto 4: Medición de Refuerzo longitudinal superior en Viga 3



Foto 5: Medición de Refuerzo longitudinal en Columna 1 del Segundo Nivel



Foto 6: Medición de Refuerzo longitudinal en Columna 2 del Segundo Nivel



Foto 7: Medición de Refuerzo longitudinal en Columna 3 del Primer Nivel



Foto 8: Medición de Refuerzo transversal en Columna 3 del Primer Nivel

ANEXOS C
CALCULOS DEL MÉTODO HIROSAWA
(PRIMER NIVEL DE EVALUACIÓN)

EDIFICACIÓN EXISTENTE

Tabla C1: Cálculo de Pesos Totales por Niveles.

CÁLCULO DE PESOS POR NIVELES				
Nivel	Pesos (Ton)	Pesos Acumulados (Ton)	Pesos (kg)	Pesos Acumulados (kg)
1ER NIVEL	136.6886	136.6886	136688.62	136688.62

Tabla C2: Propiedades, metrados de cargas y Áreas de elementos estructurales

DIRECCIÓN	NIVEL	DATOS					
		f'c	T ₀ =	σ ₀ =	W _j =	ΣA _{ma} =	ΣA _{c2} =
		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg	cm ²	cm ²
X	1	175	5.1	12.20	136688.62	55107	13125
Y	1	175	5.1	6.89	136688.62	10062	13125

Tabla C3: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (E_o).

DIRECCIÓN	NIVEL	COEFICIENTES			MODO DE FALLA				E _o
		C _{ma} :	C _c :	F:	TIPO	α ₁ :	α ₂ :	α ₃ :	
X	1	1.293	0.588	1.0	A	1.0	0.7	0.5	1.59
Y	1	0.177	0.588	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.47

Tabla C4: Calculo de Sub índice de Configuración Estructural (SD).

Condiciones	Condicionales	G _i	R _i	q _i
1.0 Regularidad	Mediano (a ₂)	0.9	1.0	0.90
2.0 Relación Largo Ancho	B= 1.04	1.0	0.5	1.00
3.0 Contratación de planta	C= 0.52	0.9	0.5	0.95
4.0 Atrio o patio interior	Rap= 0.06	1.0	0.5	1.00
5.0 Excentricidad de Patio interior	f ₁ f ₂	0.9	0.25	0.98
	0.34 0.13			
6.0 Subterráneo	Ras= 1.0	1.0	1.0	1.20
7.0 Junta de dilatación	s= 1.0	1.0	0.5	1.00
8.0 Uniformidad de Altura de piso	Rh= 1	1.0	0.5	1.00
SD				1.00

Tabla C5: Calculo de Sub Índice de Deterioro de la edificación (T).

Deformación Permanente	T1
No presenta signos de deformación	1.0
Grietas en Muros o Columnas debido a Corrosion del Acero	T2
No presenta Grietas	1.0
Incendios	T3
No ha experimentado incendio	1.0
Uso del Cuerpo o Bloque	T4
No contiene sustancias químicas	1.0
Tipo de daño Estructural	T5
Daño estructural ligero o no estructural	1.0
T=	1.0

Con los sub índices determinados, finalmente obtenemos el Índice de Resistencia estructural (Is).

Tabla C6: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (Is).

DIRECCIÓN	NIVEL	Eo	SD	T	Is
X	1	1.59	1.00	1.00	1.59
Y	1	0.47	1.00	1.00	0.47

EDIFICACIÓN PROYECTADA A 5 NIVELES

Tabla C7: Cálculo de Pesos Totales por Niveles.

CALCULO DE PESOS POR NIVELES				
Nivel	Pesos (Ton)	Pesos Acumulados (Ton)	Pesos (kg)	Pesos Acumulados (kg)
1ER NIVEL	140.4900	675.8178	140489.99	675817.77
2DO NIVEL	135.6929	535.3278	135692.90	535327.78
3ER NIVEL	134.8836	399.6349	134883.58	399634.88
4TO NIVEL	135.3486	264.7513	135348.57	264751.30
5TO NIVEL	129.4027	129.4027	129402.73	129402.73

Tabla C8: Propiedades, metrados de cargas y Áreas de elementos estructurales

DIRECCIÓN	NIVEL	DATOS					
		f'c	T ₀ =	σ ₀ =	W _j =	ΣA _{ma} =	ΣA _{c2} =
		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg	cm ²	cm ²
X	1	175	5.1	45.50	675817.77	13689	15625
	2	175	5.1	36.68	535327.78	13689	15625
	3	175	5.1	27.97	399634.88	13689	15625
	4	175	5.1	19.20	264751.30	13689	15625
	5	175	5.1	9.74	129402.73	13689	15625
Y	1	175	5.1	18.48	675817.77	48789	15625
	2	175	5.1	14.74	535327.78	48789	15625
	3	175	5.1	11.25	399634.88	48789	15625
	4	175	5.1	7.64	264751.30	48789	15625
	5	175	5.1	3.97	129402.73	48789	15625

Tabla C9: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (E_o).

DIRECCIÓN	NIVEL	COEFICIENTES			MODO DE FALLA			E _o	
		C _{ma} :	C _c :	F:	TIPO	α ₁ :	α ₂ :		α ₃ :
X	1	0.166	0.142	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.27
	2	0.176	0.179	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.25
	3	0.191	0.239	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.26
	4	0.220	0.361	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.30
	5	0.300	0.740	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.45
Y	1	0.300	0.142	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.40
	2	0.327	0.179	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.38
	3	0.374	0.239	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.39
	4	0.465	0.361	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.45
	5	0.744	0.740	1.0	A	1.0	0.7	0.5	0.70

Tabla C10: Calculo de Sub índice de Configuración Estructural (SD).

Condiciones	Condicional		Gi	Ri	qi
1.0 Regularidad	Regular (a1)		1.0	1.0	1.00
2.0 Relación Largo Ancho	B=	2.25	1.0	0.5	1.00
3.0 Contratación de planta	C=	0.89	1.0	0.5	1.00
4.0 Atrio o patio interior	Rap=	0.06	1.0	0.5	1.00
5.0 Excentricidad de Patio interior	f1	f2	0.9	0.25	0.98
	0.35	0.15			
6.0 Subterráneo	Ras=	1.0	1.0	1.0	1.20
7.0 Junta de dilatación	s=	1.0	1.0	0.5	1.00
8.0 Uniformidad de Altura de piso	Rh=	1.0	1.0	0.5	1.00
SD					1.17

En cuanto al Sub índice de Deterioro (T), se utilizara el mismo que en la edificación existente por la misma consideración que se hace con respecto a las mismas condiciones de materiales y sistema constructivo.

Con los sub índices determinados, finalmente obtenemos el Índice de Resistencia estructural (Is).

Tabla C11: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (Is).

DIRECCIÓN	NIVEL	Eo =	SD =	T =	Is =
X	1	0.27	1.17	1.00	0.31
	2	0.25	1.17	1.00	0.29
	3	0.26	1.17	1.00	0.30
	4	0.30	1.17	1.00	0.35
	5	0.45	1.17	1.00	0.53
Y	1	0.40	1.17	1.00	0.47
	2	0.38	1.17	1.00	0.44
	3	0.39	1.17	1.00	0.45
	4	0.45	1.17	1.00	0.52
	5	0.70	1.17	1.00	0.82

ANEXOS D
CALCULOS DEL MÉTODO HIROSAWA
(SEGUNDO NIVEL DE EVALUACIÓN)

EDIFICACIÓN EXISTENTE

Del mismo modo que en el primer nivel de evaluación se empieza con el metrados de cargas totales por cada nivel de evaluación:

Tabla D1: Cálculo de Pesos Totales por Niveles.

CÁLCULO DE PESOS POR NIVELES				
Nivel	Pesos (Ton)	Pesos Acumulados (Ton)	Pesos (kg)	Pesos Acumulados (kg)
1ER NIVEL	136.6886	136.6886	136688.62	136688.62

Se realizara un metrados de cargar para determinar la carga sobre cada elemento estructural vertical, este será por medio de un área tributaria.

En las siguientes tablas se calculará los coeficientes de resistencia (C) Y ductilidad de cada elemento (F).

TABLA D2: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	1	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	138.49	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.354

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C1	4050	C25X25	50	25	8	1/2	10.32	305844	105000	-43344	338298.75	15988.30	2819.16	FLEXION	46.71	3.20	2819.16
C4	7730	C25X25	50	25	8	1/2	10.32	305844	105000	-43344	369053.74	16282.70	3075.45	FLEXION	42.94	3.20	3075.45
C7	4400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	340617.33	10663.24	2838.48	FLEXION	27.57	3.20	2838.48
C8	7230	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	363185.64	10889.64	3026.55	FLEXION	25.98	3.20	3026.55
C10	3470	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	332967.77	10588.84	2774.73	FLEXION	28.16	3.20	2774.73
C11	5010	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	345572.16	10712.04	2879.77	FLEXION	27.20	3.20	2879.77
C12	3990	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	337259.16	10630.44	2810.49	FLEXION	27.82	3.20	2810.49
C13	7280	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	363574.77	10893.64	3029.79	FLEXION	25.96	3.20	3029.79
C14	7840	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	367910.29	10938.44	3065.92	FLEXION	25.68	3.20	3065.92
C15	6680	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	358883.17	10845.64	2990.69	FLEXION	26.26	3.20	2990.69
C16	3630	C25X25	25	50	8	1/2	10.32	305844	105000	-43344	669462.54	21326.59	5578.85	FLEXION	28.23	3.20	5578.85
C18	4330	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	340045.57	10657.64	2833.71	FLEXION	27.61	3.20	2833.71
C19	3960	C25X25	50	25	8	1/2	10.32	305844	105000	-43344	337535.28	15981.10	2812.79	FLEXION	46.82	3.20	2812.79
C20	5480	C25X25	50	25	8	1/2	10.32	305844	105000	-43344	350356.99	16102.70	2919.64	FLEXION	45.15	3.20	2919.64
C21	4190	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	338900.09	10646.44	2824.17	FLEXION	27.70	3.20	2824.17
C22	3440	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	332719.09	10586.44	2772.66	FLEXION	28.18	3.20	2772.66
TOTAL																3.20	49052.85

TABLA D3: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	1	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	138.49	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.088

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P	SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu
C4	7730	C25X25	50	25	8	1/2	10.32	305844	105000	-43344	369053.74	16282.70	3075.45	FLEXION	42.94	3.20	3075.45
C5	10300	C25X25	50	25	8	1/2	10.32	305844	105000	-43344	389996.67	16488.30	3249.97	FLEXION	40.73	3.20	3249.97
C6	5040	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	345814.56	10714.44	2881.79	FLEXION	27.18	3.20	2881.79
C15	6680	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	358883.17	10845.64	2990.69	FLEXION	26.26	3.20	2990.69
TOTAL																3,20	12197.90

TABLA D4: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	1	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	138.49	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.300

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	21100.0	C25X25	50	25	8	5/8	7.92	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	19751551	22843.28	164596.26	CORTE	1.00		22843.28
P2X	10140.0	C25X25	25	25	4	5/8	3.96	KK Artesanal	387.00	16.61	240.00	1.00	5.1	SI	9717106	18723.78	80975.88	CORTE	1.00		18723.78
																		TOTAL	1.00	—	41567.05

TABLA D5: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Segundo nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	1	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	182.82	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.207

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v/m								
P1Y	52300.0	C25X25	50	25	8	5/8	7.92	KK Artesanal	1972.00	16.90	240.00	1.00	5.1	SI	162172547	97012.34	1351437.89	CORTE	1.00	—	97012.34
P2Y	33760.0	C25X25	25	25	4	5/8	3.96	KK Artesanal	686.00	17.73	240.00	1.00	5.1	SI	33427957	38779.89	278566.31	CORTE	1.00	—	38779.89
P3Y	40430.0	C25X25	0	25	4	5/8	3.96	KK Artesanal	1157.00	17.70	240.00	1.00	5.1	SI	64096412	61520.10	534136.76	CORTE	1.00	—	61520.10
P4Y	14000.0	C25X25	25	25	4	5/8	3.96	KK Artesanal	424.00	17.95	240.00	1.00	5.1	SI	12282771	22627.54	102356.43	CORTE	1.00	—	22627.54
																		TOTAL	1.00	—	219939.86

De los cuadros anteriores se obtuvo la siguiente tabla de resumen:

Tabla D6: Índice de resistencia y Ductilidad de Columnas

DIRECCION X-X					
NIVEL	PESO (ton)	Qmu (kg)	Ø	C	F
1	138.49	49052.85	1.00	0.354	3.20
DIRECCIÓN Y-Y					
NIVEL	PESO	Qmu	Ø	C	F
1	138.49	12197.90	1.00	0.088	3.20

Tabla D7: Índice de resistencia y Ductilidad de Muros de Albañilería Confinada

DIRECCIÓN X-X					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	Ø	C	F
1	138.49	41567.05	1.00	0.300	1.00
DIRECCIÓN Y-Y					
NIVEL	PESO	Qmu	Ø	C	F
1	138.49	219939.86	1.00	1.588	1.00

Tabla D8: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo)

DIRECCION	NIVEL	Ø	COLUMNAS			ALBAÑILERIA			Eo
			C	F	α_3	C	F	α_1	
X	1	1.00	0.354	3.20	0.70	0.300	1.00	1	0.548
Y	1	1.00	0.088	3.20	0.70	1.588	1.00	1	1.650

Tabla D9: Calculo de Sub índice de Configuración Estructural (SD).

Condiciones	Condicionales		Gi	R1i	R2i	qi
1.0 Regularidad	Regular (a1)		1.0	1.0	0.5	1.00
2.0 Relación Largo Ancho	B=	2.25	1.0	0.5	0.25	1.00
3.0 Contratación de planta	C=	0.89	1.0	0.5	0.25	1.00
4.0 Atrio o patio interior	Rap=	0.06	1.0	0.5	0.25	1.00
5.0 Excentricidad de Patio interior	f1	f2	0.9	0.25	0.25	0.98
	0.35	0.15				
6.0 Subterráneo	Ras=	1.00	1.0	1.0	1.0	1.20
7.0 Junta de dilatación	s=	1.00	1.0	0.5	0.25	1.00
8.0 Uniformidad de Altura de piso	Rh=	1.00	1.0	0.5	0.25	1.00
9.0 Rigidez Horizontal	l=	0.08	1.0	---	1.00	1.00
10.0 Rigidez Vertical	n=	1.00	1.0	---	1.00	1.00
SD						1.17

En cuanto al Sub índice de Deterioro (T), se utilizara $T=1.0$, el mismo que en la edificación existente por la misma consideración que se hace con respecto a las mismas condiciones de materiales, sistema constructivo, además que no se encontraron grietas o deflexiones apreciables en la edificación evaluada.

Con los sub índices determinados, finalmente obtenemos el Índice de Resistencia estructural (I_s).

Tabla D10: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (I_s).

DIRECCION	NIVEL	E_o	SD	T	I_o
X	1	0.548	1.17	1.00	0.641
Y	1	1.650	1.17	1.00	1.930

EDIFICACIÓN PROYECTADA HASTA 5 NIVELES

Del mismo modo que en el primer nivel de evaluación se empieza con el metrados de cargas totales por cada nivel de evaluación:

Tabla D11: Cálculo de Pesos Totales por Niveles.

CALCULO DE PESOS POR NIVELES				
Nivel	Pesos (Ton)	Pesos Acumulados (Ton)	Pesos (kg)	Pesos Acumulados (kg)
1ER NIVEL	140.4900	675.8178	140489.99	675817.77
2DO NIVEL	135.6929	535.3278	135692.90	535327.78
3ER NIVEL	134.8836	399.6349	134883.58	399634.88
4TO NIVEL	135.3486	264.7513	135348.57	264751.30
5TO NIVEL	129.4027	129.4027	129402.73	129402.73

Se realizara un metrados de cargar para determinar la carga sobre cada elemento estructural vertical, este será por medio de un área tributaria.

En las siguientes tablas se calculara los coeficientes de resistencia (C) Y ductilidad de cada elemento (F).

TABLA D12: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	675.82	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.092

	(kg)	(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)					(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C1	17400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	435474.00	11703.24	3483.79	FLEXION	23.59	3.20	3483.79
C4	37190	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	536614.09	13286.44	4292.91	FLEXION	20.95	3.20	4292.91
C7	16380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	428846.04	11621.64	3430.77	FLEXION	23.87	3.20	3430.77
C8	14170	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	414009.57	11444.84	3312.08	FLEXION	24.55	3.20	3312.08
C10	18140	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	440195.69	11762.44	3521.57	FLEXION	23.40	3.20	3521.57
C11	17640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	437013.36	11722.44	3496.11	FLEXION	23.53	3.20	3496.11
C12	16860	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	431982.36	11660.04	3455.86	FLEXION	23.74	3.20	3455.86
C13	13600	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	410077.33	11399.24	3280.62	FLEXION	24.75	3.20	3280.62
C14	35670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	530697.24	13164.84	4245.58	FLEXION	21.01	3.20	4245.58
C15	32510	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	517410.49	12912.04	4139.28	FLEXION	21.19	3.20	4139.28
C16	16150	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	427332.33	11603.24	3418.66	FLEXION	23.94	3.20	3418.66
C17	16570	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430091.17	11636.84	3440.73	FLEXION	23.82	3.20	3440.73
C18	16590	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430221.96	11638.44	3441.78	FLEXION	23.82	3.20	3441.78
C19	20750	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	456266.33	11971.24	3650.13	FLEXION	22.80	3.20	3650.13
C23	34160	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	524514.29	13044.04	4196.11	FLEXION	21.09	3.20	4196.11
C24	19490	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	448621.49	11870.44	3588.97	FLEXION	23.07	3.20	3588.97
C27	17340	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	435087.96	11698.44	3480.70	FLEXION	23.61	3.20	3480.70
TOTAL																3.20	61875.65

TABLA D13: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Segundo nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	535.33	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.109

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)							(kg)
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C1	14290	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	414831.89	11454.44	3456.93	FLEXION	23.13	3.20	3456.93
C4	29520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	503612.64	12672.84	4196.77	FLEXION	20.20	3.20	4196.77
C7	13300	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	407990.33	11375.24	3399.92	FLEXION	23.46	3.20	3399.92
C8	11380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	394349.37	11221.64	3286.24	FLEXION	24.15	3.20	3286.24
C10	15080	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	420197.57	11517.64	3501.65	FLEXION	22.89	3.20	3501.65
C11	14500	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	416266.33	11471.24	3468.89	FLEXION	23.07	3.20	3468.89
C12	13830	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	411669.24	11417.64	3430.58	FLEXION	23.28	3.20	3430.58
C13	7120	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	362328.37	10880.84	3019.40	FLEXION	26.04	3.20	3019.40
C14	28520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	498731.97	12592.84	4156.10	FLEXION	20.30	3.20	4156.10
C15	25920	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	485418.24	12384.84	4045.15	FLEXION	20.62	3.20	4045.15
C16	13430	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	408896.17	11385.64	3407.47	FLEXION	23.41	3.20	3407.47
C17	13530	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	409591.44	11393.64	3413.26	FLEXION	23.38	3.20	3413.26
C18	13550	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	409730.33	11395.24	3414.42	FLEXION	23.37	3.20	3414.42
C19	16200	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	427662.00	11607.24	3563.85	FLEXION	22.57	3.20	3563.85
C23	24880	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	479840.37	12301.64	3998.67	FLEXION	20.76	3.20	3998.67
C24	16870	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	432047.37	11660.84	3600.39	FLEXION	22.39	3.20	3600.39
C27	16690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430875.09	11646.44	3590.63	FLEXION	22.44	3.20	3590.63
TOTAL																3.20	58512.31

TABLA D14: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Tercer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	3	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	399.63	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.131

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)		
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu				
C1	10960	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	391299.89	11188.04	3260.83	FLEXION	24.31	3.20	3260.83
C4	22060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	463990.09	12076.04	3866.58	FLEXION	21.23	3.20	3866.58
C7	10060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	384686.09	11116.04	3205.72	FLEXION	24.68	3.20	3205.72
C8	8580	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	373575.24	10997.64	3113.13	FLEXION	25.33	3.20	3113.13
C10	11850	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	397734.00	11259.24	3314.45	FLEXION	23.97	3.20	3314.45
C11	11110	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	392391.69	11200.04	3269.93	FLEXION	24.25	3.20	3269.93
C12	10630	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	388887.37	11161.64	3240.73	FLEXION	24.44	3.20	3240.73
C14	21690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	461831.76	12046.44	3848.60	FLEXION	21.30	3.20	3848.60
C15	19380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	447944.04	11861.64	3732.87	FLEXION	21.78	3.20	3732.87
C16	10320	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	386607.84	11136.84	3221.73	FLEXION	24.57	3.20	3221.73
C17	10290	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	386386.56	11134.44	3219.89	FLEXION	24.58	3.20	3219.89
C18	10300	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	386460.33	11135.24	3220.50	FLEXION	24.58	3.20	3220.50
C19	12260	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	400662.49	11292.04	3338.85	FLEXION	23.82	3.20	3338.85
C23	16770	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	431396.64	11652.84	3594.97	FLEXION	22.41	3.20	3594.97
C24	13340	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	408269.29	11378.44	3402.24	FLEXION	23.44	3.20	3402.24
C27	16640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430548.69	11642.44	3587.91	FLEXION	22.45	3.20	3587.91
TOTAL														3.20	52261.38		

TABLA D15: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Cuarto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	4	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	264.75	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.190

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)							(kg)
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C1	7490	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	365205.49	10910.44	3043.38	FLEXION	25.85	3.20	3043.38
C4	14680	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	417491.17	11485.64	3479.09	FLEXION	23.01	3.20	3479.09
C7	6890	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	360530.69	10862.44	3004.42	FLEXION	26.15	3.20	3004.42
C8	5870	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	352473.37	10780.84	2937.28	FLEXION	26.70	3.20	2937.28
C10	8010	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	369218.16	10952.04	3076.82	FLEXION	25.60	3.20	3076.82
C11	7650	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	366444.00	10923.24	3053.70	FLEXION	25.77	3.20	3053.70
C12	7260	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	363419.16	10892.04	3028.49	FLEXION	25.97	3.20	3028.49
C14	14440	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	415857.09	11466.44	3465.48	FLEXION	23.09	3.20	3465.48
C15	12910	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	405259.29	11344.04	3377.16	FLEXION	23.59	3.20	3377.16
C16	7190	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	362874.09	10886.44	3023.95	FLEXION	26.00	3.20	3023.95
C17	7060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	361860.09	10876.04	3015.50	FLEXION	26.07	3.20	3015.50
C18	7060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	361860.09	10876.04	3015.50	FLEXION	26.07	3.20	3015.50
C19	8350	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	371822.33	10979.24	3098.52	FLEXION	25.43	3.20	3098.52
C23	11540	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	395504.89	11234.44	3295.87	FLEXION	24.09	3.20	3295.87
C24	8900	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	376002.33	11023.24	3133.35	FLEXION	25.18	3.20	3133.35
C27	11190	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	392972.76	11206.44	3274.77	FLEXION	24.22	3.20	3274.77
TOTAL																3.20	50323.29

TABLA D16: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Quinto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	5	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	129.40	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.354

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)							
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C1	3860	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	336189.69	10620.04	2801.58	FLEXION	27.91	3.20	2801.58
C4	7380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	364352.04	10901.64	3036.27	FLEXION	25.90	3.20	3036.27
C7	3690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	334787.76	10606.44	2789.90	FLEXION	28.02	3.20	2789.90
C8	3170	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	330475.57	10564.84	2753.96	FLEXION	28.36	3.20	2753.96
C10	4180	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	338818.17	10645.64	2823.48	FLEXION	27.70	3.20	2823.48
C11	4070	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	337916.17	10636.84	2815.97	FLEXION	27.77	3.20	2815.97
C12	3740	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	335200.49	10610.44	2793.34	FLEXION	27.98	3.20	2793.34
C14	7280	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	363574.77	10893.64	3029.79	FLEXION	25.96	3.20	3029.79
C15	6440	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	356993.09	10826.44	2974.94	FLEXION	26.39	3.20	2974.94
C16	3800	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	335695.33	10615.24	2797.46	FLEXION	27.95	3.20	2797.46
C17	3780	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	335530.44	10613.64	2796.09	FLEXION	27.96	3.20	2796.09
C18	3760	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	335365.49	10612.04	2794.71	FLEXION	27.97	3.20	2794.71
C19	4730	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	343303.97	10689.64	2860.87	FLEXION	27.37	3.20	2860.87
C23	6750	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	359433.00	10851.24	2995.28	FLEXION	26.23	3.20	2995.28
C24	4140	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	338490.36	10642.44	2820.75	FLEXION	27.73	3.20	2820.75
C27	6030	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	353746.44	10793.64	2947.89	FLEXION	26.61	3.20	2947.89
														TOTAL		3.20	45832.27

TABLA D17: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	675.82	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.052

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)					(kg)
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	37190	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	536614.09	13286.44	4292.91	FLEXION	20.95	3.20	4292.91
C5	28960	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	500895.89	12628.04	4007.17	FLEXION	21.51	3.20	4007.17
C6	18600	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	443094.00	11799.24	3544.75	FLEXION	23.29	3.20	3544.75
C13	13600	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	410077.33	11399.24	3280.62	FLEXION	24.75	3.20	3280.62
C14	35670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	530697.24	13164.84	4245.58	FLEXION	21.01	3.20	4245.58
C15	32510	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	517410.49	12912.04	4139.28	FLEXION	21.19	3.20	4139.28
C23	34160	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	524514.29	13044.04	4196.11	FLEXION	21.09	3.20	4196.11
C25	22430	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	466130.17	12105.64	3729.04	FLEXION	22.46	3.20	3729.04
C27	17340	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	435087.96	11698.44	3480.70	FLEXION	23.61	3.20	3480.70
TOTAL																3.20	34916.17

TABLA D18: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Segundo nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	535.33	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.061

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C4	29520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	503612.64	12672.84	4196.77	FLEXION	20.20	3.20	4196.77
C5	22410	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	466014.96	12104.04	3883.46	FLEXION	21.17	3.20	3883.46
C6	14870	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	418779.37	11500.84	3489.83	FLEXION	22.96	3.20	3489.83
C13	7120	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	362328.37	10880.84	3019.40	FLEXION	26.04	3.20	3019.40
C14	28520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	498731.97	12592.84	4156.10	FLEXION	20.30	3.20	4156.10
C15	25920	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	485418.24	12384.84	4045.15	FLEXION	20.62	3.20	4045.15
C23	24880	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	479840.37	12301.64	3998.67	FLEXION	20.76	3.20	3998.67
C25	17370	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	435281.04	11700.84	3627.34	FLEXION	22.26	3.20	3627.34
C27	16690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430875.09	11646.44	3590.63	FLEXION	22.44	3.20	3590.63
TOTAL																3.20	32647.06

TABLA D19: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Tercer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	3	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	399.63	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.069

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	22060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	463990.09	12076.04	3711.92	FLEXION	22.53	3.20	3711.92
C5	16860	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	431982.36	11660.04	3455.86	FLEXION	23.74	3.20	3455.86
C6	11220	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	393190.44	11208.84	3145.52	FLEXION	25.63	3.20	3145.52
C14	21690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	461831.76	12046.44	3694.65	FLEXION	22.61	3.20	3694.65
C15	19380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	447944.04	11861.64	3583.55	FLEXION	23.10	3.20	3583.55
C23	16770	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	431396.64	11652.84	3451.17	FLEXION	23.76	3.20	3451.17
C25	13060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	406312.09	11356.04	3250.50	FLEXION	24.94	3.20	3250.50
C27	16640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430548.69	11642.44	3444.39	FLEXION	23.80	3.20	3444.39
TOTAL																3.20	27737.57

TABLA D20: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Cuarto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	4	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	264.75	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.096

Nombre	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	14680	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	417491.17	11485.64	3339.93	FLEXION	24.39	3.20	3339.93
C5	11830	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	397590.57	11257.64	3180.72	FLEXION	25.39	3.20	3180.72
C6	7520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	365437.97	10912.84	2923.50	FLEXION	27.33	3.20	2923.50
C14	14440	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	415857.09	11466.44	3326.86	FLEXION	24.47	3.20	3326.86
C15	12910	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	405259.29	11344.04	3242.07	FLEXION	24.99	3.20	3242.07
C23	11540	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	395504.89	11234.44	3164.04	FLEXION	25.51	3.20	3164.04
C25	9060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	377210.76	11036.04	3017.69	FLEXION	26.57	3.20	3017.69
C27	11190	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	392972.76	11206.44	3143.78	FLEXION	25.65	3.20	3143.78
TOTAL																3.20	25338.60

TABLA D21: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Quinto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	5	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	129.40	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.176

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)					(kg)
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	7380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	364352.04	10901.64	2914.82	FLEXION	27.40	3.20	2914.82
C5	7720	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	366984.77	10928.84	2935.88	FLEXION	27.23	3.20	2935.88
C6	3710	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	334952.89	10608.04	2679.62	FLEXION	29.59	3.20	2679.62
C14	7280	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	363574.77	10893.64	2908.60	FLEXION	27.45	3.20	2908.60
C15	6440	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	356993.09	10826.44	2855.94	FLEXION	27.91	3.20	2855.94
C23	6750	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	359433.00	10851.24	2875.46	FLEXION	27.74	3.20	2875.46
C25	4390	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	340535.69	10662.44	2724.29	FLEXION	29.14	3.20	2724.29
C27	6030	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	353746.44	10793.64	2829.97	FLEXION	28.14	3.20	2829.97
TOTAL																3.20	22724.58

TABLA D22: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	675.82	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.135

Muro	PG	COLUMNA						MURO					Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu	
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α									v'm
P1X	72620.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	35652298	34692.88	297102.48	CORTE	1.00	—	34692.88
P2X	52340.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	27803938	30028.48	231699.48	CORTE	1.00	—	30028.48
P3X	55830.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	279.00	19.48	240.00	1.00	5.1	SI	21018409	26699.95	175153.41	CORTE	1.00	—	26699.95
																		TOTAL	1.00	—	91421.30

TABLA D23: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Segundo nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	X-X		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	2		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	535.33	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.155

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	56840.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	29545438	31063.48	246211.98	CORTE	1.00	—	31063.48
P2X	42750.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	24092608	27822.78	200771.73	CORTE	1.00	—	27822.78
P3X	45100.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	279.00	19.48	240.00	1.00	5.1	SI	18024739	24232.05	150206.16	CORTE	1.00	—	24232.05
																		TOTAL	1.00	—	83118.30

TABLA D24: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Tercer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	3	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	399.53	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.188

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	42290.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	23914588	27716.98	199288.23	CORTE	1.00	—	27716.98
P2X	32910.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	20284528	25559.58	169037.73	CORTE	1.00	—	25559.58
P3X	34670.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	279.00	19.48	240.00	1.00	5.1	SI	15114769	21833.15	125956.41	CORTE	1.00	—	21833.15
																		TOTAL	1.00	—	75109.70

TABLA D25: Calculo de Sub indices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Cuarto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	4	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	264.75	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.253

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	Asi Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	28350.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	18519808	24510.78	154331.73	CORTE	1.00	—	24510.78
P2X	22580.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	16286818	23183.68	135723.48	CORTE	1.00	—	23183.68
P3X	24140.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	279.00	19.48	240.00	1.00	5.1	SI	12176899	19411.25	101474.16	CORTE	1.00	—	19411.25
																		TOTAL	1.00	—	67105.70

TABLA D26: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Quinto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	5	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	129.40	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.454

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As.Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v/m								
P1X	14740.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	13252738	21380.48	110439.48	CORTE	1.00	—	21380.48
P2X	11810.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	387.00	18.23	240.00	1.00	5.1	SI	12118828	20706.58	100990.23	CORTE	1.00	—	20706.58
P3X	11990.0	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	279.00	19.48	240.00	1.00	5.1	SI	8787049	16616.75	73225.41	CORTE	1.00	—	16616.75
																		TOTAL	1.00	—	58703.80

TABLA D27: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Primer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	675.82	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.380

Muro	PG	COLUMNA						MURO					Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu	
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α									v'm
P1Y	209640	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1997.00	16.88	240.00	1.00	5.1	SI	457602166	134176.07	3813351.38	CORTE	1.00	—	134176.07
P2Y	192660	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1756.00	17.49	240.00	1.00	5.1	SI	372561389	122628.52	3104678.24	CORTE	1.00	—	122628.52
																		TOTAL	1.00	—	256804.59

TABLA D28: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Segundo nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	535.33	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.445

Muro	PG	COLUMNA						MURO					Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu	
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α									v'm
P1Y	166110	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1997.00	16.88	240.00	1.00	5.1	SI	370672756	124164.17	3088939.63	CORTE	1.00	—	124164.17
P2Y	154370	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1756.00	17.49	240.00	1.00	5.1	SI	305324149	113821.82	2544367.91	CORTE	1.00	—	113821.82
																		TOTAL	1.00	—	237985.99

TABLA D29: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Tercer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	Y-Y		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	3		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	399.63	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.552

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1Y	126860	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1997.00	16.88	240.00	1.00	5.1	SI	292290506	115136.67	2435754.21	CORTE	1.00	—	115136.67
P2Y	118010	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1756.00	17.49	240.00	1.00	5.1	SI	241475989	105459.02	2012299.91	CORTE	1.00	—	105459.02
TOTAL																		1.00	—	220595.69	

TABLA D30: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Cuarto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	Y-Y		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	2		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	264.75	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.765

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1Y	85940	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1997.00	16.88	240.00	1.00	5.1	SI	210573266	105725.07	1754777.21	CORTE	1.00	—	105725.07
P2Y	80640	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1756.00	17.49	240.00	1.00	5.1	SI	175854269	96863.92	1465452.24	CORTE	1.00	—	96863.92
TOTAL																		1.00	—	202588.99	

TABLA D31: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Quinto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	5	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	129.40	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	1.425

Muro	PG	COLUMNA						MURO					Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu	
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α									v'm
P1Y	45040	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1997.00	16.88	240.00	1.00	5.1	SI	128895966	96318.07	1074133.05	CORTE	1.00	—	96318.07
P2Y	42220	C25X25	25	25	8	1/2	5.16	KK Artesanal	1756.00	17.49	240.00	1.00	5.1	SI	108388749	88027.32	903239.57	CORTE	1.00	—	88027.32
																		TOTAL	1.00	—	184345.39

De los cuadros anteriores se obtuvo la siguiente tabla de resumen:

Tabla D32: Índice de resistencia y Ductilidad de Columnas

DIRECCION X-X					
NIVEL	PESO (ton)	Qmu (kg)	Ø	C	F
1	675.82	61875.65	1.00	0.092	3.20
2	535.33	58512.31	0.86	0.109	3.20
3	399.63	52261.38	0.75	0.131	3.20
4	264.75	50323.29	0.67	0.190	3.20
5	129.40	45832.27	0.60	0.354	3.20
DIRECCION Y-Y					
NIVEL	PESO (ton)	Qmu (kg)	Ø	C	F
1	675.82	34916.17	1.00	0.052	3.20
2	535.33	32647.06	0.86	0.061	3.20
3	399.63	27737.57	0.75	0.069	3.20
4	264.75	25338.60	0.67	0.096	3.20
5	129.40	22724.58	0.60	0.176	3.20

Tabla D33: Índice de resistencia y Ductilidad de Muros de Albañilería

DIRECCIÓN X-X					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	Ø	C	F
1	675.82	91421.30	1.00	0.135	1.00
2	535.33	83118.30	0.86	0.155	1.00
3	399.63	75109.70	0.75	0.188	1.00
4	264.75	67105.70	0.67	0.253	1.00
5	129.40	58703.80	0.60	0.454	1.00
DIRECCIÓN Y-Y					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	Ø	C	F
1	675.82	256804.59	1.00	0.380	1.00
2	535.33	237985.99	0.86	0.445	1.00
3	399.63	220595.69	0.75	0.552	1.00
4	264.75	202588.99	0.67	0.765	1.00
5	129.40	184345.39	0.60	1.425	1.00

Tabla D34: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo)

DIRECCION	NIVEL	Ø	COLUMNAS			ALBAÑILERIA			Eo
			C	F	α3	C	F	α1	
X	1	1.00	0.092	3.20	0.70	0.135	1.00	1	0.199
	2	0.80	0.109	3.20	0.70	0.155	1.00	1	0.185
	3	0.67	0.131	3.20	0.70	0.188	1.00	1	0.186
	4	0.57	0.19	3.20	0.70	0.25	1.00	1	0.221
	5	0.50	0.35	3.20	0.70	0.45	1.00	1	0.351
Y	1	1.00	0.052	3.20	0.70	0.380	1.00	1	0.416
	2	0.80	0.061	3.20	0.70	0.445	1.00	1	0.390
	3	0.67	0.069	3.20	0.70	0.552	1.00	1	0.400
	4	0.57	0.10	3.20	0.70	0.77	1.00	1	0.476
	5	0.50	0.18	3.20	0.70	1.42	1.00	1	0.774

El Sub índice de Configuración Estructural se utilizara SD=1.17, visto en tabla D9. En cuanto al Sub índice de Deterioro (T), se utilizara T=1.0, el mismo que en la edificación existente por la misma consideración que se hace con respecto a las mismas condiciones de materiales, sistema constructivo, además que no se encontraron grietas o deflexiones apreciables en la edificación evaluada.

Con los sub índices determinados, finalmente obtenemos el Índice de Resistencia estructural (Is).

Tabla D35: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (Is).

DIRECCION	NIVEL	Eo	SD	T	Is
X	1	0.199	1.17	1.00	0.233
	2	0.185	1.17	1.00	0.217
	3	0.186	1.17	1.00	0.218
	4	0.221	1.17	1.00	0.258
	5	0.351	1.17	1.00	0.410
Y	1	0.416	1.17	1.00	0.487
	2	0.390	1.17	1.00	0.456
	3	0.400	1.17	1.00	0.468
	4	0.476	1.17	1.00	0.556
	5	0.774	1.17	1.00	0.905

EDIFICACIÓN REFORZADA DE 5 NIVELES

Del mismo modo que en el primer nivel de evaluación se empieza con el métrados de cargas totales por cada nivel de evaluación:

Tabla D36: Cálculo de Pesos Totales por Niveles.

CALCULO DE PESOS POR NIVELES				
Nivel	Pesos (Ton)	Pesos Acumulados (Ton)	Pesos (kg)	Pesos Acumulados (kg)
1ER NIVEL	140.4900	675.8178	140489.99	675817.77
2DO NIVEL	135.6929	535.3278	135692.90	535327.78
3ER NIVEL	134.8836	399.6349	134883.58	399634.88
4TO NIVEL	135.3486	264.7513	135348.57	264751.30
5TO NIVEL	129.4027	129.4027	129402.73	129402.73

Se realizara un métrados de cargar para determinar la carga sobre cada elemento estructural vertical, este será por medio de un área tributaria.

En las siguientes tablas se calculara los coeficientes de resistencia (C) Y ductilidad de cada elemento (F).

TABLA D37: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación	
Dirección:	X-X
Nro de Pisos :	5
Nivel Evaluado :	1
Altura de Entrepiso	250 cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	702.81 Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.176

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)					(kg)
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C1	14270	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	414694.97	11452.84	3317.56	FLEXION	24.52	3.20	3317.56
C4	35640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	530577.36	13162.44	4244.62	FLEXION	21.01	3.20	4244.62
C7	14580	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	416811.24	11477.64	3334.49	FLEXION	24.42	3.20	3334.49
C8	11940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398378.76	11266.44	3187.03	FLEXION	25.35	3.20	3187.03
C10	14900	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1410189.33	23149.17	11281.51	FLEXION	10.52	3.20	11281.51
C11	13170	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	407082.24	11364.84	3256.66	FLEXION	24.90	3.20	3256.66
C12	14010	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	412910.16	11432.04	3303.28	FLEXION	24.61	3.20	3303.28
C13	9250	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	378641.33	11051.24	3029.13	FLEXION	26.48	3.20	3029.13
C14	34400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	525517.33	13063.24	4204.14	FLEXION	21.07	3.20	4204.14
C15	31530	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	513019.44	12833.64	4104.16	FLEXION	21.27	3.20	4104.16
C16	10900	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1347069.33	22829.17	10776.55	FLEXION	11.18	3.20	10776.55
C17	12050	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	399165.33	11275.24	3193.32	FLEXION	25.31	3.20	3193.32
C18	14200	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	414215.33	11447.24	3313.72	FLEXION	24.54	3.20	3313.72
C19	15290	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1416229.39	23180.37	11329.84	FLEXION	10.46	3.20	11329.84
C23	21240	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	459182.16	12010.44	3673.46	FLEXION	22.70	3.20	3673.46
C24	9120	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1318295.04	22686.77	10546.36	FLEXION	11.51	3.20	10546.36
C27	13670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	410562.57	11404.84	3284.50	FLEXION	24.72	3.20	3284.50
C28	24370	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2936443.57	34428.34	23491.55	FLEXION	4.66	3.20	23491.55
C29	10150	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1334996.83	22769.17	10679.97	FLEXION	11.32	3.20	10679.97
TOTAL																3.20	123551.85

TABLA D38: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Segundo nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación	
Dirección:	X-X
Nro de Pisos :	5
Nivel Evaluado :	2
Altura de Entrepiso	240 cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	550.09 Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.236

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C1	11400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	394494.00	11223.24	3287.45	FLEXION	24.14	3.20	3287.45
C4	28000	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	496141.33	12551.24	4134.51	FLEXION	20.36	3.20	4134.51
C7	11620	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	396081.37	11240.84	3300.68	FLEXION	24.06	3.20	3300.68
C8	9360	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	379467.36	11060.04	3162.23	FLEXION	24.98	3.20	3162.23
C10	21440	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1508795.09	24020.37	12573.29	FLEXION	9.10	3.20	12573.29
C11	10660	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	389107.29	11164.04	3242.56	FLEXION	24.43	3.20	3242.56
C12	11200	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	393045.33	11207.24	3275.38	FLEXION	24.22	3.20	3275.38
C13	4770	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	343628.64	10692.84	2863.57	FLEXION	27.34	3.20	2863.57
C14	27160	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	491880.29	12484.04	4099.00	FLEXION	20.46	3.20	4099.00
C15	24950	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	480220.33	12307.24	4001.84	FLEXION	20.75	3.20	4001.84
C16	15660	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1421940.96	23557.97	11849.51	FLEXION	9.88	3.20	11849.51
C17	9590	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	381189.29	11078.44	3176.58	FLEXION	24.88	3.20	3176.58
C18	11330	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	393987.57	11217.64	3283.23	FLEXION	24.17	3.20	3283.23
C19	20660	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1497334.29	23957.97	12477.79	FLEXION	9.20	3.20	12477.79
C23	15490	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	422949.49	11550.44	3524.58	FLEXION	22.77	3.20	3524.58
C24	14380	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1402104.37	23455.57	11684.20	FLEXION	10.07	3.20	11684.20
C27	12470	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	402153.77	11308.84	3351.28	FLEXION	23.74	3.20	3351.28
C28	20180	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2853565.37	34693.10	23779.71	FLEXION	4.59	3.20	23779.71
C29	20820	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1499691.84	23970.77	12497.43	FLEXION	9.18	3.20	12497.43
TOTAL																3.20	129564.82

TABLA D39: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Tercer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación	
Dirección:	X-X
Nro de Pisos :	5
Nivel Evaluado :	3
Altura de Entrepiso	240 cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	406.23 Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.297

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)			
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu				
C1	8550	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	373347.00	10995.24	3111.23	FLEXION	25.34	3.20	3111.23
C4	20610	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	455427.36	11960.04	3795.23	FLEXION	21.51	3.20	3795.23
C7	8610	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	373803.36	11000.04	3115.03	FLEXION	25.31	3.20	3115.03
C8	6920	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	360765.57	10864.84	3006.38	FLEXION	26.14	3.20	3006.38
C10	16750	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1438660.83	23645.17	11988.84	FLEXION	9.72	3.20	11988.84
C11	8210	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	370751.89	10968.04	3089.60	FLEXION	25.50	3.20	3089.60
C12	8440	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	372509.09	10986.44	3104.24	FLEXION	25.39	3.20	3104.24
C14	20180	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	452834.17	11925.64	3773.62	FLEXION	21.60	3.20	3773.62
C15	18450	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	442152.00	11787.24	3684.60	FLEXION	21.99	3.20	3684.60
C16	11520	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1356992.64	23226.77	11308.27	FLEXION	10.54	3.20	11308.27
C17	7240	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	363263.49	10890.44	3027.20	FLEXION	25.98	3.20	3027.20
C18	8420	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	372356.57	10984.84	3102.97	FLEXION	25.40	3.20	3102.97
C19	16010	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1427326.99	23585.97	11894.39	FLEXION	9.83	3.20	11894.39
C23	11140	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	392609.69	11202.44	3271.75	FLEXION	24.24	3.20	3271.75
C24	9530	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1324960.27	23067.57	11041.34	FLEXION	10.89	3.20	11041.34
C27	11980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398664.97	11269.64	3322.21	FLEXION	23.92	3.20	3322.21
C28	15510	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2758434.36	34319.50	22986.95	FLEXION	4.93	3.20	22986.95
C29	16880	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1440644.37	23655.57	12005.37	FLEXION	9.70	3.20	12005.37
TOTAL													3.20	120629.21			

TABLA D40: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Cuarto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación	
Dirección:	X-X
Nro de Pisos :	5
Nivel Evaluado :	4
Altura de Entrepiso	240 cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	262.16 Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.424

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)			
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu				
C1	5750	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	351516.33	10771.24	2929.30	FLEXION	26.77	3.20	2929.30
C4	13310	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	408060.09	11376.04	3400.50	FLEXION	23.45	3.20	3400.50
C7	5760	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	351596.16	10772.04	2929.97	FLEXION	26.77	3.20	2929.97
C8	4630	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	342491.37	10681.64	2854.09	FLEXION	27.43	3.20	2854.09
C10	11090	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1350115.79	23192.37	11250.96	FLEXION	10.61	3.20	11250.96
C11	5670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	350877.24	10764.84	2923.98	FLEXION	26.82	3.20	2923.98
C12	5700	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	351117.00	10767.24	2925.98	FLEXION	26.80	3.20	2925.98
C14	12970	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	405680.77	11348.84	3380.67	FLEXION	23.57	3.20	3380.67
C15	11990	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398736.49	11270.44	3322.80	FLEXION	23.92	3.20	3322.80
C16	7720	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1295366.77	22922.77	10794.72	FLEXION	11.24	3.20	10794.72
C17	4940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	345006.09	10706.44	2875.05	FLEXION	27.24	3.20	2875.05
C18	5660	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	350797.29	10764.04	2923.31	FLEXION	26.82	3.20	2923.31
C19	10640	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1342892.69	23156.37	11190.77	FLEXION	10.69	3.20	11190.77
C23	7710	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	366907.56	10928.04	3057.56	FLEXION	25.74	3.20	3057.56
C24	5590	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1259981.79	22752.37	10499.85	FLEXION	11.67	3.20	10499.85
C27	7760	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	367293.49	10932.04	3060.78	FLEXION	25.72	3.20	3060.78
C28	10470	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2652503.64	33916.30	22104.20	FLEXION	5.34	3.20	22104.20
C29	11330	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1353957.07	23211.57	11282.98	FLEXION	10.57	3.20	11282.98
TOTAL													3.20	113707.48			

TABLA D41: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Quinto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	5	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	117.62	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.906

Nombre	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)	
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu				
C1	2940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328556.76	10546.44	2737.97	FLEXION	28.52	3.20	2737.97
C4	6100	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	354302.33	10799.24	2952.52	FLEXION	26.58	3.20	2952.52
C7	2980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328890.97	10549.64	2740.76	FLEXION	28.49	3.20	2740.76
C8	2410	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	324108.29	10504.04	2700.90	FLEXION	28.89	3.20	2700.90
C10	5500	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1258473.33	22745.17	10487.28	FLEXION	11.69	3.20	10487.28
C11	2980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328890.97	10549.64	2740.76	FLEXION	28.49	3.20	2740.76
C12	2910	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328305.96	10544.04	2735.88	FLEXION	28.54	3.20	2735.88
C14	5840	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	352234.29	10778.44	2935.29	FLEXION	26.72	3.20	2935.29
C15	5550	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	349917.00	10755.24	2915.98	FLEXION	26.88	3.20	2915.98
C16	4060	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1234191.09	22629.97	10284.93	FLEXION	12.00	3.20	10284.93
C17	2620	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	325875.37	10520.84	2715.63	FLEXION	28.74	3.20	2715.63
C18	2930	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328473.17	10545.64	2737.28	FLEXION	28.53	3.20	2737.28
C19	5130	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1252260.54	22715.57	10435.50	FLEXION	11.77	3.20	10435.50
C23	4940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	345006.09	10706.44	2875.05	FLEXION	27.24	3.20	2875.05
C24	2520	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1207916.64	22506.77	10065.97	FLEXION	12.36	3.20	10065.97
C27	3980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	337176.97	10629.64	2809.81	FLEXION	27.83	3.20	2809.81
C28	5180	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2537675.37	33493.10	21147.29	FLEXION	5.84	3.20	21147.29
C29	5640	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1260819.36	22756.37	10506.83	FLEXION	11.66	3.20	10506.83
TOTAL															3.20	106525.62	

TABLA D42: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	702.81	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.111

Nombre	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)			F	(kg)	
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	35640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	530577.36	13162.44	4244.62	FLEXION	21.01	3.20	4244.62
C5	39930	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	3223733.04	35673.14	25789.86	FLEXION	3.83	3.20	25789.86
C6	25740	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2963034.36	34537.94	23704.27	FLEXION	4.57	3.20	23704.27
C13	9250	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	378641.33	11051.24	3029.13	FLEXION	26.48	3.20	3029.13
C14	34400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	525517.33	13063.24	4204.14	FLEXION	21.07	3.20	4204.14
C15	31530	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	513019.44	12833.64	4104.16	FLEXION	21.27	3.20	4104.16
C23	21240	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	459182.16	12010.44	3673.46	FLEXION	22.70	3.20	3673.46
C25	14940	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	705404.88	17884.44	5643.24	FLEXION	21.69	3.20	5643.24
C27	13670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	410562.57	11404.84	3284.50	FLEXION	24.72	3.20	3284.50
TOTAL																3.20	77677.38

TABLA D43: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Segundo nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	550.09	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.140

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	28000	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	496141.33	12551.24	4134.51	FLEXION	20.36	3.20	4134.51
C5	30560	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	3054598.29	35523.50	25454.99	FLEXION	3.96	3.20	25454.99
C6	20790	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2865776.76	34741.90	23881.47	FLEXION	4.55	3.20	23881.47
C13	4770	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	343628.64	10692.84	2863.57	FLEXION	27.34	3.20	2863.57
C14	27160	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	491880.29	12484.04	4099.00	FLEXION	20.46	3.20	4099.00
C15	24950	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	480220.33	12307.24	4001.84	FLEXION	20.75	3.20	4001.84
C23	15490	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	422949.49	11550.44	3524.58	FLEXION	22.77	3.20	3524.58
C25	11280	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	676578.72	17591.64	5638.16	FLEXION	21.20	3.20	5638.16
C27	12470	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	402153.77	11308.84	3351.28	FLEXION	23.74	3.20	3351.28
TOTAL																3.20	76949.40

TABLA D44: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Tercer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	3	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	406.23	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.173

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	20610	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	455427.36	11960.04	3795.23	FLEXION	21.51	3.20	3795.23
C5	22400	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2897768.53	34870.70	24148.07	FLEXION	4.44	3.20	24148.07
C6	15640	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2761121.89	34329.90	23009.35	FLEXION	4.92	3.20	23009.35
C14	20180	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	452834.17	11925.64	3773.62	FLEXION	21.60	3.20	3773.62
C15	18450	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	442152.00	11787.24	3684.60	FLEXION	21.99	3.20	3684.60
C23	11140	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	392609.69	11202.44	3271.75	FLEXION	24.24	3.20	3271.75
C25	8450	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	653677.42	17365.24	5447.31	FLEXION	21.88	3.20	5447.31
C27	11980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398664.97	11269.64	3322.21	FLEXION	23.92	3.20	3322.21
TOTAL																3.20	70452.13

TABLA D45: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Cuarto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	4	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	262.16	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.253

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	13310	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	408060.09	11376.04	3400.50	FLEXION	23.45	3.20	3400.50
C5	14460	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2736644.76	34235.50	22805.37	FLEXION	5.01	3.20	22805.37
C6	10360	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2650153.89	33907.50	22084.62	FLEXION	5.35	3.20	22084.62
C14	12970	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	405680.77	11348.84	3380.67	FLEXION	23.57	3.20	3380.67
C15	11990	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398736.49	11270.44	3322.80	FLEXION	23.92	3.20	3322.80
C23	7710	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	366907.56	10928.04	3057.56	FLEXION	25.74	3.20	3057.56
C25	5530	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	629488.14	17131.64	5245.73	FLEXION	22.66	3.20	5245.73
C27	7760	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	367293.49	10932.04	3060.78	FLEXION	25.72	3.20	3060.78
TOTAL																3.20	66358.04

TABLA D46: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Quinto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	5	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	117.62	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
FLEXION	3.20	0.529

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	(kg)	(kg)				(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f _c *A _g	Pmin	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C4	6100	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	354302.33	10799.24	2952.52	FLEXION	26.58	3.20	2952.52
C5	7000	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2577602.53	33638.70	21480.02	FLEXION	5.66	3.20	21480.02
C6	4910	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2531714.49	33471.50	21097.62	FLEXION	5.87	3.20	21097.62
C14	5840	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	352234.29	10778.44	2935.29	FLEXION	26.72	3.20	2935.29
C15	5550	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	349917.00	10755.24	2915.98	FLEXION	26.88	3.20	2915.98
C23	4940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	345006.09	10706.44	2875.05	FLEXION	27.24	3.20	2875.05
C25	3510	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	612421.83	16970.04	5103.52	FLEXION	23.25	3.20	5103.52
C27	3980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	337176.97	10629.64	2809.81	FLEXION	27.83	3.20	2809.81
TOTAL																3.20	62169.80

*Las columnas no consideradas, es debido a que su contribución será analizadas en el análisis de muros de confinamiento.

TABLA D47: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Concreto Armado (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	702.81	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	2.00	0.678

Muro	P	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	Qmu/Qsu	F	Qmu		
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Lw (cm)	t (cm)	Bh (cm)	A Total (cm2)	# var	Ø fe									As Total	
PP1X	85860.0	C25X25	50	25	10	5/8	9.90	304.00	33.96	139.50	9474.84	36	1/2	46.44	SI	55338336	672067.18	461152.80	FLEXION	1.46	2.00	461152.80	
																					TOTAL	2.00	461152.80

TABLA D48: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Concreto Armado (Segundo nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	550.09	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	2.00	0.867

Muro	P	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	Qmu/Qsu	F	Qmu		
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Lw (cm)	t (cm)	Bh (cm)	A Total (cm2)	# var	Ø fe									As Total	
PP1X	86120.0	C25X25	50	25	10	5/8	9.90	304.00	33.96	139.50	9474.84	36	1/2	46.44	SI	55377856	697364.18	461482.13	FLEXION	1.51	2.00	461482.13	
																					TOTAL	2.00	461482.13

TABLA D49: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Concreto Armado (Tercer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	X-X		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	3		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	406.23	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	2.00	1.119

Muro	P	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	Qmu/Qsu	F	Qmu	
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Lw (cm)	t (cm)	Bh (cm)	A Total (cm2)	# var	Ø fe									As Total
PP1X	69700.0	C25X25	50	25	10	5/8	9.90	304.00	33.96	139.50	9474.84	36	1/2	46.44	SI	52882016	695846.95	440683.47	FLEXION	1.58	2.00	440683.47
																				TOTAL	2.00	440683.47

TABLA D50: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Concreto Armado (Cuarto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	X-X		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	4		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	262.16	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	2.00	1.625

Muro	P	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	Qmu/Qsu	F	Qmu	
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Lw (cm)	t (cm)	Bh (cm)	A Total (cm2)	# var	Ø fe									As Total
PP1X	48730.0	C25X25	50	25	10	5/8	9.90	304.00	33.96	139.50	9474.84	36	1/2	46.44	SI	49694576	693909.30	414121.47	FLEXION	1.68	2.00	414121.47
																				TOTAL	2.00	414121.47

TABLA D53: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	702.81	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.186

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	99140.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	33.40	240.00	1.00	8.1	SI	61538882	75151.69	512824.02	CORTE	1.00	—	75151.69
P2X	43790.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	29.20	240.00	1.00	8.1	SI	40118432	55838.32	334320.27	CORTE	1.00	—	55838.32
																		TOTAL	1.00	—	130990.01

TABLA D54: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Segundo nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	550.09	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.226

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	78350.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	33.40	240.00	1.00	8.1	SI	53493152	70369.99	445776.27	CORTE	1.00	—	70369.99
P2X	34820.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	29.20	240.00	1.00	8.1	SI	36647042	53775.22	305392.02	CORTE	1.00	—	53775.22
																		TOTAL	1.00	—	124145.21

TABLA D55: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Tercer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	3	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	406.23	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.290

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	58470.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	33.40	240.00	1.00	8.1	SI	45799592	65797.59	381663.27	CORTE	1.00	—	65797.59
P2X	26480.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	29.20	240.00	1.00	8.1	SI	33419462	51857.02	278495.52	CORTE	1.00	—	51857.02
																		TOTAL	1.00	—	117654.61

TABLA D56: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Cuarto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	4	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	262.16	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.424

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	38610.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	33.40	240.00	1.00	8.1	SI	38113772	61229.79	317614.77	CORTE	1.00	—	61229.79
P2X	17860.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	29.20	240.00	1.00	8.1	SI	30083522	49874.42	250696.02	CORTE	1.00	—	49874.42
																		TOTAL	1.00	—	111104.21

TABLA D57: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Quinto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	X-X		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	5		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	117.62	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.888

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1X	18660.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	33.40	240.00	1.00	8.1	SI	30393122	56641.29	253276.02	CORTE	1.00	---	56641.29
P2X	9090.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	387.00	29.20	240.00	1.00	8.1	SI	26689532	47857.32	222412.77	CORTE	1.00	---	47857.32
TOTAL																		1.00	---	104498.61	

TABLA D58: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Primer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	Y-Y		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	1		
Altura de Entrepiso	250	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	702.81	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.333

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1Y	124320.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1997.00	18.63	240	1.00	8.1	SI	367837814	179270.25	3065315.12	CORTE	1.00	---	179270.25
P2Y	122510.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1756.00	18.42	240	1.00	8.1	SI	320268411	159176.66	2668903.43	CORTE	1.00	---	159176.66
TOTAL																		1.00	---	234122.46	

TABLA D59: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Segundo nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	Y-Y		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	2		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	550.09	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.644

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1Y	176980.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1997.00	18.63	240	1.00	8.1	SI	472999834	191382.05	3941665.29	CORTE	1.00	—	191382.05
P2Y	138560.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1756.00	18.42	240	1.00	8.1	SI	348452211	162868.16	2903768.43	CORTE	1.00	—	162868.16
																		TOTAL	1.00	—	354250.20

TABLA D60: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Tercer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	Y-Y		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	3		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	406.23	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	0.826

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v'm								
P1Y	133220.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1997.00	18.63	240	1.00	8.1	SI	385611114	181317.25	3213425.95	CORTE	1.00	—	181317.25
P2Y	101020.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1756.00	18.42	240	1.00	8.1	SI	282531971	154233.96	2354433.09	CORTE	1.00	—	154233.96
																		TOTAL	1.00	—	335551.20

TABLA D61: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Cuarto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	Y-Y		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	4		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	262.16	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	1.211

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v/m								
P1Y	88820.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1997.00	18.63	240	1.00	8.1	SI	296944314	171105.25	2474535.95	CORTE	1.00	—	171105.25
P2Y	67260.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1756.00	18.42	240	1.00	8.1	SI	223249411	146469.16	1860411.76	CORTE	1.00	—	146469.16
																		TOTAL	1.00	—	317574.40

TABLA D62: Calculo de Sub índices C y F, Muros de Albañilería Confinada (Quinto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	Y-Y		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	5		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	117.62	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
CORTE	1.00	2.549

Muro	PG	COLUMNA						MURO						Tiene Columnas en ambos extremos	Mu	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	F	Qmu	Qsu
		SECCION	B	D	# var.	Ø fe	As Total	Tipo de Ladrillo	Lm (cm)	T (cm)	H (cm)	α	v/m								
P1Y	44530.0	C25X25	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1997.00	18.63	240	1.00	8.1	SI	208497184	160918.55	1737476.54	CORTE	1.00	—	160918.55
P2Y	34250.0	C25X65	65	25	16	5/8	15.84	KK Industrial	1756.00	18.42	240	1.00	8.1	SI	165283851	138876.86	1377365.43	CORTE	1.00	—	138876.86
																		TOTAL	1.00	—	299795.40

De los cuadros anteriores se obtuvo la siguiente tabla de resumen:

Tabla D63: Índice de resistencia y Ductilidad de Columnas

DIRECCION X-X					
NIVEL	PESO	Qmu	ϕ	C	F
1	702.81	123551.85	1.00	0.176	3.20
2	550.09	129564.82	0.86	0.236	3.20
3	406.23	120629.21	0.75	0.297	3.20
4	262.16	113707.48	0.67	0.434	3.20
5	117.62	106525.62	0.60	0.906	3.20
DIRECCION Y-Y					
NIVEL	PESO	Qmu	ϕ	C	F
1	702.81	77677.38	1.00	0.111	3.20
2	550.09	76949.40	0.86	0.140	3.20
3	406.23	70452.13	0.75	0.173	3.20
4	262.16	66358.04	0.67	0.253	3.20
5	117.62	62169.80	0.60	0.529	3.20

Tabla D64: Índice de resistencia y Ductilidad de Muros de Albañilería Confinada

DIRECCION X-X					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	ϕ	C	F
1	702.81	130990.01	1.00	0.186	1.00
2	550.09	124145.21	0.86	0.226	1.00
3	406.23	117654.61	0.75	0.290	1.00
4	262.16	111104.21	0.67	0.424	1.00
5	117.62	104498.61	0.60	0.888	1.00
DIRECCION Y-Y					
NIVEL	PESO	Qmu	ϕ	C	F
1	702.81	234122.46	1.00	0.333	1.00
2	550.09	354250.20	0.86	0.644	1.00
3	406.23	335551.20	0.75	0.826	1.00
4	262.16	317574.40	0.67	1.211	1.00
5	117.62	299795.40	0.60	2.549	1.00

Tabla D65: Índice de resistencia y Ductilidad de Muros de Concreto Armado

DIRECCION X-X					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	\emptyset	C	F
1	702.81	476795.03	1.00	0.678	2.00
2	550.09	477151.44	0.86	0.867	2.00
3	406.23	454642.36	0.75	1.119	2.00
4	262.16	425895.98	0.67	1.625	2.00
5	117.62	391378.40	0.60	3.327	2.00
DIRECCION Y-Y					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	\emptyset	C	F
1	702.81	1563574.32	1.00	2.225	2.00

Tabla D66: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo)

DIRECCION	NIVEL	\emptyset	COLUMNAS			PLACAS			ALBAÑILERIA			Eo
			C	F	$\alpha 3$	C	F	$\alpha 2$	C	F	$\alpha 1$	
X	1	1.00	0.176	3.20	0.70	0.678	2.00	0.7	0.186	1.00	1.0	0.784
	2	0.80	0.236	3.20	0.70	0.867	2.00	0.7	0.226	1.00	1.0	0.798
	3	0.67	0.297	3.20	0.70	1.119	2.00	0.7	0.290	1.00	1.0	0.854
	4	0.57	0.434	3.20	0.70	1.62	2.00	0.7	0.42	1.00	1.0	1.065
	5	0.50	0.906	3.20	0.70	3.33	2.00	0.7	0.89	1.00	1.0	1.926
Y	1	1.00	0.111	3.20	0.70	2.225	2.00	0.7	0.333	1.00	1.0	1.968
	2	0.80	0.140	3.20	0.70	0.000	—	0.7	0.644	1.00	1.0	0.594
	3	0.67	0.173	3.20	0.70	0.000	—	0.7	0.826	1.00	1.0	0.632
	4	0.57	0.253	3.20	0.70	0.00	—	0.7	1.21	1.00	1.0	0.793
	5	0.50	0.529	3.20	0.70	0.00	—	0.7	2.55	1.00	1.0	1.459

Para el segundo nivel de evaluación la configuración estructural se evaluará de forma similar, integrando la irregularidad por rigidez horizontal y vertical, visto en la tabla 5.17,

En cuanto al Sub índice de deterioro se utilizara el mismo que en la edificación existente por la misma consideración que se hace con respecto a las mismas condiciones de materiales y sistema constructivo.

Con los sub índices determinados, finalmente obtenemos el Índice de Resistencia estructural (Is).

Tabla D67: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (Is).

DIRECCION	NIVEL	Eo	SD	T	Is
X	1	0.784	1.17	1.00	0.92
	2	0.798	1.17	1.00	0.93
	3	0.854	1.17	1.00	1.00
	4	1.065	1.17	1.00	1.25
	5	1.926	1.17	1.00	2.25
Y	1	1.968	1.17	1.00	2.30
	2	0.594	1.17	1.00	0.69
	3	0.632	1.17	1.00	0.74
	4	0.793	1.17	1.00	0.93
	5	1.459	1.17	1.00	1.71

ANEXOS E
CALCULOS DEL MÉTODO HIROSAWA
(TERCER NIVEL DE EVALUACIÓN)

En este nivel de evaluación se utilizara el aporte de las vigas como parte del sistema resistente, sin embargo este solo se considera cuando cumple la condición en que la $(iMv + dMv) < (iMc + dMc)$, detallada en el capítulo tres, por ello se verificara primero esta condición, si no la cumpliera el cálculo de resistencia estructural quedara igual que el segundo método de evaluación.

EDIFICACIÓN EXISTENTE

Tabla E1: Momentos resistentes de Vigas y columnas

Columna	(sMc + iMc)	Vigas	(iMv + dMv)		Método
	1er nivel		Col. Exterior	Col. Interior	
C1	337752.0	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C2	341025.3	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C3	334705.2	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C4	367062.0	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C5	386460.3	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C6	345814.6	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C7	340617.3	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C8	363185.6	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C10	332967.8	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C11	345572.2	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C12	337259.2	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C13	363574.8	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C14	367910.3	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C15	358883.2	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C16	334292.0	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C18	340045.6	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C19	337012.6	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C20	349356.0	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C21	338900.1	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel
C22	332719.1	V40X20	497372.4	828954	2do Nivel

Como se puede observar en el sub índice de comportamiento estructural quedara igual al determinado en el segundo nivel de evaluación, del mismo modo el sub índice de configuración y deterioro de la estructura, por tanto para la edificación existente se tendrá los índices de resistencia estructural hallados en las tablas anteriores.

EDIFICACIÓN PROYECTADA HASTA 5 NIVELES

Tabla E2: Momentos resistentes de Vigas y columnas

Columna	(sMc + iMc)					Vigas	(iMv + dMv)		Método				
	1er nivel	2do nivel	3er nivel	4to nivel	5to nivel		Col. Exterior	Col. Interior	1er nivel	2do nivel	3er nivel	4to nivel	5to nivel
C1	850305.9	806131.8	756505.4	701395.2	336189.7	V40X20	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C4	1040226.7	967602.7	881481.3	781843.2	364352.0	V40X23	497372.4	828954	3er Nivel	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C5	966910.9	897997.3	829572.9	764575.3	366984.8	V40X24	497372.4	828954	3er Nivel	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C7	836836.4	792676.4	745216.8	695318.5	334787.8	V40X26	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C8	808358.9	767924.6	726048.6	682948.9	330475.6	V40X27	497372.4	828954	2do Nivel				
C10	860393.3	817931.6	766952.2	708036.3	338818.2	V40X29	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C11	853279.7	808658.0	758835.7	704360.2	337916.2	V40X30	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C12	843651.6	800556.6	752306.5	698619.7	335200.5	V40X31	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C14	1029429.2	960563.7	877688.9	779431.9	363574.8	V40X33	497372.4	828954	3er Nivel	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C15	1002828.7	933362.3	853203.3	762252.4	356993.1	V40X34	497372.4	828954	3er Nivel	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C16	836228.5	795504.0	749481.9	698569.4	335695.3	V40X35	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C17	839682.6	795978.0	748246.7	697390.5	335530.4	V40X36	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C18	839952.3	796190.7	748320.4	697225.6	335365.5	V40X37	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C19	883928.3	828324.5	772484.8	715126.3	343304.0	V40X38	497372.4	828954	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C23	1004354.7	911237.0	826901.5	754937.9	359433.0	V40X42	497372.4	828954	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C24	880668.9	840316.7	784271.6	714492.7	338490.4	V40X43	497372.4	828954	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C25	901411.2	841593.1	783522.9	717746.5	340535.7	V40X44	497372.4	828954	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C27	865963.1	861423.8	823521.5	746719.2	353746.4	V40X46	497372.4	828954	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel

TABLA E3: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación	
Dirección:	X-X
Nro de Pisos :	5
Nivel Evaluado :	1
Altura de Entrepiso	250 cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	675.82 Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.146

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μ_o	F	Qmu (kg)			
C1	17400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	435474.00	248686.20	11703.24	5473.28	VIGA-FLEXION	11.38	3.00	5473.28
C4	37190	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	536614.09	414477.00	13286.44	7608.73	VIGA-FLEXION	7.46	3.00	7608.73
C7	16380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	428846.04	248686.20	11621.64	5420.26	VIGA-FLEXION	11.44	3.00	5420.26
C8	14170	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	414009.57	---	11444.84	3312.08	FLEXION	24.55	3.20	3312.08
C10	18140	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	440195.69	248686.20	11762.44	5511.06	VIGA-FLEXION	11.34	3.00	5511.06
C11	17640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	437013.36	248686.20	11722.44	5485.60	VIGA-FLEXION	11.37	3.00	5485.60
C12	16860	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	431982.36	248686.20	11660.04	5445.35	VIGA-FLEXION	11.41	3.00	5445.35
C13	13600	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	410077.33	---	11399.24	3280.62	FLEXION	24.75	3.20	3280.62
C14	35670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	530697.24	414477.00	13164.84	7561.39	VIGA-FLEXION	7.41	3.00	7561.39
C15	32510	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	517410.49	414477.00	12912.04	7455.10	VIGA-FLEXION	7.32	3.00	7455.10
C16	16150	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	427332.33	248686.20	11603.24	5408.15	VIGA-FLEXION	11.46	3.00	5408.15
C17	16570	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430091.17	248686.20	11636.84	5430.22	VIGA-FLEXION	11.43	3.00	5430.22
C18	16590	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430221.96	248686.20	11638.44	5431.27	VIGA-FLEXION	11.43	3.00	5431.27
C19	20750	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	456266.33	248686.20	11971.24	5639.62	VIGA-FLEXION	11.23	3.00	5639.62
C23	34160	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	524514.29	414477.00	13044.04	7511.93	VIGA-FLEXION	7.36	3.00	7511.93
C24	19490	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	448621.49	248686.20	11870.44	5578.46	VIGA-FLEXION	11.28	3.00	5578.46
C27	17340	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	435087.96	414477.00	11698.44	6796.52	VIGA-FLEXION	7.21	3.00	6796.52
													TOTAL		3.20	98349.62		

TABLA E4: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Segundo nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación	
Dirección:	X-X
Nro de Pisos :	5
Nivel Evaluado :	2
Altura de Entrepiso	240 cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	535.33 Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.150

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)								(kg)
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)	
C1	14290	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	414831.89	---	11454.44	3456.93	FLEXION	23.13	3.20	3456.93	
C4	29520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	503612.64	414477.00	12672.84	7650.75	VIGA-FLEXION	6.56	3.00	7650.75	
C7	13300	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	407990.33	---	11375.24	3399.92	FLEXION	23.46	3.20	3399.92	
C8	11380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	394349.37	---	11221.64	3286.24	FLEXION	24.15	3.20	3286.24	
C10	15080	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	420197.57	---	11517.64	3501.65	FLEXION	22.89	3.20	3501.65	
C11	14500	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	416266.33	---	11471.24	3468.89	FLEXION	23.07	3.20	3468.89	
C12	13830	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	411669.24	---	11417.64	3430.58	FLEXION	23.28	3.20	3430.58	
C13	7120	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	362328.37	---	10880.84	3019.40	FLEXION	26.04	3.20	3019.40	
C14	28520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	498731.97	414477.00	12592.84	7610.07	VIGA-FLEXION	6.55	3.00	7610.07	
C15	25920	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	485418.24	414477.00	12384.84	7499.13	VIGA-FLEXION	6.52	3.00	7499.13	
C16	13430	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	408896.17	---	11385.64	3407.47	FLEXION	23.41	3.20	3407.47	
C17	13530	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	409591.44	---	11393.64	3413.26	FLEXION	23.38	3.20	3413.26	
C18	13550	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	409730.33	---	11395.24	3414.42	FLEXION	23.37	3.20	3414.42	
C19	16200	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	427662.00	---	11607.24	3563.85	FLEXION	22.57	3.20	3563.85	
C23	24880	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	479840.37	414477.00	12301.64	7452.64	VIGA-FLEXION	6.51	3.00	7452.64	
C24	16870	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	432047.37	248686.20	11660.84	5672.78	VIGA-FLEXION	10.56	3.00	5672.78	
C27	16690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430875.09	414477.00	11646.44	7044.60	VIGA-FLEXION	6.53	3.00	7044.60	
TOTAL																	3.20	80292.58	

TABLA E5: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Tercer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	X-X		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	3		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	399.63	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.162

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)							
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C1	10960	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	391299.89	---	11188.04	3260.83	FLEXION	24.31	3.20	3260.83
C4	22060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	463990.09	414477.00	12076.04	7320.56	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7320.56
C7	10060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	384686.09	---	11116.04	3205.72	FLEXION	24.68	3.20	3205.72
C8	8580	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	373575.24	---	10997.64	3113.13	FLEXION	25.33	3.20	3113.13
C10	11850	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	397734.00	---	11259.24	3314.45	FLEXION	23.97	3.20	3314.45
C11	11110	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	392391.69	---	11200.04	3269.93	FLEXION	24.25	3.20	3269.93
C12	10630	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	388887.37	---	11161.64	3240.73	FLEXION	24.44	3.20	3240.73
C14	21690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	461831.76	414477.00	12046.44	7302.57	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7302.57
C15	19380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	447944.04	414477.00	11861.64	7186.84	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7186.84
C16	10320	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	386607.84	---	11136.84	3221.73	FLEXION	24.57	3.20	3221.73
C17	10290	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	386386.56	---	11134.44	3219.89	FLEXION	24.58	3.20	3219.89
C18	10300	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	386460.33	---	11135.24	3220.50	FLEXION	24.58	3.20	3220.50
C19	12260	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	400662.49	---	11292.04	3338.85	FLEXION	23.82	3.20	3338.85
C23	16770	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	431396.64	---	11652.84	3594.97	FLEXION	22.41	3.20	3594.97
C24	13340	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	408269.29	---	11378.44	3402.24	FLEXION	23.44	3.20	3402.24
C27	16640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430548.69	---	11642.44	3587.91	FLEXION	22.45	3.20	3587.91
TOTAL																	3.00	64800.86

TABLA E6: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	675.82	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.087

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)			
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu				
C4	37190	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	536614.09	414477.00	13286.44	7608.73	VIGA-FLEXION	7.46	3.00	7608.73
C5	28960	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	500895.89	414477.00	12628.04	7322.98	VIGA-FLEXION	7.24	3.00	7322.98
C6	18600	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	443094.00	--	11799.24	5534.24	VIGA-FLEXION	11.32	3.00	5534.24
C13	13600	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	410077.33	--	11399.24	3280.62	FLEXION	24.75	3.20	3280.62
C14	35670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	530697.24	414477.00	13164.84	7561.39	VIGA-FLEXION	7.41	3.00	7561.39
C15	32510	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	517410.49	414477.00	12912.04	7455.10	VIGA-FLEXION	7.32	3.00	7455.10
C23	34160	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	524514.29	414477.00	13044.04	7511.93	VIGA-FLEXION	7.36	3.00	7511.93
C25	22430	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	466130.17	248686.20	12105.64	7044.86	VIGA-FLEXION	7.18	3.00	7044.86
C27	17340	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	435087.96	414477.00	11698.44	5470.19	VIGA-FLEXION	11.39	3.00	5470.19
													TOTAL		3.00	58790.05		

TABLA E7: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Segundo nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	535.33	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.106

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)		
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu				
C4	29520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	503612.64	414477.00	12672.84	7650.75	VIGA-FLEXION	6.56	3.00	7650.75
C5	22410	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	466014.96	414477.00	12104.04	7337.43	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7337.43
C6	14870	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	418779.37	---	11500.84	3489.83	FLEXION	22.96	3.20	3489.83
C13	7120	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	362328.37	---	10880.84	3019.40	FLEXION	26.04	3.20	3019.40
C14	28520	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	498731.97	414477.00	12592.84	7610.07	VIGA-FLEXION	6.55	3.00	7610.07
C15	25920	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	485418.24	414477.00	12384.84	7499.13	VIGA-FLEXION	6.52	3.00	7499.13
C23	24880	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	479840.37	414477.00	12301.64	7452.64	VIGA-FLEXION	6.51	3.00	7452.64
C25	17370	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	435281.04	248686.20	11700.84	7081.32	VIGA-FLEXION	6.52	3.00	7081.32
C27	16690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430875.09	414477.00	11646.44	5663.01	VIGA-FLEXION	10.57	3.00	5663.01
TOTAL															3.00	56803.59		

TABLA E8: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Tercer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	3	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	399.63	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.920

Nombre	(kg)	SECCION	(cm)	(cm)	# var-	Ø fe	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	(kg)
	P (kg)		B	D			As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu				Qmu (kg)
C4	22060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	463990.09	414477.00	12076.04	7320.56	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7320.56
C5	16860	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	431982.36	414477.00	11660.04	7053.83	VIGA-FLEXION	6.53	3.00	7053.83
C6	11220	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	393190.44	---	11208.84	3276.59	FLEXION	24.21	3.20	3276.59
C14	21690	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	461831.76	414477.00	12046.44	7302.57	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7302.57
C15	19380	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	447944.04	414477.00	11861.64	7186.84	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7186.84
C23	16770	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	431396.64	---	11652.84	3594.97	FLEXION	22.41	3.20	3594.97
C25	13060	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	406312.09	---	11356.04	3385.93	FLEXION	23.54	3.20	3385.93
C27	16640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	430548.69	---	11642.44	3587.91	FLEXION	22.45	3.20	3587.91
TOTAL																	3.00	42709.20

Para la edificación proyectada, se obtuvo que efectivamente existe gran cantidad de vigas que darán un aporte a la resistencia de los elementos verticales, solo hasta el tercer piso, a continuación presentaremos la nuevas resistencia de las columnas con el aporte de la vigas.

Tabla E9: Índice de resistencia y Ductilidad de Columnas en Dirección X-X

DIRECCION X-X					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	Ø	C	F
1	675.82	98349.62	1.22	0.146	3.00
2	535.33	80292.58	1.05	0.150	3.00
3	399.63	64800.86	0.92	0.162	3.00
4	264.75	50323.29	0.81	0.190	3.20
5	129.40	45832.27	0.73	0.354	3.20
DIRECCION Y-Y					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	Ø	C	F
1	675.82	58790.05	1.22	0.087	3.00
2	535.33	56803.59	1.05	0.106	3.00
3	399.63	42709.20	0.92	0.107	3.00
4	264.75	25338.60	0.81	0.096	3.20
5	129.40	22724.58	0.73	0.176	3.20

Tabla E10: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo)

DIRECCION	NIVEL	Ø	COLUMNAS			ALBAÑILERIA			Eo
			C	F	α_3	C	F	α_1	
X	1	1.22	0.146	3.00	0.70	0.135	1.00	1.0	0.290
	2	1.05	0.150	3.00	0.70	0.155	1.00	1.0	0.273
	3	0.92	0.162	3.00	0.70	0.188	1.00	1.0	0.276
	4	0.81	0.19	3.20	0.70	0.25	1.00	1.0	0.315
	5	0.73	0.35	3.20	0.70	0.45	1.00	1.0	0.514
Y	1	1.22	0.087	3.00	0.70	0.380	1.00	1.0	0.539
	2	1.05	0.106	3.00	0.70	0.445	1.00	1.0	0.544
	3	0.92	0.107	3.00	0.70	0.552	1.00	1.0	0.575
	4	0.81	0.10	3.20	0.70	0.77	1.00	1.0	0.678
	5	0.73	0.18	3.20	0.70	1.42	1.00	1.0	1.135

Para el tercer nivel de evaluación el Sub Índice de Configuración estructural (SD) y el Sub índice de Deterioro (T), se igual que el segundo Nivel de evaluación.

Con los sub índices determinados, finalmente obtenemos el Índice de Resistencia estructural (I_s) para el tercer nivel de evaluación.

Tabla E11: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (I_s).

DIRECCION	NIVEL	E_o	SD	T	I_s
X	1	0.290	1.17	1.00	0.339
	2	0.273	1.17	1.00	0.319
	3	0.276	1.17	1.00	0.323
	4	0.315	1.17	1.00	0.368
	5	0.514	1.17	1.00	0.602
Y	1	0.539	1.17	1.00	0.630
	2	0.544	1.17	1.00	0.636
	3	0.575	1.17	1.00	0.672
	4	0.678	1.17	1.00	0.793
	5	1.135	1.17	1.00	1.328

EDIFICACIÓN REFORZADA DE 5 NIVELES

Tabla E12: Momentos resistentes de Vigas y columnas

Columna	(sMc + iMc)					Vigas	(iMv + dMv)		Método				
	1er nivel	2do nivel	3er nivel	4to nivel	5to nivel		Col. Exterior	Col. Interior	1er nivel	2do nivel	3er nivel	4to nivel	5to nivel
C1	809189	767841	724863	680073	328557	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C4	1026719	951569	863487	762362	354302	V40X20	497372	828954	3er Nivel	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C5	6278331	5952367	5634413	5314247	2577603	V40X20	497372	828954	3er Nivel				
C7	812893	769885	725400	680487	328891	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C8	777846	740233	703257	666600	324108	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C10	879345	891629	823513	741763	349516	V25X40	830768	1661537	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C11	796190	759859	721629	679768	328891	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C12	805955	765554	723626	679423	328306	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C13	722270	343629	---	---	---	V25X40	830768	1661537	2do Nivel				
C14	1017398	944714	858515	757915	352234	V40X20	497372	828954	3er Nivel	3er Nivel	3er Nivel	2do Nivel	2do Nivel
C15	3209104	3023786	2828902	2623792	1259312	V40X20	497372	828954	3er Nivel				
C16	814946	819445	762345	704819	337834	V25X40	830768	1661537	2do Nivel				
C17	780355	744453	708270	670881	325875	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C18	780355	744453	708270	670881	325875	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C19	780355	744453	708270	670881	325875	V25X40	830768	1661537	2do Nivel				
C20	780355	744453	708270	670881	325875	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C21	780355	744453	708270	670881	325875	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C22	780355	744453	708270	670881	325875	V40X20	497372	828954	2do Nivel				
C23	780355	744453	708270	670881	325875	V25X40	830768	1661537	2do Nivel				
C24	780355	744453	708270	670881	325875	V25X40	830768	1661537	2do Nivel				
C25	780355	744453	708270	670881	325875	V25X40	830768	1661537	2do Nivel				
C27	780355	744453	708270	670881	325875	V25X40	830768	1661537	2do Nivel				
C28	780355	744453	708270	670881	325875	V25X20	248686	497372	2do Nivel				
C29	780355	744453	708270	670881	325875	V25X40	830768	1661537	2do Nivel				

TABLA E13: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación	
Dirección:	X-X
Nro de Pisos :	5
Nivel Evaluado :	1
Altura de Entrepiso	250 cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	702.81 Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.195

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)		
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu				
C1	14270	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	414694.97	---	11452.84	3317.56	FLEXION	24.52	3.20	3317.56
C4	35640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	530577.36	414477.00	13162.44	7560.43	VIGA-FLEXION	7.41	3.00	7560.43
C7	14580	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	416811.24	---	11477.64	3334.49	FLEXION	24.42	3.20	3334.49
C8	11940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398378.76	---	11266.44	3187.03	FLEXION	25.35	3.20	3187.03
C10	14900	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1410189.33	415384.20	23149.17	14604.59	VIGA-FLEXION	5.85	3.00	14604.59
C11	13170	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	407082.24	---	11364.84	3256.66	FLEXION	24.90	3.20	3256.66
C12	14010	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	412910.16	---	11432.04	3303.28	FLEXION	24.61	3.20	3303.28
C13	9250	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	378641.33	---	11051.24	3029.13	FLEXION	26.48	3.20	3029.13
C14	34400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	525517.33	414477.00	13063.24	7519.95	VIGA-FLEXION	7.37	3.00	7519.95
C15	31530	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	513019.44	414477.00	12833.64	7419.97	VIGA-FLEXION	7.30	3.00	7419.97
C16	10900	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1347069.33	---	22829.17	10776.55	FLEXION	11.18	3.20	10776.55
C17	12050	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	399165.33	---	11275.24	3193.32	FLEXION	25.31	3.20	3193.32
C18	14200	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	414215.33	---	11447.24	3313.72	FLEXION	24.54	3.20	3313.72
C19	15290	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1416229.39	---	23180.37	11329.84	FLEXION	10.46	3.20	11329.84
C23	21240	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	459182.16	---	12010.44	3673.46	FLEXION	22.70	3.20	3673.46
C24	9120	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	659147.52	---	17418.84	5273.18	FLEXION	23.03	3.20	5273.18
C27	13670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	410562.57	---	11404.84	3284.50	FLEXION	24.72	3.20	3284.50
C28	24370	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2936443.57	---	34428.34	23491.55	FLEXION	4.66	3.20	23491.55
C29	10150	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1334996.83	---	22769.17	10679.97	FLEXION	11.32	3.20	10679.97
TOTAL															3.20	136822.38		

TABLA E14: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Segundo nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	550.09	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.261

Nombre	(kg)	SECCION	(cm)	(cm)	# var-	Ø fe	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	µo	F	(kg)
	P (kg)		B	D			As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu				Qmu (kg)
C1	11400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	394494.00	---	11223.24	3287.45	FLEXION	24.14	3.20	3287.45
C4	28000	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	496141.33	414477.00	12551.24	7588.49	VIGA-FLEXION	6.54	3.00	7588.49
C7	11620	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	396081.37	---	11240.84	3300.68	FLEXION	24.06	3.20	3300.68
C8	9360	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	379467.36	---	11060.04	3162.23	FLEXION	24.98	3.20	3162.23
C10	21440	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1508795.09	415384.20	24020.37	16034.83	VIGA-FLEXION	4.98	3.00	16034.83
C11	10660	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	389107.29	---	11164.04	3242.56	FLEXION	24.43	3.20	3242.56
C12	11200	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	393045.33	---	11207.24	3275.38	FLEXION	24.22	3.20	3275.38
C13	4770	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	343628.64	---	10692.84	2863.57	FLEXION	27.34	3.20	2863.57
C14	27160	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	491880.29	414477.00	12484.04	7552.98	VIGA-FLEXION	6.53	3.00	7552.98
C15	24950	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	480220.33	414477.00	12307.24	7455.81	VIGA-FLEXION	6.51	3.00	7455.81
C16	15660	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1421940.96	---	23557.97	11849.51	FLEXION	9.88	3.20	11849.51
C17	9590	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	381189.29	---	11078.44	3176.58	FLEXION	24.88	3.20	3176.58
C18	11330	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	393987.57	---	11217.64	3283.23	FLEXION	24.17	3.20	3283.23
C19	20660	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1497334.29	---	23957.97	12477.79	FLEXION	9.20	3.20	12477.79
C23	15490	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	422949.49	---	11550.44	3524.58	FLEXION	22.77	3.20	3524.58
C24	14380	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	701052.19	---	17839.64	5842.10	FLEXION	20.54	3.20	5842.10
C27	12470	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	402153.77	---	11308.84	3351.28	FLEXION	23.74	3.20	3351.28
C28	20180	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2853565.37	---	34693.10	23779.71	FLEXION	4.59	3.20	23779.71
C29	20820	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1499691.84	---	23970.77	12497.43	FLEXION	9.18	3.20	12497.43
TOTAL																	3.00	143388.28

TABLA E15: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Tercer nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación	
Dirección:	X-X
Nro de Pisos :	5
Nivel Evaluado :	3
Altura de Entrepiso	240 cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	406.23 Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.322

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)							(kg)
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f' c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C1	8550	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	373347.00	---	10995.24	3111.23	FLEXION	25.34	3.20	3111.23
C4	20610	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	455427.36	414477.00	11960.04	7249.20	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7249.20
C7	8610	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	373803.36	---	11000.04	3115.03	FLEXION	25.31	3.20	3115.03
C8	6920	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	360765.57	---	10864.84	3006.38	FLEXION	26.14	3.20	3006.38
C10	16750	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1438660.83	---	23645.17	11988.84	FLEXION	9.72	3.20	11988.84
C11	8210	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	370751.89	---	10968.04	3089.60	FLEXION	25.50	3.20	3089.60
C12	8440	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	372509.09	---	10986.44	3104.24	FLEXION	25.39	3.20	3104.24
C14	20180	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	452834.17	414477.00	11925.64	7227.59	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7227.59
C15	18450	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	442152.00	414477.00	11787.24	7138.58	VIGA-FLEXION	6.51	3.00	7138.58
C16	11520	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1356992.64	---	23226.77	11308.27	FLEXION	10.54	3.20	11308.27
C17	7240	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	363263.49	---	10890.44	3027.20	FLEXION	25.98	3.20	3027.20
C18	8420	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	372356.57	---	10984.84	3102.97	FLEXION	25.40	3.20	3102.97
C19	16010	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1427326.99	---	23585.97	11894.39	FLEXION	9.83	3.20	11894.39
C23	11140	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	392609.69	---	11202.44	3271.75	FLEXION	24.24	3.20	3271.75
C24	9530	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	662480.14	---	17451.64	5520.67	FLEXION	21.61	3.20	5520.67
C27	11980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398664.97	---	11269.64	3322.21	FLEXION	23.92	3.20	3322.21
C28	15510	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2758434.36	---	34319.50	22986.95	FLEXION	4.93	3.20	22986.95
C29	16880	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1440644.37	---	23655.57	12005.37	FLEXION	9.70	3.20	12005.37
TOTAL																	3.00	130991.13

TABLA E16: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Cuarto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	X-X	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	4	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	262.16	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.447

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)							(kg)
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f' c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	μo	F	Qmu (kg)
C1	5750	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	351516.33	---	10771.24	2929.30	FLEXION	26.77	3.20	2929.30
C4	13310	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	408060.09	---	11376.04	3400.50	FLEXION	23.45	3.20	3400.50
C7	5760	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	351596.16	---	10772.04	2929.97	FLEXION	26.77	3.20	2929.97
C8	4630	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	342491.37	---	10681.64	2854.09	FLEXION	27.43	3.20	2854.09
C10	11090	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1350115.79	---	23192.37	11250.96	FLEXION	10.61	3.20	11250.96
C11	5670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	350877.24	---	10764.84	2923.98	FLEXION	26.82	3.20	2923.98
C12	5700	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	351117.00	---	10767.24	2925.98	FLEXION	26.80	3.20	2925.98
C14	12970	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	405680.77	---	11348.84	3380.67	FLEXION	23.57	3.20	3380.67
C15	11990	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398736.49	414477.00	11270.44	6776.78	VIGA-FLEXION	6.63	3.00	6776.78
C16	7720	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1295366.77	---	22922.77	10794.72	FLEXION	11.24	3.20	10794.72
C17	4940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	345006.09	---	10706.44	2875.05	FLEXION	27.24	3.20	2875.05
C18	5660	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	350797.29	---	10764.04	2923.31	FLEXION	26.82	3.20	2923.31
C19	10640	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1342892.69	---	23156.37	11190.77	FLEXION	10.69	3.20	11190.77
C23	7710	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	366907.56	---	10928.04	3057.56	FLEXION	25.74	3.20	3057.56
C24	5590	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	629990.90	---	17136.44	5249.92	FLEXION	22.64	3.20	5249.92
C27	7760	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	367293.49	---	10932.04	3060.78	FLEXION	25.72	3.20	3060.78
C28	10470	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2652503.64	---	33916.30	22104.20	FLEXION	5.34	3.20	22104.20
C29	11330	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1353957.07	---	23211.57	11282.98	FLEXION	10.57	3.20	11282.98
TOTAL																	3.00	117161.46

TABLA E17: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Quinto nivel, dirección X-X)

Nivel de Evaluación			
Dirección:	X-X		
Nro de Pisos :	5		
Nivel Evaluado :	5		
Altura de Entrepiso	240	cm	
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	117.62	Ton	

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.935

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)	Tipo de Falla	μo	F	(kg)
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Qmu (kg)
C1	2940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328556.76	---	10546.44	2737.97	2737.97
C4	6100	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	354302.33	---	10799.24	2952.52	2952.52
C7	2980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328890.97	---	10549.64	2740.76	2740.76
C8	2410	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	324108.29	---	10504.04	2700.90	2700.90
C10	5500	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1258473.33	---	22745.17	10487.28	10487.28
C11	2980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328890.97	---	10549.64	2740.76	2740.76
C12	2910	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328305.96	---	10544.04	2735.88	2735.88
C14	5840	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	352234.29	---	10778.44	2935.29	2935.29
C15	5550	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	349917.00	414477.00	10755.24	6369.95	6369.95
C16	4060	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1234191.09	---	22629.97	10284.93	10284.93
C17	2620	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	325875.37	---	10520.84	2715.63	2715.63
C18	2930	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	328473.17	---	10545.64	2737.28	2737.28
C19	5130	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1252260.54	---	22715.57	10435.50	10435.50
C23	4940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	345006.09	---	10706.44	2875.05	2875.05
C24	2520	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	603958.32	---	16890.84	5032.99	5032.99
C27	3980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	337176.97	---	10629.64	2809.81	2809.81
C28	5180	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2537675.37	---	33493.10	21147.29	21147.29
C29	5640	C25X50	25	50	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	1260819.36	---	22756.37	10506.83	10506.83
TOTAL														3.00	109979.60

TABLA E18: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Primer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	1	
Altura de Entrepiso	250	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	702.81	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.132

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)							
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C4	35640	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	530577.36	414477.00	13162.44	7560.43	VIGA-FLEXION	7.41	3.00	7560.43
C5	39930	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	3223733.04	414477.00	35673.14	29105.68	VIGA-FLEXION	2.26	3.00	29105.68
C6	25740	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2963034.36	248686.20	34537.94	25693.76	VIGA-FLEXION	3.44	3.00	25693.76
C13	9250	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	378641.33	---	11051.24	3029.13	FLEXION	26.48	3.20	3029.13
C14	34400	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	525517.33	414477.00	13063.24	7519.95	VIGA-FLEXION	7.37	3.00	7519.95
C15	31530	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	513019.44	414477.00	12833.64	7419.97	VIGA-FLEXION	7.30	3.00	7419.97
C23	21240	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	459182.16	---	12010.44	3673.46	FLEXION	22.70	3.20	3673.46
C25	14940	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	705404.88	---	17884.44	5643.24	FLEXION	21.69	3.20	5643.24
C27	13670	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	410562.57	---	11404.84	3284.50	FLEXION	24.72	3.20	3284.50
TOTAL																	3.00	92930.13

TABLA E19: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Segundo nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	2	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	550.09	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.169

	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)					(kg)	
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)	
C4	28000	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	496141.33	414477.00	12551.24	7588.49	VIGA-FLEXION	6.54	3.00	7588.49	
C5	30560	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	3054598.29	414477.00	35523.50	28908.96	VIGA-FLEXION	2.29	3.00	28908.96	
C6	20790	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2865776.76	248686.20	34741.90	25953.86	VIGA-FLEXION	3.39	3.00	25953.86	
C13	4770	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	343628.64	---	10692.84	2863.57	FLEXION	27.34	3.20	2863.57	
C14	27160	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	491880.29	414477.00	12484.04	7552.98	VIGA-FLEXION	6.53	3.00	7552.98	
C15	24950	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	480220.33	414477.00	12307.24	7455.81	VIGA-FLEXION	6.51	3.00	7455.81	
C23	15490	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	422949.49	---	11550.44	3524.58	FLEXION	22.77	3.20	3524.58	
C25	11280	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	676578.72	---	17591.64	5638.16	FLEXION	21.20	3.20	5638.16	
C27	12470	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	402153.77	---	11308.84	3351.28	FLEXION	23.74	3.20	3351.28	
TOTAL																		3.00	92837.68

TABLA E20: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Tercer nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	3	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	406.23	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.213

Nombre	(kg)	(cm)	(cm)	(cm2)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)							
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C4	20610	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	455427.36	414477.00	11960.04	7249.20	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7249.20
C5	22400	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2897768.53	414477.00	34870.70	27602.05	VIGA-FLEXION	2.63	3.00	27602.05
C6	15640	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2761121.89	248686.20	34329.90	25081.73	VIGA-FLEXION	3.69	3.00	25081.73
C14	20180	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	452834.17	414477.00	11925.64	7227.59	VIGA-FLEXION	6.50	3.00	7227.59
C15	18450	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	442152.00	414477.00	11787.24	7138.58	VIGA-FLEXION	6.51	3.00	7138.58
C23	11140	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	392609.69	---	11202.44	3271.75	FLEXION	24.24	3.20	3271.75
C25	8450	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	653677.42	---	17365.24	5447.31	FLEXION	21.88	3.20	5447.31
C27	11980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398664.97	---	11269.64	3322.21	FLEXION	23.92	3.20	3322.21
TOTAL																	3.00	86340.42

TABLA E21: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Cuarto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	4	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	262.16	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.287

	(kg)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)							
Nombre	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla	µo	F	Qmu (kg)
C4	13310	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	408060.09	---	11376.04	3400.50	FLEXION	23.45	3.20	3400.50
C5	14460	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2736644.76	414477.00	34235.50	26259.35	VIGA-FLEXION	3.04	3.00	26259.35
C6	10360	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2650153.89	248686.20	33907.50	24157.00	VIGA-FLEXION	4.04	3.00	24157.00
C14	12970	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	405680.77	---	11348.84	3380.67	FLEXION	23.57	3.20	3380.67
C15	11990	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	398736.49	414477.00	11270.44	6776.78	VIGA-FLEXION	6.63	3.00	6776.78
C23	7710	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	366907.56	---	10928.04	3057.56	FLEXION	25.74	3.20	3057.56
C25	5530	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	629488.14	---	17131.64	5245.73	FLEXION	22.66	3.20	5245.73
C27	7760	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	367293.49	---	10932.04	3060.78	FLEXION	25.72	3.20	3060.78
TOTAL																3.00	75338.38	

TABLA E22: Calculo de Sub índices C y F, Columnas (Quinto nivel, dirección Y-Y)

Nivel de Evaluación		
Dirección:	Y-Y	
Nro de Pisos :	5	
Nivel Evaluado :	5	
Altura de Entrepiso	240	cm
Suma de pesos sobre el piso (incluido el)	117.62	Ton

RESUMEN		
GRUPO	F	C
VIGA-FLEXION	3.00	0.605

Nombre	(kg)		(cm)	(cm)		(cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-cm)	VIGA	(kg)	(kg)		μo	F	(kg)	
	P (kg)	SECCION	B	D	# var-	Ø fe	As Total	Pmax	0.4f'c*Ag	Pmin	Mu	Muv	Qsu	Qmu	Tipo de Falla			
C4	6100	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	354302.33	---	10799.24	2952.52	FLEXION	26.58	3.20	2952.52
C5	7000	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2577602.53	414477.00	33638.70	24934.00	VIGA-FLEXION	3.49	3.00	24934.00
C6	4910	C25X65	25	65	16	5/8	31.68	474306	136500	-133056	2531714.49	248686.20	33471.50	23170.01	VIGA-FLEXION	4.45	3.00	23170.01
C14	5840	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	352234.29	---	10778.44	2935.29	FLEXION	26.72	3.20	2935.29
C15	5550	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	349917.00	414477.00	10755.24	6369.95	VIGA-FLEXION	6.88	3.00	6369.95
C23	4940	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	345006.09	---	10706.44	2875.05	FLEXION	27.24	3.20	2875.05
C25	3510	C25X50	50	25	10	5/8	19.80	345660	105000	-83160	612421.83	---	16970.04	5103.52	FLEXION	23.25	3.20	5103.52
C27	3980	C25X25	25	25	8	1/2	10.32	174594	52500	-43344	337176.97	---	10629.64	2809.81	FLEXION	27.83	3.20	2809.81
TOTAL																3.00	71150.13	

Para la edificación Reforzada, se obtuvo que existe gran cantidad de vigas que darán un aporte a la resistencia de los elementos verticales, solo hasta el tercer piso, a continuación presentaremos la nuevas resistencia de las columnas con el aporte de la vigas.

Tabla E23: Índice de resistencia y Ductilidad de Columnas en Dirección X-X

DIRECCION X-X					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	Ø	C	F
1	702.81	136822.38	1.00	0.195	3.00
2	550.09	143388.28	0.86	0.261	3.00
3	406.23	130991.13	0.75	0.322	3.00
4	262.16	117161.46	0.67	0.447	3.00
5	117.62	109979.60	0.60	0.935	3.00
DIRECCION Y-Y					
NIVEL	PESO (tn)	Qsu (kg)	Ø	C	F
1	702.81	92930.13	1.00	0.132	3.00
2	550.09	92837.68	0.86	0.169	3.00
3	406.23	86340.42	0.75	0.213	3.00
4	262.16	75338.38	0.67	0.287	3.00
5	117.62	71150.13	0.60	0.605	3.00

Tabla E24: Calculo de Sub índice de Comportamiento Estructural (Eo)

DIRECCION	NIVEL	Ø	COLUMNAS			PLACAS			ALBAÑILERIA			Eo
			C	F	α3	C	F	α2	C	F	α1	
X	1	1.222	0.195	3.00	0.70	0.678	2.00	0.7	0.186	1.00	1.0	0.975
	2	1.048	0.261	3.00	0.70	0.867	2.00	0.7	0.226	1.00	1.0	1.064
	3	0.917	0.322	3.00	0.70	1.119	2.00	0.7	0.290	1.00	1.0	1.191
	4	0.815	0.447	3.00	0.70	1.62	2.00	0.7	0.42	1.00	1.0	1.527
	5	0.733	0.935	3.00	0.70	3.33	2.00	0.7	0.89	1.00	1.0	2.840
Y	1	1.222	0.132	3.00	0.70	2.225	2.00	0.7	0.333	1.00	1.0	2.424
	2	1.048	0.169	3.00	0.70	0.000	---	0.7	0.644	1.00	1.0	0.798
	3	0.917	0.213	3.00	0.70	0.000	---	0.7	0.826	1.00	1.0	0.894
	4	0.815	0.287	3.00	0.70	0.00	---	0.7	1.21	1.00	1.0	1.151
	5	0.733	0.605	3.00	0.70	0.00	---	0.7	2.55	1.00	1.0	2.180

Para el tercer nivel de evaluación el Sub Índice de Configuración estructural (SD) y el Sub índice de Deterioro (T), se igual que el segundo Nivel de evaluación.

Con los sub índices determinados, finalmente obtenemos el Índice de Resistencia estructural (I_s) para el tercer nivel de evaluación.

Tabla E25: Calculo de Índice de Resistencia Estructural (I_s).

DIRECCIÓN	PISO	E_o	SD	T	I_s
X	1	0.97	1.17	1.00	1.14
	2	1.06	1.17	1.00	1.24
	3	1.19	1.17	1.00	1.39
	4	1.53	1.17	1.00	1.79
	5	2.84	1.17	1.00	3.32
Y	1	2.42	1.17	1.00	2.84
	2	0.80	1.17	1.00	0.93
	3	0.89	1.17	1.00	1.05
	4	1.15	1.17	1.00	1.35
	5	2.18	1.17	1.00	2.55

ANEXOS F
CALCULO DE RESISTENCIA Y EVALUACIÓN POR
EL MÉTODO HIROSAWA

CALCULO DEL INDICE DE DEMANDA SISMICA (Iso)

Como ya se ha visto detalladamente, el índice de demanda sísmica depende principalmente del Índice básico de protección, el cual se determina a continuación.

Calculo de la aceleración máxima del suelo dividida por la aceleración por gravedad (ag/g). De las expresiones dadas en el capítulo 3 (ec. 3.38) se tiene:

Tabla F1: Factor (ag/g) , de acuerdo al índice de zona.

Z	S	ag/g	
		max.	min.
0.40	S1	0.36	0.23
	S2	0.29	0.19
	S3	0.24	0.15
0.30	S1	0.31	0.20
	S2	0.25	0.16
	S3	0.21	0.13
0.15	S1	0.22	0.14
	S2	0.18	0.12
	S3	0.15	0.09

De acuerdo a la ubicación y tipo de suelo donde se encuentra ubicada la edificación, utilizaremos el valor máximo de $ag/g = 0.29$.

Del mismo modo aplicaremos la ec. 3.36 para obtener el periodo de vibración para un determinado número de niveles,

El factor de amplificación de respuesta sísmica (Cr. F), será determinado mediante la ec. 3.35, con ello obtendremos el cuadro siguiente:

Tabla F2: Índice básico de protección (Eso)

NIVEL	T(s)	ag/g	S2(Tg=0.6s)	Cr.F	Eso
1	0.20	0.29	0.60	2.50	0.73
2	0.26	0.29	0.60	2.50	0.73
3	0.31	0.29	0.60	2.50	0.71
4	0.35	0.29	0.60	2.50	0.67
5	0.37	0.29	0.60	2.50	0.65

Debido a que en el proceso para la obtención del índice básico de protección, ya se ha incluido el factor de zona sísmica, se utilizara $Z=1.00$.

El lugar presenta una topografía semiplana, por tanto $G=1.00$.

El uso de la edificación es para vivienda, por tanto según Norma se utilizara $U=1.00$.

Por tanto el Índice de Demanda Sísmica para la edificación en evaluación será:

Tabla F3: Índice de Demanda sísmica Iso

NIVEL	T(s)	ag/g	S2(Tg=0.6s)	Cr.F	Eso	U*Z*G	Iso
1	0.20	0.29	0.60	2.50	0.73	1.00	0.73
2	0.26	0.29	0.60	2.50	0.73	1.00	0.73
3	0.31	0.29	0.60	2.50	0.71	1.00	0.71
4	0.35	0.29	0.60	2.50	0.67	1.00	0.67
5	0.37	0.29	0.60	2.50	0.65	1.00	0.65

Tabla F4: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Existente

NIVEL DE EVALUACIÓN	DIRECCIÓN	PISO	Io	Iso	RATIO	ESTADO
1ER NIVEL	X	1	0.47	0.73	0.64	VUL.
	Y	1	1.59	0.73	2.18	NO VUL.
2do NIVEL	X	1	0.52	0.73	0.71	VUL.
	Y	1	1.55	0.73	2.12	NO VUL.
3er NIVEL	X	1	0.52	0.73	0.71	VUL.
	Y	1	1.55	0.73	2.12	NO VUL.

Tabla F5: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Proyectada

NIVEL DE EVALUACIÓN	DIRECCIÓN	PISO	lo	Iso	RATIO	ESTADO
1ER NIVEL	X	1	0.31	0.65	0.48	VUL.
		2	0.29	0.65	0.45	VUL.
		3	0.30	0.65	0.46	VUL.
		4	0.35	0.65	0.53	VUL.
		5	0.53	0.65	0.82	VUL.
	Y	1	0.47	0.65	0.72	VUL.
		2	0.44	0.65	0.68	VUL.
		3	0.45	0.65	0.70	VUL.
		4	0.52	0.65	0.81	VUL.
		5	0.82	0.65	1.26	NO VUL.
2DO NIVEL	X	1	0.23	0.65	0.36	VUL.
		2	0.22	0.65	0.33	VUL.
		3	0.22	0.65	0.34	VUL.
		4	0.26	0.65	0.40	VUL.
		5	0.41	0.65	0.63	VUL.
	Y	1	0.49	0.65	0.75	VUL.
		2	0.46	0.65	0.70	VUL.
		3	0.47	0.65	0.72	VUL.
		4	0.56	0.65	0.86	VUL.
		5	0.91	0.65	1.39	NO VUL.
3ER NIVEL	X	1	0.34	0.65	0.52	VUL.
		2	0.32	0.65	0.49	VUL.
		3	0.32	0.65	0.50	VUL.
		4	0.37	0.65	0.57	VUL.
		5	0.60	0.65	0.93	VUL.
	Y	1	0.63	0.65	0.97	VUL.
		2	0.64	0.65	0.98	VUL.
		3	0.67	0.65	1.03	NO VUL.
		4	0.79	0.65	1.22	NO VUL.
		5	1.33	0.65	2.04	NO VUL.

Tabla F6: Vulnerabilidad Estructural de Edificación Reforzada

NIVEL DE EVALUACIÓN	DIRECCIÓN	PISO	Eo	SD	T	I _o	I _{so}	RATIO	ESTADO	
1ER NIVEL	X	1	0.56	1.17	1.00	0.66	0.65	1.02		OK.
		2	0.61	1.17	1.00	0.71	0.65	1.09		OK.
		3	0.65	1.17	1.00	0.76	0.65	1.17		OK.
		4	0.69	1.17	1.00	0.81	0.65	1.25		OK.
		5	1.33	1.17	1.00	1.55	0.65	2.39		OK.
	Y	1	1.02	1.17	1.00	1.20	0.65	1.84		OK.
		2	0.59	1.17	1.00	0.70	0.65	1.08		OK.
		3	0.62	1.17	1.00	0.73	0.65	1.12		OK.
		4	0.65	1.17	1.00	0.76	0.65	1.17		OK.
		5	1.04	1.17	1.00	1.22	0.65	1.88		OK.
2DO NIVEL	X	1	0.78	1.17	1.00	0.92	0.65	1.41		OK.
		2	0.80	1.17	1.00	0.93	0.65	1.44		OK.
		3	0.85	1.17	1.00	1.00	0.65	1.54		OK.
		4	1.07	1.17	1.00	1.25	0.65	1.92		OK.
		5	1.93	1.17	1.00	2.25	0.65	3.47		OK.
	Y	1	1.97	1.17	1.00	2.30	0.65	3.54		OK.
		2	0.59	1.17	1.00	0.69	0.65	1.07		OK.
		3	0.63	1.17	1.00	0.74	0.65	1.14		OK.
		4	0.79	1.17	1.00	0.93	0.65	1.43		OK.
		5	1.46	1.17	1.00	1.71	0.65	2.63		OK.
3ER NIVEL	X	1	0.97	1.17	1.00	1.14	0.65	1.75		OK.
		2	1.06	1.17	1.00	1.24	0.65	1.91		OK.
		3	1.19	1.17	1.00	1.39	0.65	2.14		OK.
		4	1.53	1.17	1.00	1.79	0.65	2.75		OK.
		5	2.84	1.17	1.00	3.32	0.65	5.11		OK.
	Y	1	2.42	1.17	1.00	2.84	0.65	4.36		OK.
		2	0.80	1.17	1.00	0.93	0.65	1.44		OK.
		3	0.89	1.17	1.00	1.05	0.65	1.61		OK.
		4	1.15	1.17	1.00	1.35	0.65	2.07		OK.
		5	2.18	1.17	1.00	2.55	0.65	3.92		OK.

ANEXO G

PLANOS DE ESTRUCTURAS Y DETALLES DE REFORZAMIENTO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:

CONCRETO : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO : $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

ALBAÑILERÍA:

MUROS PORTANTES

1.- UNIDADES DE ALBAÑILERÍA TIPO IV, CON MÁXIMO 25% DE HUECOS
 MORTERO TIPO P1 (1:4 CEMENTO-CAL NORMALIZADA-ARENA)
 PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO A USAR EN LA
 CIMENTACIÓN, DEBERÁ REVISARSE EL ESTUDIO DE SUELOS
 CORRESPONDIENTE. : $f_m = 55 \text{ kg/cm}^2$

MUROS NO PORTANTES:

2.- UNIDADES DE LADRILLO PANDERETA.
 EN GENERAL LAS COLUMNAS SE LLENARÁN DENTADAS CON LOS
 MUROS, Y SE AMARRARÁN CON ALAMBRE # 8 @ 3 HILADAS



RECUBRIMIENTO:

COLUMNETAS Y VIGAS DE CONFINAMIENTO 2.0 cm
 COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES 4.0 cm
 ZAPATAS Y CIMENTACIÓN EN MUROS C.A. 8.0 cm
 PLACAS Y ESCALERAS 3.0 cm
 ALIGERADO, VIGAS CHATAS Y LOSAS 2.0 cm
 MUROS EN CONTACTO CON EL TERRENO 4.00 cm

CARACTERÍSTICAS DE LOS ENCOFRADOS:

LOS ENCOFRADOS SE USARÁN DONDE SEA NECESARIO PARA
 CONFINAR EL CONCRETO, DARLE LA FORMA DE ACUERDO A LAS
 DIMENSIONES REQUERIDAS. SE USARÁ LA NORMA A33-347-05.
 ESTOS DEBEN TENER LA CAPACIDAD SUFICIENTE PARA RESISTIR
 LA PRESIÓN RESULTANTE DE LA COLOCACIÓN Y VIBRADO DEL
 CONTROL Y DEBEN TENER LA SUFICIENTE RIGIDEZ PARA MANTENER
 LAS TOLERANCIAS ESPECIFICADAS.

LOS CORTES DE TERRENO NO DEBEN SER USADOS COMO
 ENCOFRADOS PARA SUPERFICIES VERTICALES A MENOS QUE SEA
 REQUERIDO O PERMITIDO.

PROTECCIÓN Y CURADO:

SE EXIGIRÁ QUE TODO ELEMENTO ESTRUCTURAL DEL CONCRETO
 SEA CORRECTAMENTE PROTEGIDO DESDE EL MOMENTO DE
 VACIADO EN LOS ENCOFRADOS, PRINCIPALMENTE DE LA ACCIÓN
 Y AGENTES ATMOSFÉRICOS QUE DIFICULTAN EL PROCESO DE
 CURADO. PARA ELLO PODRÁN UTILIZARSE ARPILLERAS O
 MATERIALES SIMILARES COMO PELÍCULA DE PVC O MANTOS DE
 ARENA EN CONTACTO DIRECTO CON LA ESTRUCTURA Y
 MANTENIÉNDOLAS SATURADAS CON AGUA POTABLE. DE ESTA FORMA
 SE CREARÁN PELÍCULAS LIGERAS SOBRE LAS SUPERFICIES
 EXPUESTAS O EVAPORACIONES.
 SE MANTENDRÁ ASI EL CONCRETO CONTINUAMENTE HUMEDECIDO
 (Y NO PERIÓDICAMENTE), POSIBILITANDO Y FAVORECIENDO SU
 ENDURECIMIENTO, EVITANDO EL AGRIETAMIENTO.

ESTE PERIODO DE CURADO SE MANTENDRÁ COMO MÍNIMO EN LAS
 CONDICIONES ANTES MENCIONADAS DURANTE 7 DÍAS.

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:

Según microzonificación (CISMID) está entre 1.5 a 3.0 kg/cm^2

SOBRECARGAS: INDICADAS

EMPALMES Y TRASLAPES: 50 DIÁMETROS MÍNIMOS

PARÁMETROS SISMICOS:

ZONIFICACIÓN : $Z = 0.40$
 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : $R_{oc} = 3$
 : $R_{yy} = 8$
 CATEGORÍA "C" (USO) : $U = 1.0$
 AMPLIFICACIÓN SÍSMICA : $C = 2.50$
 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO : $S = 1.2$ (intermedio)

SISTEMA ESTRUCTURAL:

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

SISTEMA MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN DIRECCIÓN X-X
 DESPLAZAMIENTO MÁX. ÚLTIMO NIVEL 3.83 cm

SISTEMA DE PÓRTICOS, DE CONCRETO E N DIRECCIÓN Y-Y
 DESPLAZAMIENTO MÁX. ÚLTIMO NIVEL 2.57 cm

DESPLAZAMIENTO MÁX. RELATIVO ENTREPISO EN X: 0.0038
 DESPLAZAMIENTO MÁX. RELATIVO ENTREPISO EN Y: 0.0012

REGLAMENTO Y NORMAS:

DE ACUERDO AL R.N.E. EN LAS NORMAS PERUANAS DE EDIFICACIÓN
 E-020 (CARGAS), E-030 (SISMO), E-050 (SUELOS Y CIMENTAC.),
 E-060 (CONCRETO ARMADO) Y E-070 (ALBAÑILERÍA).

PROCESO DE DEMOLICIÓN DE MURO DE ALBAÑILERÍA

1. APUNTALAR LOS TECHOS EXISTENTES. LA DISTANCIA ENTRE PUNTALES Y UBICACIÓN ESTÁ ESPECIFICADA EN PLANTA.
2. DEMOLICIÓN DE MUROS DE ALBAÑILERÍA. ESTO SE REALIZARÁ DE PISOS SUPERIORES A INFERIORES.
3. SI DURANTE EL PROCESO DE APUNTALAMIENTO Y/O DEMOLICIÓN DE LOS MUROS, SE OBSERVA PRESENCIA DE FISURAS, SE DEBERÁ REALIZAR LA REPARACIÓN DE ESTOS NUEVOS DAÑOS, SEGÚN SEA EL CASO, REEMPLAZÁNDOLO O REPARÁNDOLO.
4. REALIZAR EL REFORZAMIENTO (COLUMNAS Y/O VIGAS PROYECTADAS).
5. PREPARACIÓN DEL MORTERO PARA EL MURO A REEMPLAZAR. EMPLEAR ADITIVO EXPANSIVO, MEZCLAR INTENSAMENTE E INYECTAR (EN LA ÚLTIMA JUNTA) LA MEZCLA LO ANTES POSIBLE. DURANTE LA INYECCIÓN, MANTENER LA MEZCLA EN CONTINUO MOVIMIENTO AGITÁNDOLA LA EXPANSIÓN COMIENZA AL MOMENTO DE MEZCLAR.
6. CONSTRUCCIÓN DE MUROS
7. PARA COLUMNAS EXISTENTES A DEMOLER, SE CAMBIARÁ EL ACERO EXISTENTE, DEBIENDO COLOCARSE COMO MÍNIMO 405/8", ESTRIBO 3/8" @ 25. LA COLUMNA SE VACIARÁ CON CONCRETO $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
8. PARA UNIÓN DE CONCRETO ANTIGUO Y CONCRETO NUEVO, DEJAR SUPERFICIE RUGOSA, LUEGO COLOCAR PUENTE DE ADHERENCIA TIPO SIKADUR 32 GEL O SIMILAR
9. TARRAJEAR AREA INVOLUCRADA SEGÚN CORTES Y PINTAR.

ESQUIPO USADO PARA MUROS A REEMPLAZAR

- 1.- PUNTALES METÁLICOS EXTENSIBLES DE 3.00m Y 4.00m.
- 2.- REFUERZOS HORIZONTALES METÁLICOS.
- 3.- UNIDADES DE ALBAÑILERÍA DE $60 \times 32 \times 4 \text{ cm}$ Y RESISTENCIA $f_m=65 \text{ kg/cm}^2$.
- 4.- EL MORTERO A USAR TIENE UNA PROPORCIÓN DE 1:1:4 (CEMENTO-CAL NORMALIZADA-ARENA)+ADITIVO EXPANSIVO.
- 5.- COMBA, CINCEL Y OTRAS HERRAMIENTAS MANUALES.

PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE REFORZAMIENTO PLACA DE CONCRETO ARMADO

1. VERIFICAR LAS DIMENSIONES DE VIGAS Y COLUMNAS INVOLUCRADAS.
2. PICAR SUPERFICIE DE PISO PARA DESCUBRIR ZAPATA Y/O CIMENTADO CORRIDO.
3. PICAR TODA SUPERFICIE QUE ESTARÁ EN CONTACTO CON CONCRETO NUEVO.
4. PICAR 3-4cm LA SUPERFICIE DE CONCRETO DE LA COLUMNA Y VIGA.
5. TODO PICADO SERÁ A MANO CON COMBA Y CINCEL EXCEPTO CIMENTADO.
6. DEJAR TODA LA SUPERFICIE RUGOSA Y LIMPIA, PARA ESTO DEBERÁ LAVARSE.
7. NO DEBERÁ EXISTIR FISURAS NI GRIETAS IMPORTANTES EN LA SUPERFICIE.
8. PERFORAR CON TALADRO (\emptyset broca = $1/8" + \emptyset$ varilla) 15cm LAS COLUMNAS PARA COLOCAR "EL GANCHO L" DE ESTRIBO.
9. APUNTALAR TECHOS Y VIGAS A DEMOLER EN ZONAS INVOLUCRADAS.
10. DEMOLER LAS ZONAS DE VIGAS INVOLUCRADAS PARA PASAR LAS VARILLAS DE ACERO CORRESPONDIENTE A LA PLACA, A MEDIDAS ADECUADAS A MANERA DE DEJAR LAS MEDIDAS NECESARIAS PARA LOS TRASLAPES. ES NECESARIO RECORDAR QUE EN UNA MISMA SECCIÓN DE LA PLACA SE REALICEN TODOS LOS TRASLAPES POR LO QUE SE DEBERÁN RESPETAR LAS UBICACIONES DE LAS ACOTACIONES EN LOS PLANOS.
11. LIMPIAR LOS AGUJEROS Y ECHAR EPÓXICO, LUEGO INSERTAR LOS GANCHOS. SI EXISTE UNA VIGA QUE SE VA PERALTAR JUNTO Y/O SOBRE UNA PLACA, ENTONCES COLOCAR LA ARMADURA DE LA VIGA SOBRE LA ARMADURA DE LA PLACA, SIGUIENDO LOS PASOS CONSTRUCTIVOS TANTO DE LA PLACA COMO DE LA VIGA, LA CUAL POSTERIORMENTE SERÁN ENCOFRADOS, PARA LUEGO VACIAR EL CONCRETO A LA VEZ.
12. ENCOFRAR PARA VACIAR LA MEZCLA DE CONCRETO
13. PREPARAR LA MEZCLA PARA CONCRETO $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$, CUIDAR DOSIFICACIÓN, PARA ESTO SE RECOMIENDA USAR CONCRETO DE ALTA FLUIDEZ.
14. ECHAR EL ADITIVO SIKADUR 32 EN LA SUPERFICIE DE CONCRETO RUGOSO.
15. SE DEBE PROCURAR UN VACIADO CONTINUO.
16. SE DEBERÁ CURAR DIARIAMENTE LUEGO DE DESENCOFRAR.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL REFUERZO EN LA ZAPATA

1. APUNTALAR TECHOS Y VIGAS EN ZONAS INVOLUCRADAS.
2. PICAR SUPERFICIE DE PISO PARA DESCUBRIR ZAPATA Y/O CIMENTADO CORRIDO.
3. VERIFICAR LAS DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS INVOLUCRADAS.
4. PICAR TODA SUPERFICIE QUE ESTARÁ EN CONTACTO CON CONCRETO NUEVO.
5. DEJAR TODA LA SUPERFICIE RUGOSA Y LIMPIA, PARA ESTO DEBERÁ LAVARSE
6. NO DEBERÁ EXISTIR FISURAS NI GRIETAS IMPORTANTES EN LA SUPERFICIE
7. PERFORAR CON TALADRO (\emptyset broca = $1/8" + \emptyset$ varilla) 15cm LAS ZAPATAS PARA COLOCAR LOS ACEROS SOBRE LOS DADOS DE CONCRETO TÍPICOS EN ZAPATAS.
8. ENCOFRAR PARA VACIAR LA MEZCLA DE CONCRETO.
9. PREPARAR LA MEZCLA PARA CONCRETO $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$, CUIDAR DOSIFICACIÓN, PARA ESTO SE RECOMIENDA USAR CONCRETO DE ALTA FLUIDEZ.
10. ECHAR ADITIVO SIKADUR 32 GEL O SIMILAR EN LA SUPERFICIE DE CONCRETO RUGOSO.
11. SE DEBE PROCURAR UN VACIADO CONTINUO
12. SE DEBERÁ CURAR DIARIAMENTE LUEGO DE DESENCOFRAR HASTA UNA SEMANA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

PLANO: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

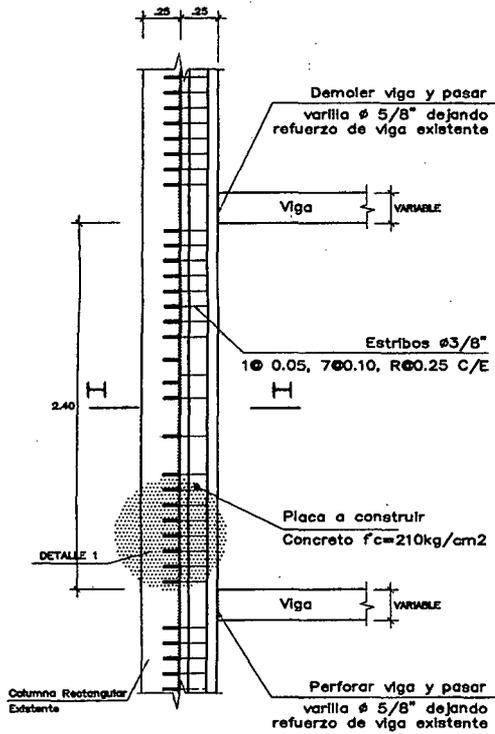
TESISTA: BACH. EDUAR EDISON PARIONA PONGO

ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ-DÁVILA GONZALEZ

LÁMINA:

E-01

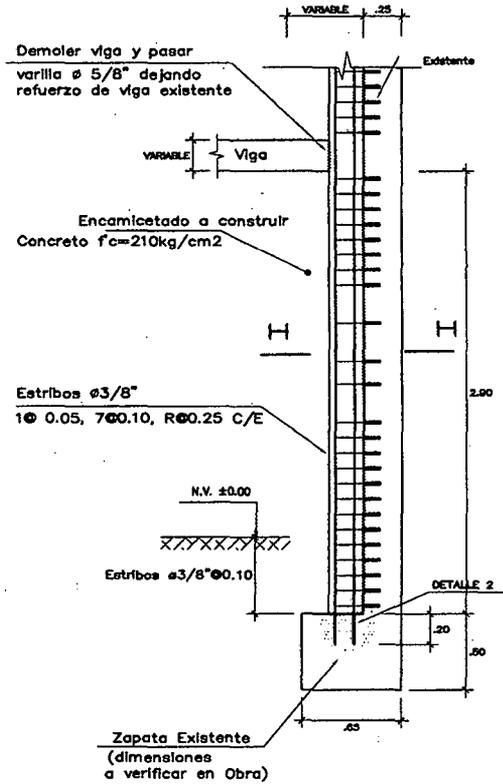
ESCALA: 1/100 FECHA: MARZO 2014



VISTA EN ELEVACION TÍPICO-ER1

PARA REFORZAMIENTO 2º PISO y 5º PISO

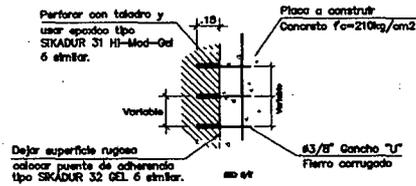
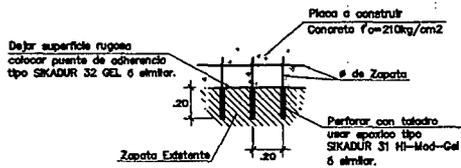
ESC: S/E



VISTA EN ELEVACION TÍPICO-ER1

PARA REFORZAMIENTO 1º PISO

ESC: S/E



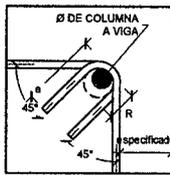
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES	
	PLANO:	DETALLES TÍPICOS
	TESISTA:	BACH. EDUAR EDISON PARSONA PONGO
	ASESOR:	DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ DÁVILA GONZALES
		E-02
ESCALA:	1/100	FECHA:
		MARZO 2014

Cuadro de ganchos standar en varillas de fierro corrugados

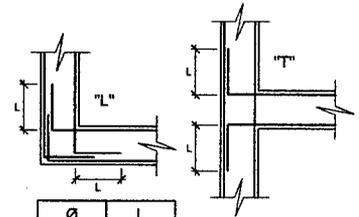
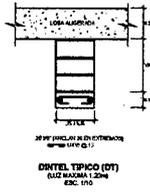
SECCIÓN CRÍTICA

Ø	G(cm)	Ldb(cm)
1/4"	10	
3/8"	12	
1/2"	15	28
5/8"	20	35
3/4"	25	40

Ø	R	a
1/4"	2 cm	10 cm
3/8"	3 cm	15 cm
1/2"	4 cm	18 cm



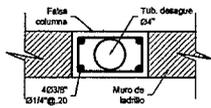
DOBLADO DE ESTRIBOS VIGAS Y COLUMNAS
ESC. 1/5



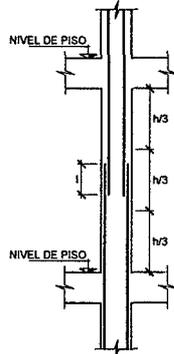
Ø	L
3/8"	0.25
1/2"	0.30
5/8"	0.50

VISTA EN PLANTA DE VIGAS CHATAS
ESC. 1/25

NOTA:
EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL COLUMNAS, DEBERÁN TERMINAR EN GANCHOS STANDAR, LOS CUALES SE ALOJARÁN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO ANTERIOR.



REFUERZO DE MUROS EN MONTANTE DE DESAGUE
ESC. 1/10

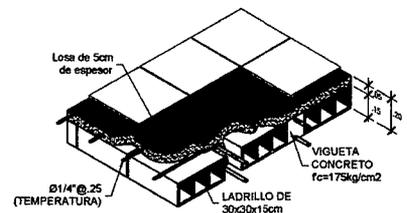


Longitud de Empalme

1"	1.20 m
3/4"	0.70 m
5/8"	0.60 m
1/2"	0.50 m
3/8"	0.50 m

NOTA:
- REALIZAR LOS EMPALMES EN EL TERCIO CENTRAL DE LA ALTURA DE LA COLUMNA.
- NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LA ZONA INDICADA O CON EL PORCENTAJE ESPECIFICADO AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 10% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

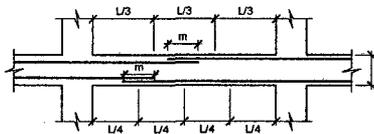
DETALLE DE EMPALME EN COLUMNAS Y PLACAS
ESC. 1/25



DETALLE ISOMÉTRICO DE LOSA ALIGERADA
ESC. 1/25

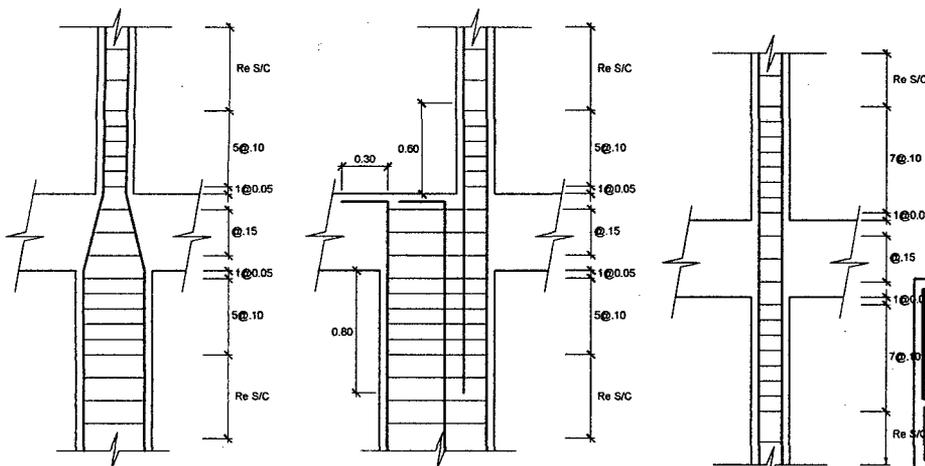
Valores de "m"

Ø	Reinforcement inferior		Reinforcement superior	
	"h" cualquiera	h<30	h>30	h>30
3/8"	0.30 m	0.30 m	0.45 m	0.45 m
1/2"	0.45 m	0.45 m	0.60 m	0.60 m
5/8"	0.55 m	0.55 m	0.75 m	0.75 m
3/4"	0.65 m	0.65 m	0.90 m	0.90 m
1"	1.15 m	1.15 m	1.60 m	1.60 m



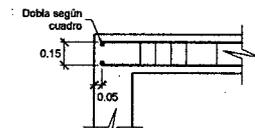
NOTA:
1. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA SECCION.
2. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

DETALLE DE EMPALME EN VIGAS
ESC. 1/25

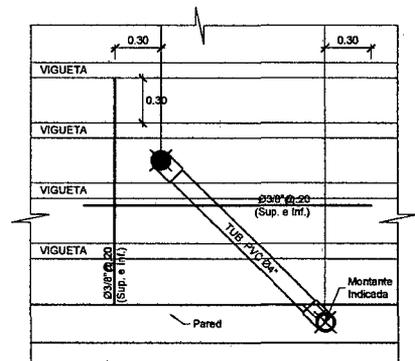


REDUCCION DE COLUMNAS O PLACAS
ESC. 1/25

REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS
ESC. 1/25



ENTREGA DE VIGA CHATA
ESC. 1/25



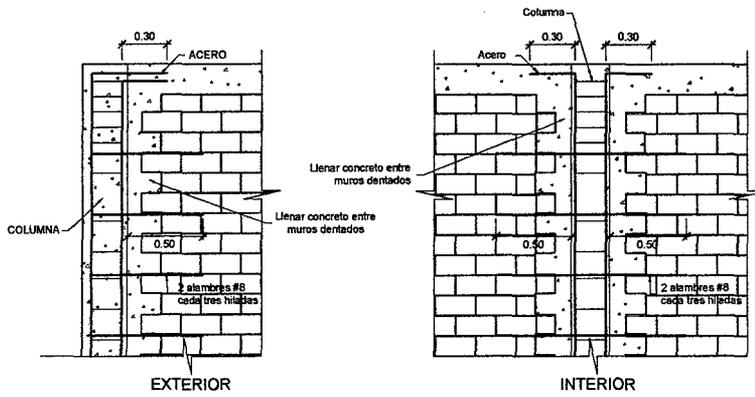
REFUERZO DE VIGUETAS CORTADAS POR TUBERÍAS
ESC. 1/25

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

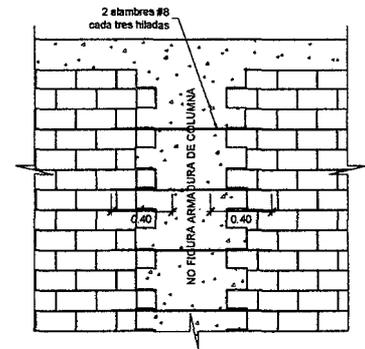
PLANO: DETALLES TÍPICOS
LÁMINA: E-03

TESISTA: BACH. EDUAR EDISON PARIANA PONGO
ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ-DÁVILA GONZALEZ

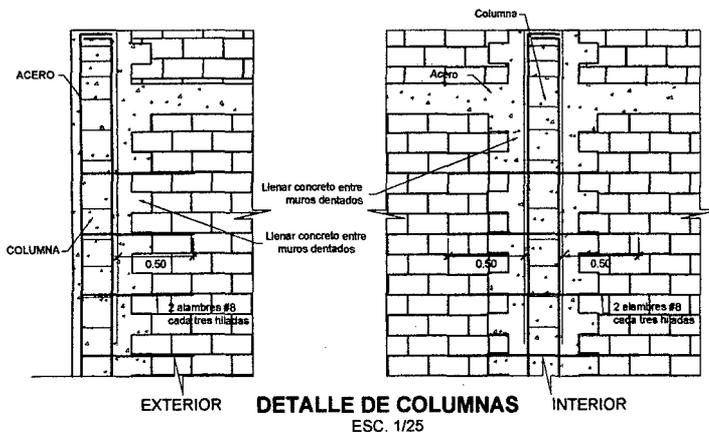
ESCALA: 1/100
FECHA: MARZO 2014



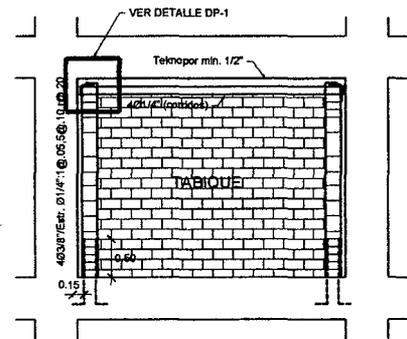
DETALLE DE COLUMNAS
ESC. 1/25



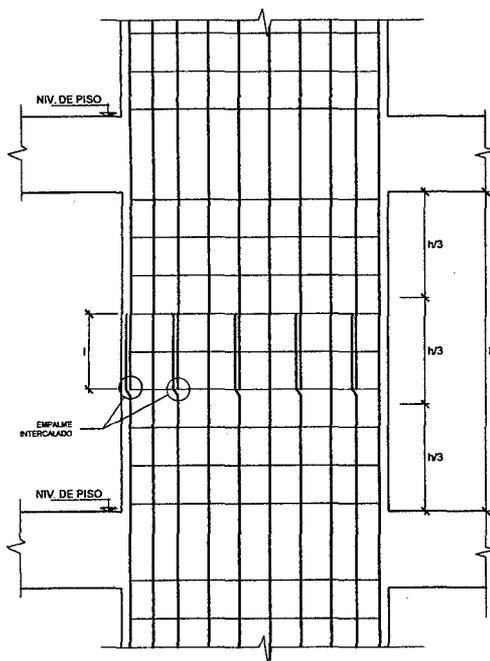
DETALLE DE MURO DENTADO
ESC. 1/25



DETALLE DE COLUMNAS
ESC. 1/25



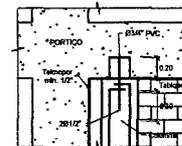
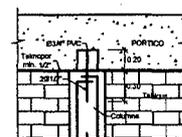
DETALLE DE TABIQUE EN PORTICO DE CONCRETO ARMADO
ESC. 1/50



DETALLE DE Ø TRASLAP EN COLUMNAS Y PLACAS
ESC. 1/25

Longitud de Empalme(l)	
5/8"	0.60
1/2"	0.50
3/8"	0.50

NOTA:
-REALIZAR LOS EMPALMES EN EL TERCIO CENTRAL DE LA ALTURA DE LA COLUMNA.
-NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL
-EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LA ZONA INDICADA O CON EL PORCENTAJE ESPECIFICADO AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 10% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.



DETALLE DP-1 ANCLAJE DE COLUMNETA A PORTICO
ESC. 1/25



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

PLANO: **DETALLES TIPOOS**

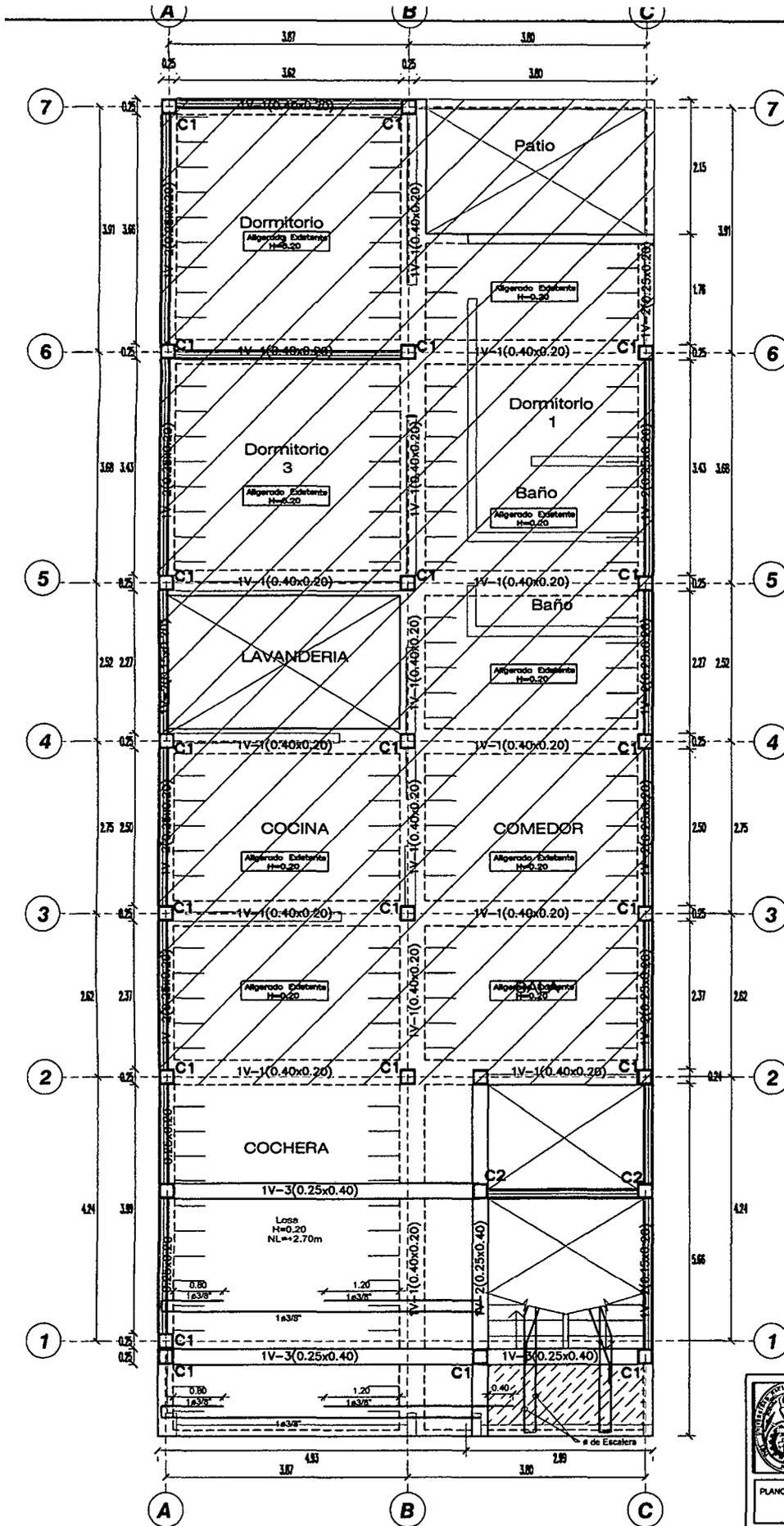
LAMINA: **E-04**

TESISTA: **BACH. EDUAR EDGON PARRONA PONGO**

ESCALA: **1/100**

ASESOR: **DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ -DÁVILA GONZALES**

FECHA: **MARZO 2014**



ALIGERADO 1er NIVEL (Propuesto)
S/C 200Kg/m²
ESCALA 1/50

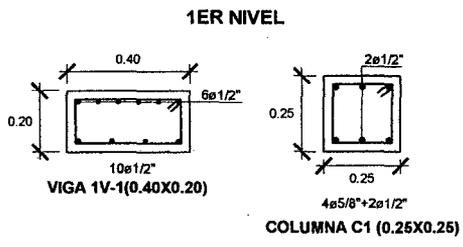
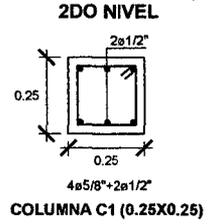
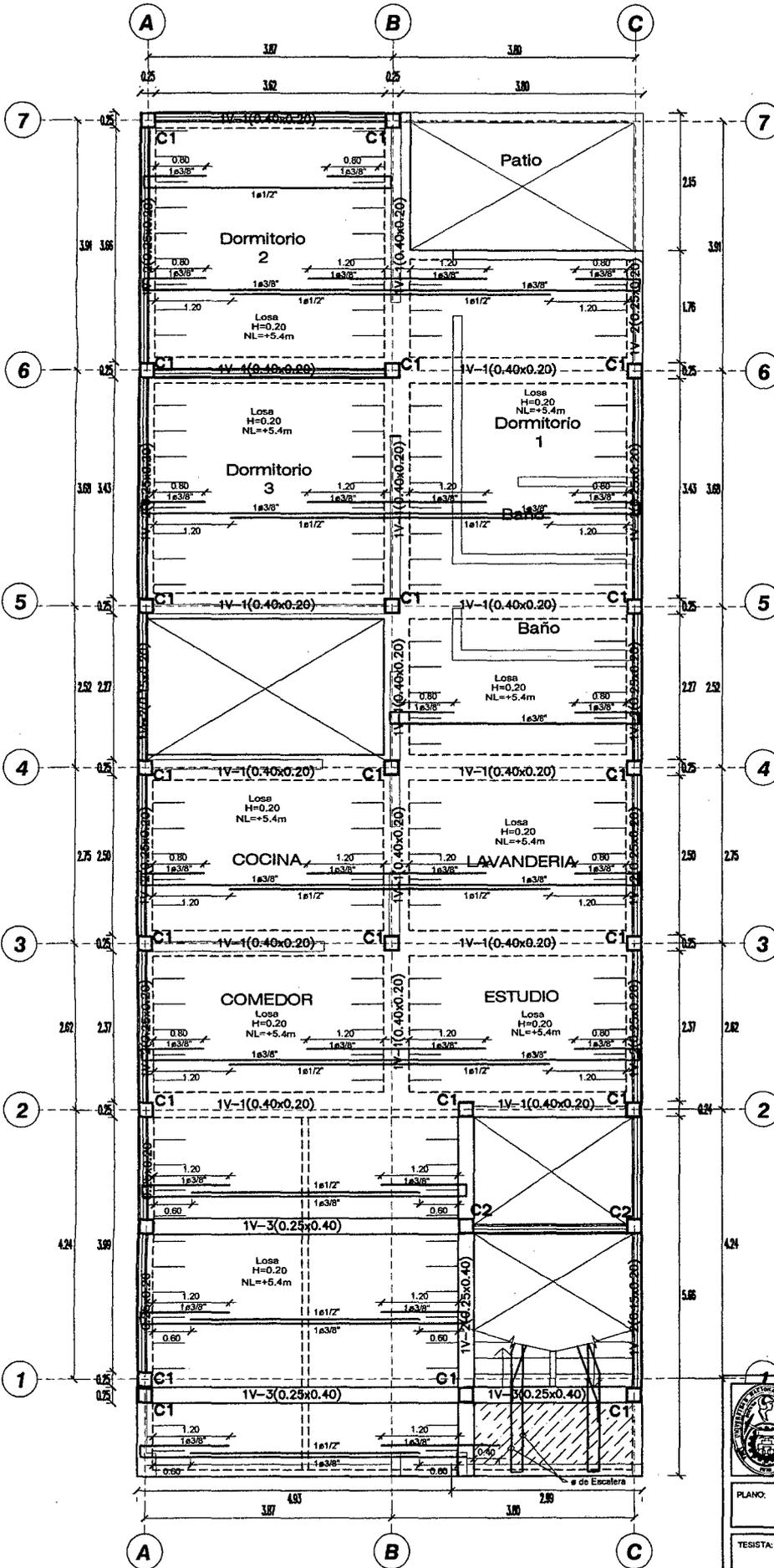
LEYENDA	
	COLUMNA EXISTENTE
	MURO DE LADRILLO EXISTENTE
	MURO A DEMOLER
	TECHO DE CALAMINA
	VIGAS PERALTADAS PROYECTADAS
	VIGAS CHATAS PROYECTADAS
	VIGUETAS
	ACERO
	VER DETALLE DE CORTE
	MURO TABIQUE EXISTENTE

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

PLANO: PLANTA 1ER NIVEL (PROPUESTO)	LAMINA: E-05
TESISTA: BACH. EDUAR EDISON PARIONA PONDO	
ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ GAVILA GONZALES	ESCALA: 1/100 FECHA: MARZO 2014



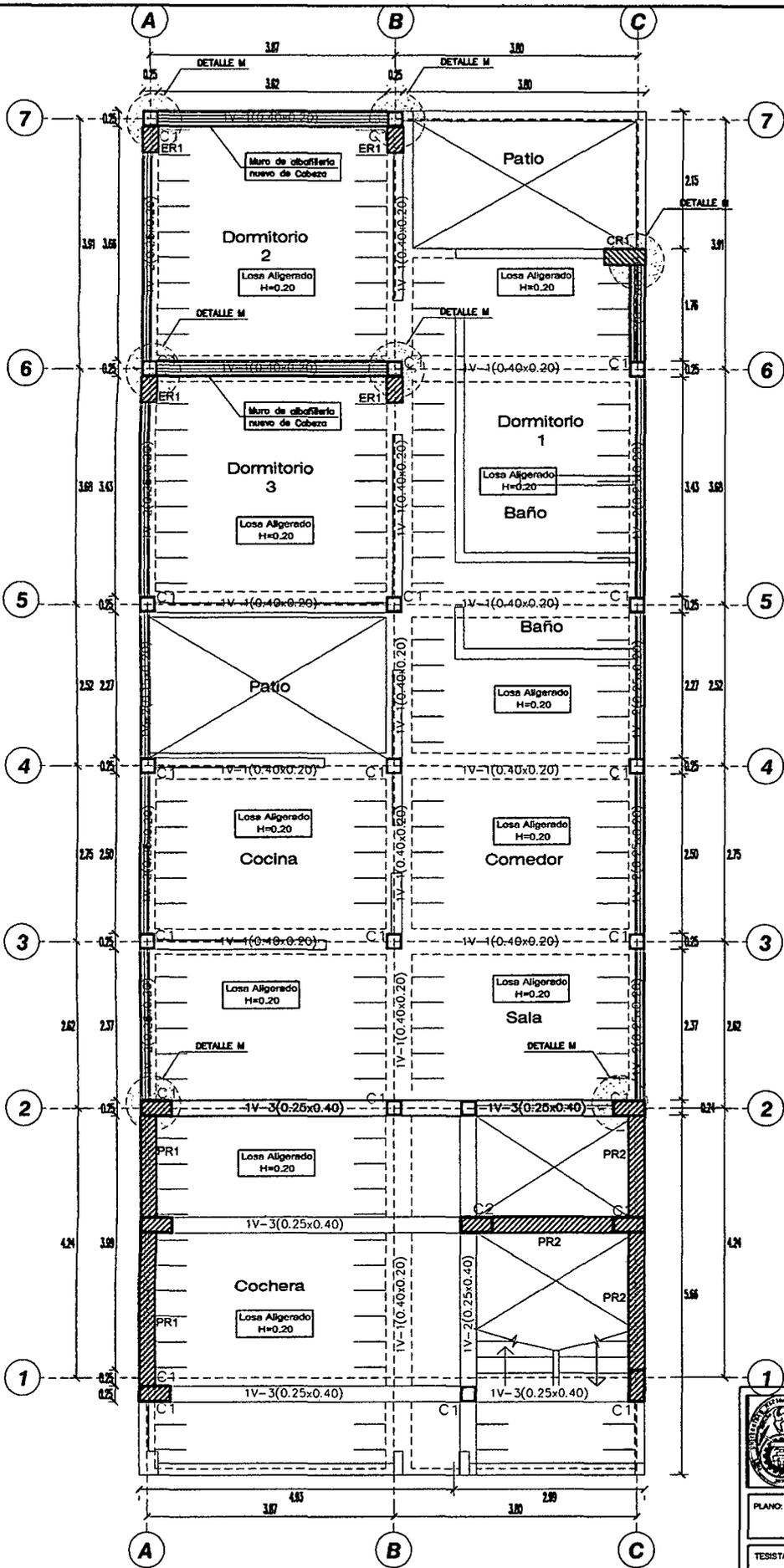
LEYENDA

	C1	COLUMNA EXISTENTE
		MURO DE LADRILLO EXISTENTE
		MURO A DEMOLER
		TECHO DE CALAMINA
		VIGAS PERALTADAS PROYECTADAS
		VIGAS CHATAS PROYECTADAS
		VIGUETAS
		ACERO
	X X	VER DETALLE DE CORTE
		MURO TABIQUE EXISTENTE

ALIGERADO 2do-5to NIVEL (Propuesto)
 2do-4to Nivel (S/C 200Kg/m²)
 5to Nivel (S/C 100Kg/m²)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

PLANO: PLANTA 2DO-5TO NIVEL (PROPUESTO)	LAMINA: E-06
TESISTA: BACH. EDUAR EDISON PARIANA PONGO	ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ-DÁVILA GONZALEZ
ESCALA: 1/100	FECHA: MARZO 2014



ALIGERADO 1er NIVEL (REFORZAMIENTO)
S/C 200Kg/m²
ESCALA 1/50

LEYENDA	
	COLUMNA EXISTENTE
	MURO DE LADRILLO PROYECTADO
	MURO DE LADRILLO EXISTENTE
	MURO A DEMOLER
	PLACA O COLUMNA DE REFORZAMIENTO
	VIGAS PERALTADAS PROYECTADAS
	VIGAS CHATAS PROYECTADAS
	VIGUETAS
	ACERO
	VER DETALLE DE CORTE
	MURO TABIQUE EXISTENTE

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

PLANO: PLANTA DE REFORZAMIENTO 1ER NIVEL

TESISTA: BACH. EDUAR EDISON PARIONA PONGO

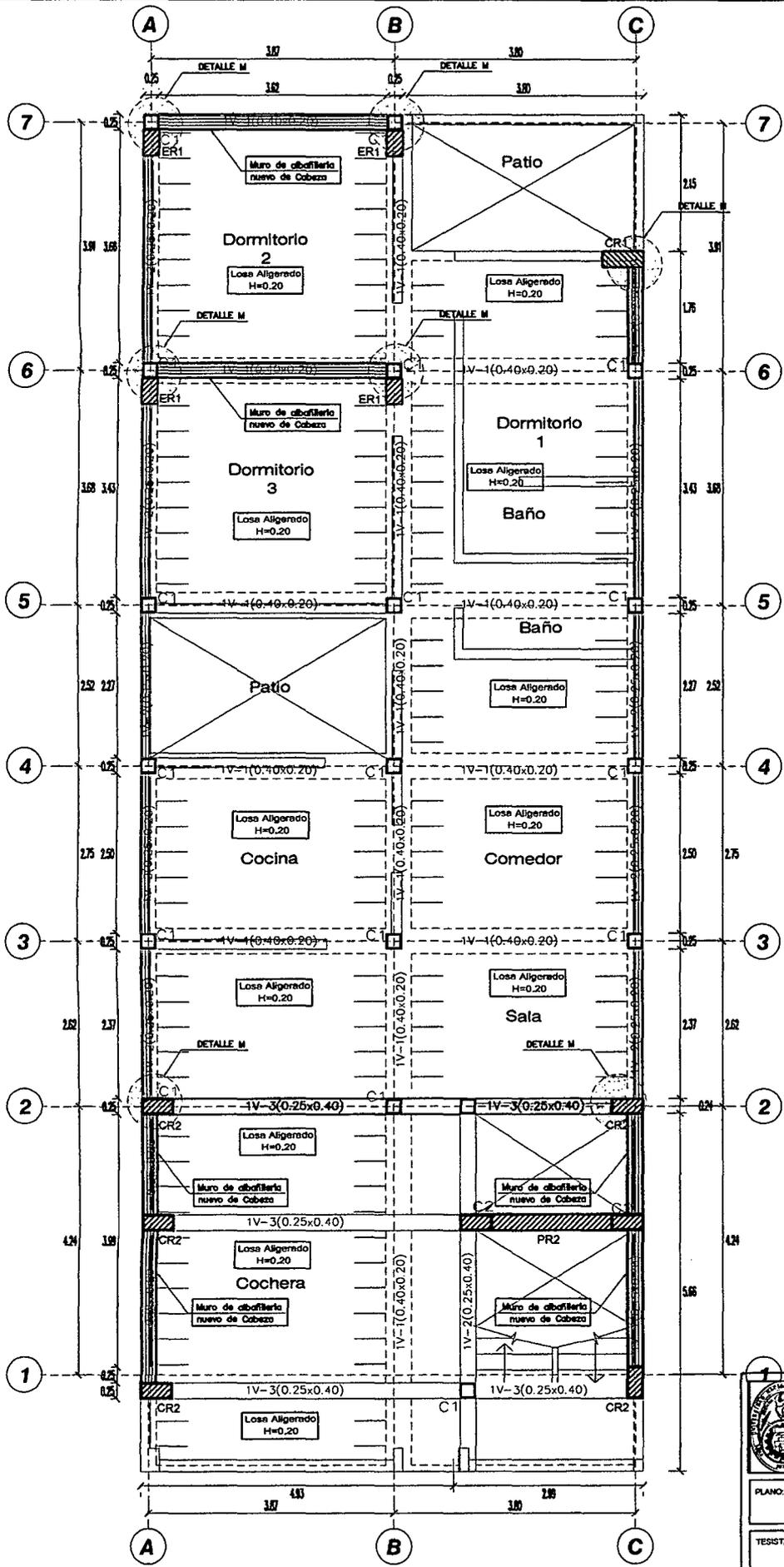
ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ -DÁVILA GONZALES

LAMINA:

E-07

ESCALA: 1/100

FECHA: MARZO 2014



LEYENDA	
	COLUMNA EXISTENTE
	MURO DE LADRILLO PROYECTADO
	MURO DE LADRILLO EXISTENTE
	MURO A DEMOLER
	PLACA O COLUMNA DE REFORZAMIENTO
	VIGAS PERALTADAS PROYECTADAS
	VIGAS CHATAS PROYECTADAS
	VIGUETAS
	ACERO
	VER DETALLE DE CORTE
	MURO TABIQUE EXISTENTE

ALIGERADO 2do-5to NIVEL (REFORZAMIENTO)
 2do-4to Nivel (S/C 200Kg/m²)
 5to Nivel (S/C 100Kg/m²)

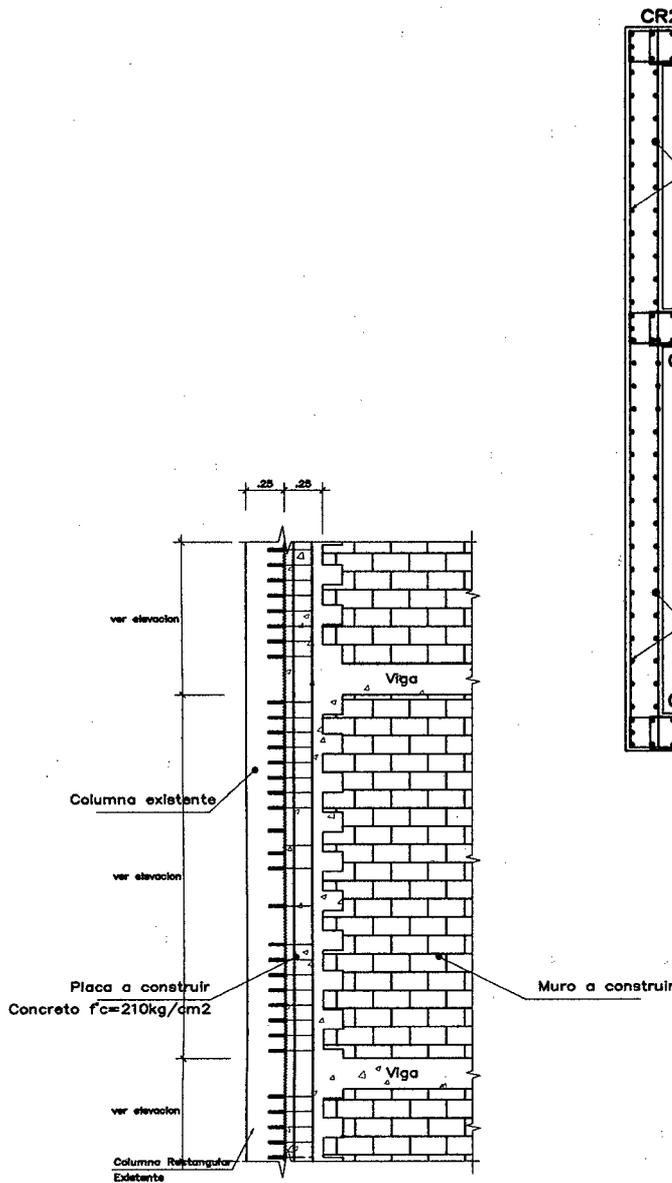
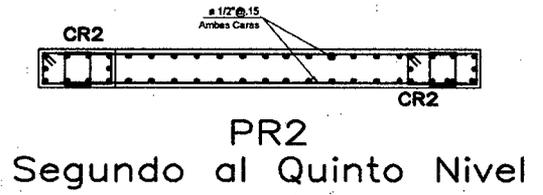
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

LAMINA:
E-08

PLANO: PLANTA 2do AL 5to NIVEL REFORZAMIENTO	ESCALA: 1/100
TESISTA: BACH. EDUAR EDISON PARIONA PONGO	FECHA: MARZO 2014
ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ-DÁVILA GONZALES	

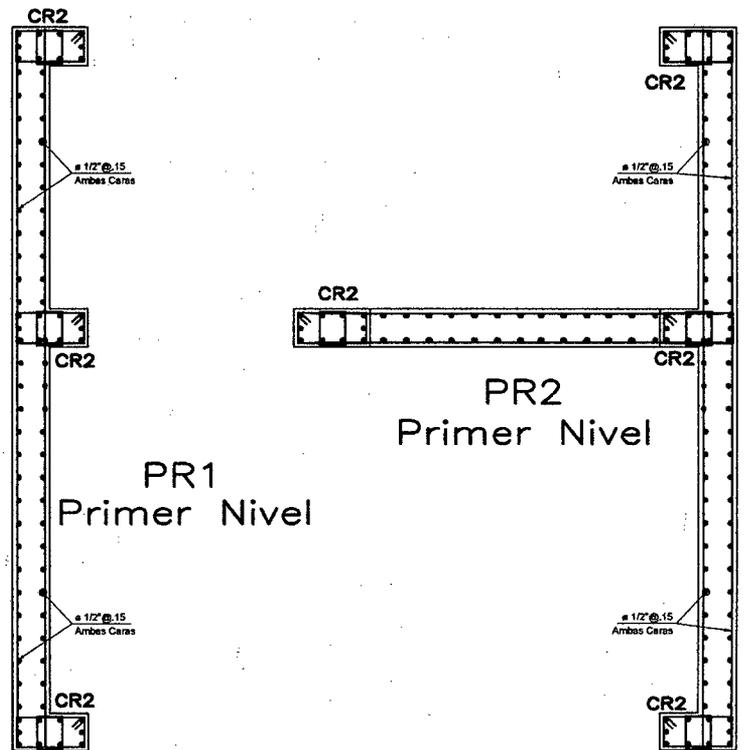
CUADRO DE COLUMNAS DE REFORZAMIENTO

PISO	TIPO	ER1	CR1	CR2
1° al 5° PISO		<p>10 x 25" 2 $\bar{\phi}$ 3/8": 1 @ .05, 7 @ 10, R @ 25 1 \square 3/8": 1 @ .05, 7 @ 10, R @ 25</p>	<p>16 x 25" 2 $\bar{\phi}$ 3/8": 1 @ .05, 7 @ 10, R @ 25 3 \square 3/8": 1 @ .05, 7 @ 10, R @ 25</p>	<p>16 x 25" 2 $\bar{\phi}$ 3/8": 1 @ .05, 7 @ 10, R @ 25</p>

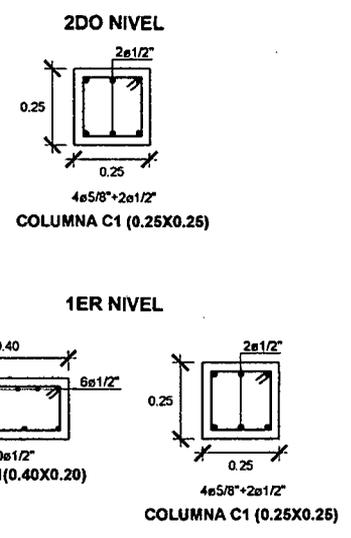
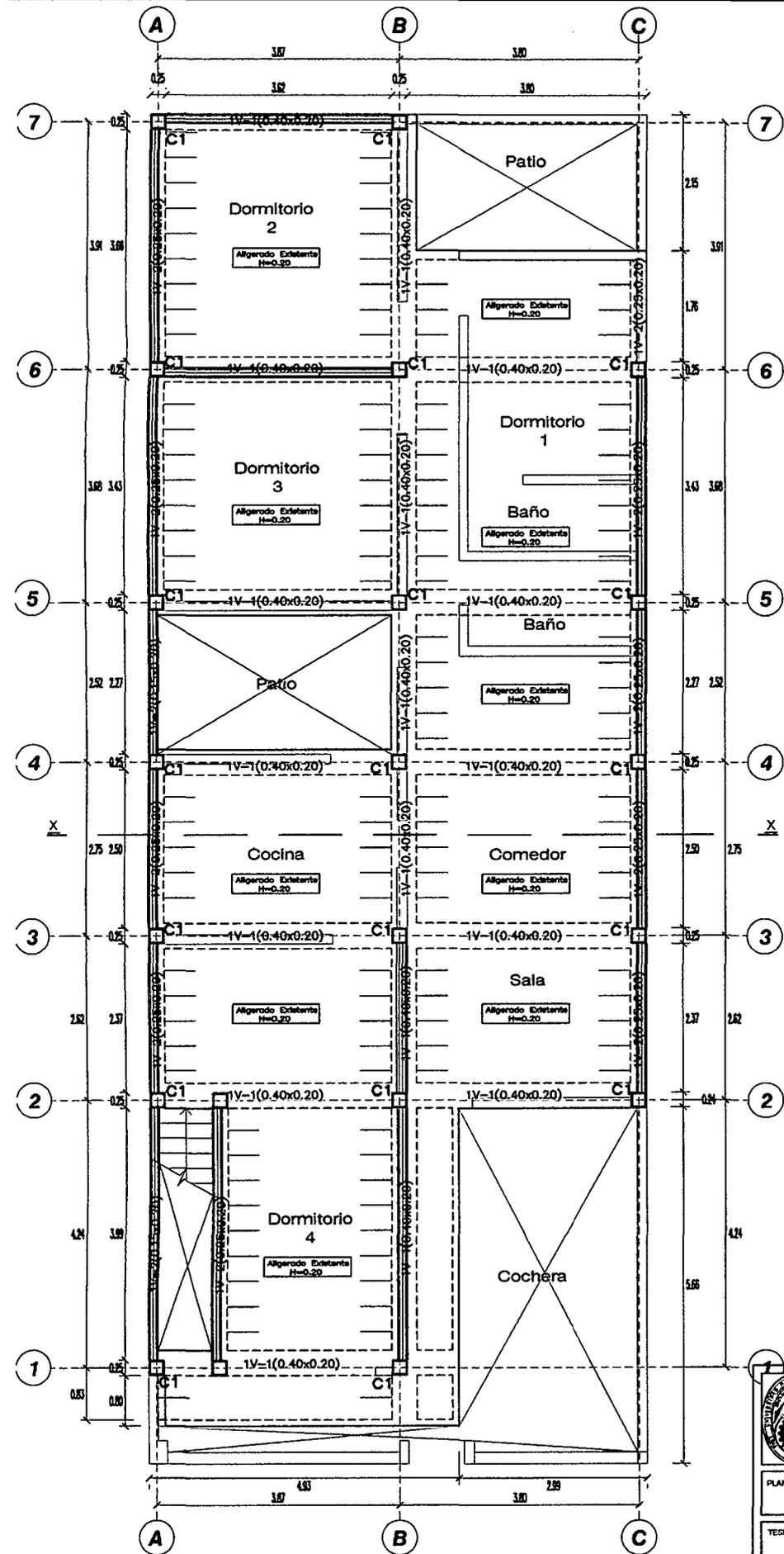


VISTA EN ELEVACION DETALLE M

ESC: S/E



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES	
	PLANO: CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS	LAMINA: E-09
	TESIS: BACH. EDUAR EDISON PARIONA PONGO	ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ-DÁVILA GONZALES
ESCALA: 1/100		FECHA: MARZO 2014



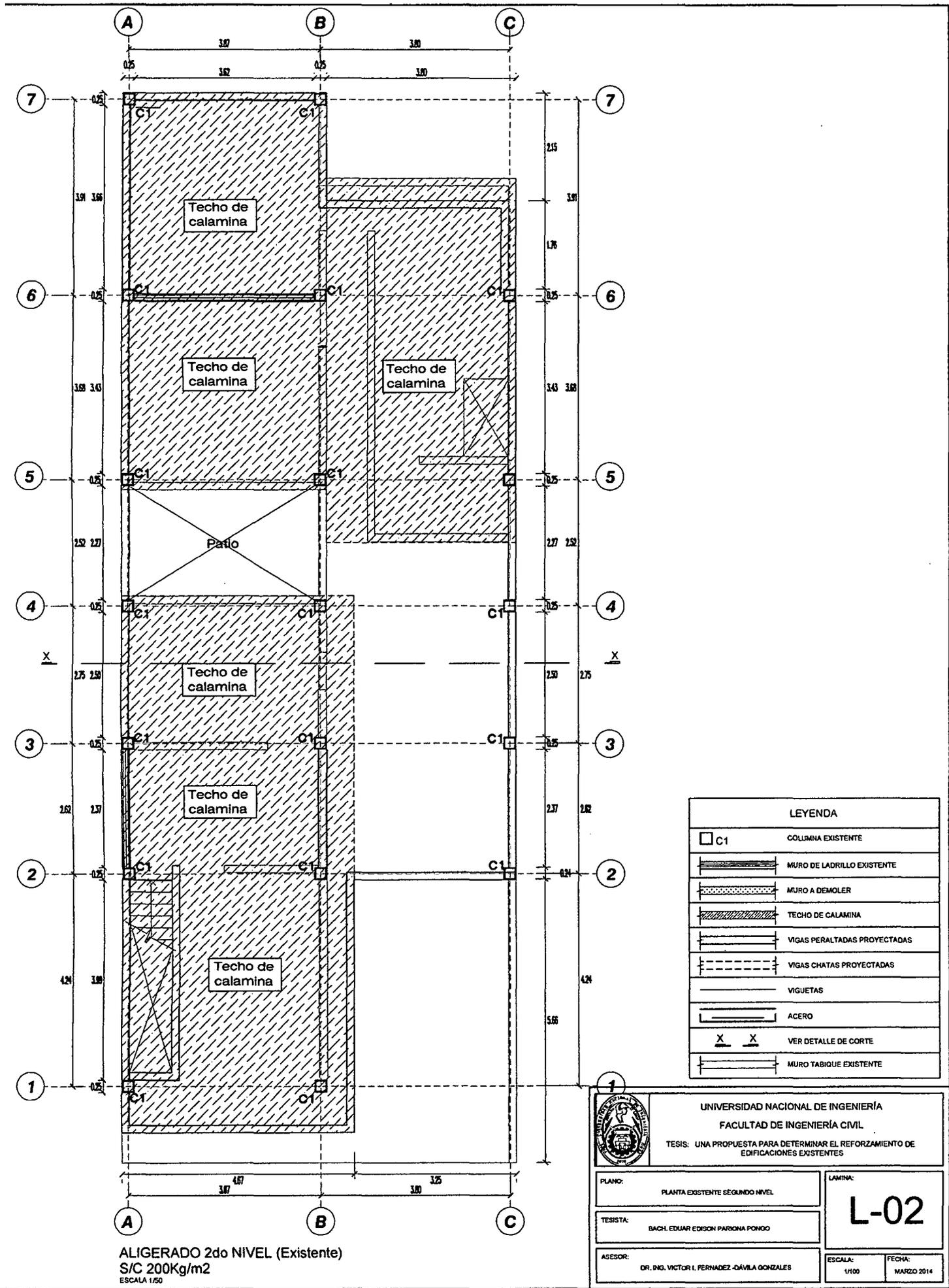
LEYENDA	
	COLUMNA EXISTENTE
	MURO DE LADRILLO EXISTENTE
	MURO A DEMOLER
	TECHO DE CALAMINA
	VIGAS PERALTADAS PROYECTADAS
	VIGAS CHATAS PROYECTADAS
	VIGUETAS
	ACERO
	VER DETALLE DE CORTE
	MURO TABIQUE EXISTENTE

ALIGERADO 1er NIVEL (Existente)
S/C 200Kg/m²
ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

PLANO: PLANTA EXISTENTE PRIMER NIVEL	LÁMINA: L-01
TESISTA: BACH. EDUAR EDISON PARRONA PONCO	
ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ -DÁVILA GONZALEZ	ESCALA: 1/100
	FECHA: MARZO 2014



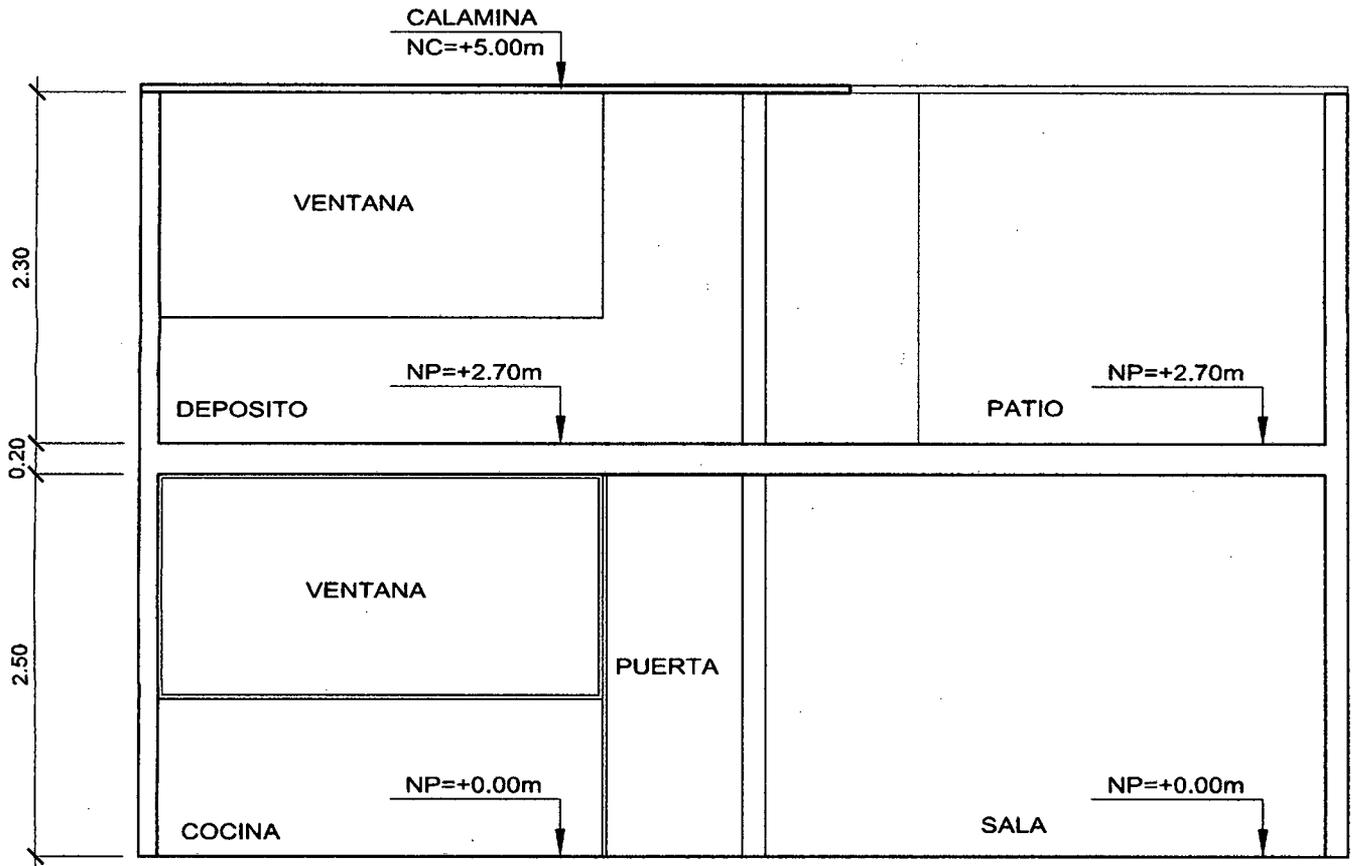
ALIGERADO 2do NIVEL (Existente)
S/C 200Kg/m²
ESCALA 1/50

LEYENDA	
	COLUJINA EXISTENTE
	MURO DE LADRILLO EXISTENTE
	MURO A DEMOLER
	TECHO DE CALAMINA
	VIGAS PERALTADAS PROYECTADAS
	VIGAS CHATAS PROYECTADAS
	VIGUETAS
	ACERO
	VER DETALLE DE CORTE
	MURO TABIQUE EXISTENTE

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

PLANO: PLANTA EXISTENTE SEGUNDO NIVEL
 TESISISTA: BACH. EDUAR EDISON PARIONA PONCO
 ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ-CAVILA GONZALES

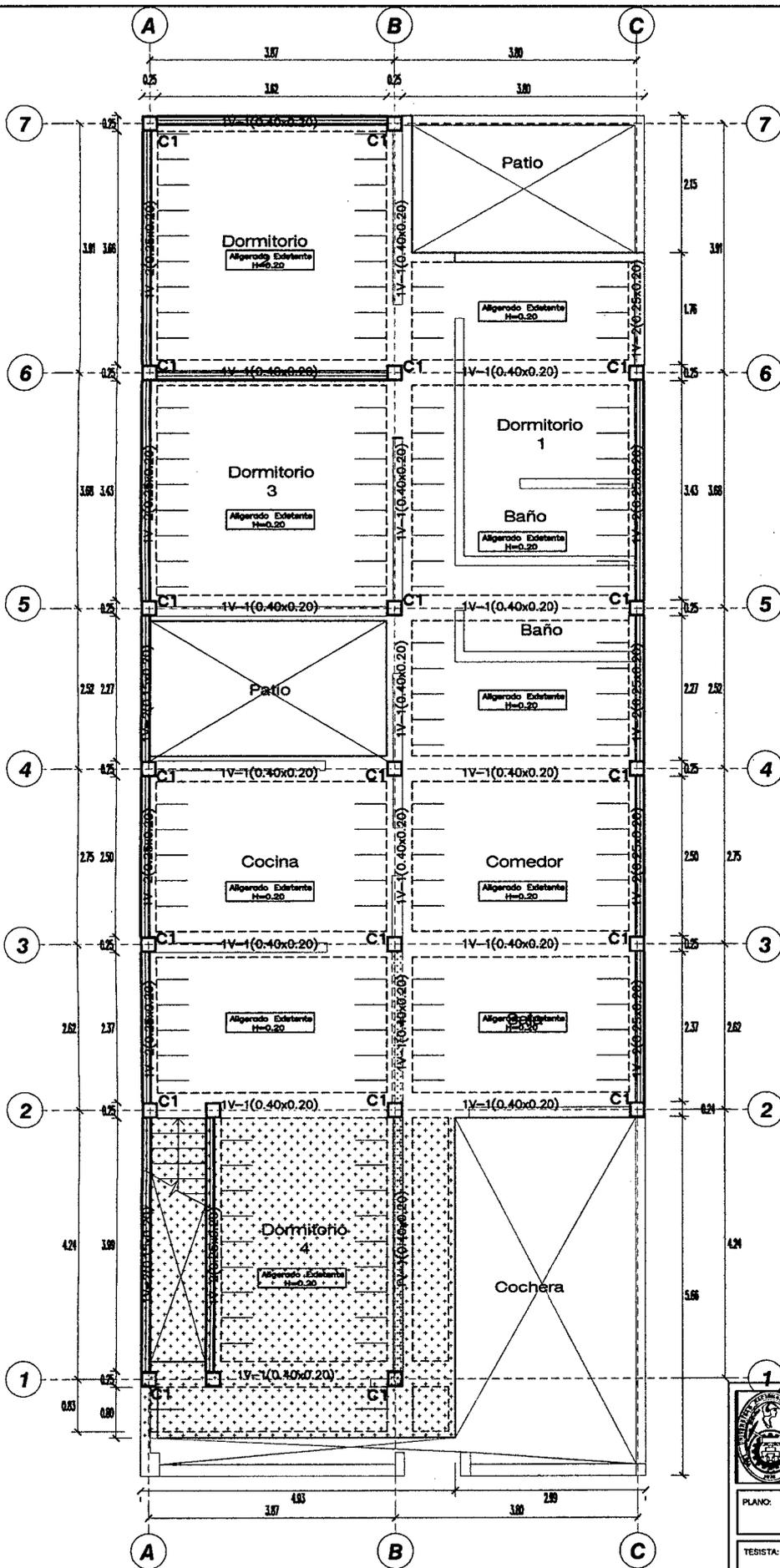
LAMINA:
L-02
 ESCALA: 1/100
 FECHA: MARZO 2014



CORTE A - A (Planta Existente)
 ESCALA 1/50

LEYENDA	
	COLUMNA EXISTENTE
	MURO DE LADRILLO EXISTENTE
	MURO A DEMOLER
	TECHO DE CALAMINA
	VIGAS PERALTADAS PROYECTADAS
	VIGAS CHATAS PROYECTADAS
	VIGUETAS
	ACERO
	VER DETALLE DE CORTE
	MURO TABIQUE EXISTENTE

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
	TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES	
PLANO: ELEVACIONES DE EDIFICACION EXISTENTE	LAMINA: L-03	
TESIS TA: BACH. EDUAR EDISON PARIONA PONDO	ESCALA: 1/100	
ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ-DÁVILA GONZALES	FECHA: MARZO 2014	



PLANTA DE DEMOLICIONES

LEYENDA	
	C1 COLUMNA EXISTENTE
	MURO DE LADRILLO EXISTENTE
	MURO A DEMOLER
	TECHO DE CALAMINA
	VIGAS PERALTADAS PROYECTADAS
	VIGAS CHATAS PROYECTADAS
	VIGUETAS
	ACERO
	VER DETALLE DE CORTE
	MURO TABIQUE EXISTENTE

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
	TESIS: UNA PROPUESTA PARA DETERMINAR EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES	
PLANO: PLANTA AREA DE DEMOLICION	LAMINA: <h1 style="font-size: 2em;">D-01</h1>	
TESISITA: BACH. EDUAR EDISON PARIANA PONGO		
ASESOR: DR. ING. VICTOR I. FERNANDEZ -DÁVILA GONZALES	ESCALA: 1/100	FECHA: MARZO 2014