



**UNIVERSIDAD NACIONAL
“SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO”**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“RIESGO SÍSMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD
DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

BACHILLER:

GOÑI BRITO, MIGUEL ANGEL

Asesor: ING. CARLOS HUGO OLAZA HENOSTROZA

Huaraz - Perú

2023





**UNIVERSIDAD NACIONAL
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



REGISTRO	
LIBRO	FOLIO
01	300

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 296

En la ciudad de Huaraz, al (a los) 29 día (s) del mes de

MAYO del DOS MIL VEINTITRES, siendo las 10:00 horas, se reunieron el

Jurado Evaluador integrado por:

PRESIDENTE : Mag. LUIS ALBERTO ITA ROBLES

PRIMER MIEMBRO : Ing. JORGE LUIS VARGAS GARCIA

SEGUNDO MIEMBRO : Mag. FERNANDO JAVIER DEPAZ HIDALGO

Para proceder al Acto de Sustentación para optar el Título Profesional de INGENIERO(A) CIVIL, bajo la modalidad de:

Tesis Trabajo de suficiencia profesional, del (de la) Bachiller

MIGUEL ANGEL GOÑI BRITO

(de la Tesis) - (del Trabajo de suficiencia profesional) titulada:

"RIESGO SISMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021".

desarrollada bajo el asesoramiento de:

ASESOR : Mag. CARLOS HUGO OLAZA HENOSTROZA

CO - ASESOR :

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil; se procedió a recepcionar la exposición del aspirante; luego de las interrogantes, objeciones y aclaraciones y su absolución, el Jurado Evaluador determinó la calificación de:

APROBADO

Siendo las 10:35 horas del mismo día, se dio por concluido el Acto de Sustentación, firmando la presente por triplicado, en señal de conformidad.

PRESIDENTE
Mag. LUIS ALBERTO ITA ROBLES

PRIMER MIEMBRO
Ing. JORGE LUIS VARGAS GARCIA

SEGUNDO MIEMBRO
Mag. FERNANDO JAVIER DEPAZ HIDALGO

ASESOR
Mag. CARLOS HUGO OLAZA HENOSTROZA

CO - ASESOR

SUSYENTANTE
MIGUEL ANGEL GOÑI BRITO



Anexo de la R.C.U N° 126 -2022 -UNASAM
ANEXO 1
INFORME DE SIMILITUD.

El que suscribe (asesor) del trabajo de investigación titulado:

Presentado por:

con DNI N°:

para optar el Título Profesional de:

Informo que el documento del trabajo anteriormente indicado ha sido sometido a revisión, mediante la plataforma de evaluación de similitud, conforme al Artículo 11 ° del presente reglamento y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de : de similitud.

Evaluación y acciones del reporte de similitud de los trabajos de los estudiantes/ tesis de pre grado (Art. 11, inc. 1).

Porcentaje		Evaluación y acciones	Seleccione donde corresponda <input checked="" type="radio"/>
Trabajos de estudiantes	Tesis de pregrado		
Del 1 al 30%	Del 1 al 25%	Esta dentro del rango aceptable de similitud y podrá pasar al siguiente paso según sea el caso.	
Del 31 al 50%	Del 26 al 50%	Se debe devolver al estudiante o egresado para las correcciones con las sugerencias que amerita y que se presente nuevamente el trabajo.	
Mayores a 51%	Mayores a 51%	El docente o asesor que es el responsable de la revisión del documento emite un informe y el autor recibe una observación en un primer momento y si persistiese el trabajo es invalidado.	

Por tanto, en mi condición de Asesor/ Jefe de Grados y Títulos de la EPG UNASAM/ Director o Editor responsable, firmo el presente informe en señal de conformidad y adjunto la primera hoja del reporte del software anti-plagio.

Huaraz,



FIRMA

Apellidos y Nombres:

DNI N°:

Se adjunta:

1. Reporte completo Generado por la plataforma de evaluación de similitud

NOMBRE DEL TRABAJO

**1.TESIS-MGB- SEÑOR DE LA SOLEDAD-C
ORREGIDO.docx**

RECUENTO DE PALABRAS

36291 Words

RECUENTO DE CARACTERES

181193 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

219 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

26.1MB

FECHA DE ENTREGA

May 16, 2023 6:12 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

May 16, 2023 6:17 AM GMT-5**● 20% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 18% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 12% Base de datos de trabajos entregados
- 6% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Coincidencia baja (menos de 8 palabras)
- Material citado

Dedicatoria:

*En primer lugar, a Dios, al Señor
de la Soledad y a mis
padres Demetrio y Alejandra,
por el gran apoyo a lo largo
de mi vida y más aún durante
mi etapa universitaria,
gracias a ellos aprendí a superar
los obstáculos que se me presentaron
a lo largo de mi vida.*

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi más sincero agradecimiento a mi asesor, el Ing. Carlos Hugo Olaza Henostroza, gracias al constante apoyo profesional y metodológico durante la elaboración de la presente investigación, cuyos conocimientos y consejos fueron fundamentales durante la realización de la presente tesis. Al padre Reynaldo Zavala Aguilar, por haberme permitido el ingreso a las diferentes áreas de la iglesia y recopilar la información necesaria y al Ing. Rubén Leyva por su apoyo en los ensayos de laboratorio para la evaluación de la iglesia Señor de la Soledad.

A sí mismo quiero agradecer a la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo en particular a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por el constante apoyo brindado durante mi formación profesional. Y finalmente agradecer a mis jurados por la paciencia brindado, a mis padres Demetrio y Alejandra, a mis hermanos, Thalía, Vicky y Yuder, por su constante comprensión, apoyo y motivación.

NDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	iii
NDICE GENERAL	iv
INDICE DE FIGURAS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiv
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT.....	xix
CAPITULO I	21
INTRODUCCIÓN.....	21
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	21
1.1.1. <i>Antecedentes.....</i>	<i>21</i>
1.1.2. <i>Formulación del problema</i>	<i>24</i>
1.1.3. <i>Formulación de problemas específicos</i>	<i>24</i>
1.1.4. <i>Justificación de la investigación.....</i>	<i>25</i>
1.1.5. <i>Limitaciones de la Investigación</i>	<i>25</i>
1.2 OBJETIVOS.....	26
1.2.1. <i>Objetivo General.....</i>	<i>26</i>
1.2.2. <i>Objetivos específicos.....</i>	<i>26</i>
1.3 HIPÓTESIS.....	27
1.3.1. <i>Hipótesis general:.....</i>	<i>27</i>
1.3.2. <i>Hipótesis específicas:.....</i>	<i>27</i>
1.4 VARIABLES.....	27
1.4.1. <i>Variables Independientes:</i>	<i>27</i>
1.4.2. <i>Variables Dependientes:.....</i>	<i>27</i>
1.4.3. <i>Operacionalización de Variables:</i>	<i>28</i>
CAPITULO II.....	29
MARCO TEÓRICO	29
2.1 SISMICIDAD.....	29

2.1.1.	<i>Sismicidad en el Perú</i>	29
2.1.2.	<i>Sismicidad en la ciudad de Huaraz</i>	30
2.2	RIESGO SÍSMICO (R)	30
2.3	VULNERABILIDAD SISMICA	31
2.1.3.	<i>Tipos de vulnerabilidad sísmica</i>	31
2.1.3.1.	Vulnerabilidad Estructural.....	32
2.1.3.2.	Vulnerabilidad No Estructural	32
2.1.3.3.	Vulnerabilidad Funcional	33
2.4	PELIGRO SISMICO SÍSMICO O AMENAZA SISMICA	33
2.5	MÉTODOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	34
2.5.1.	<i>Clasificación de acuerdo al tipo de resultados</i>	34
2.5.2.	<i>Clasificación de acuerdo a los datos, métodos y resultados</i>	36
2.5.3.	<i>Clasificación según Calvi et al (2006)</i>	37
2.6	COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES	38
2.6.1.	<i>Modelo de comportamiento no lineal del concreto</i>	38
2.6.2.	<i>Modelo de comportamiento no lineal del acero</i>	39
2.6.3.	<i>Modelo de comportamiento no lineal de los elementos</i> <i>estructurales</i> 40	
2.6.3.1.	Momento vs curvatura.....	40
2.6.3.2.	Modelo Inelástico en vigas y columnas	41
2.6.3.3.	Momento vs Curvatura de rotación Modelos inelásticos de componentes estructurales.....	42
2.7	DAÑOS SISMICO Y ESTADOS DE DAÑO	45
2.8	CURVAS DE FRAGILIDAD.....	47
2.8.1.	<i>Generación de las curvas de Fragilidad</i>	48
2.8.2.	<i>Curvas de Fragilidad Analíticos</i>	49
CAPITULO III.....		50
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		50
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	50
3.2	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	50
3.3	POBLACIÓN Y MUESTRA	50
3.4	PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	51
3.4.1.	<i>Levantamiento Topográfico de la edificación</i>	51

3.4.2.	<i>Dimensionamiento de la Edificación</i>	52
3.4.3.	<i>Estudio de Mecánica de suelos</i>	58
3.4.4.	<i>Estructuración de la edificación</i>	58
3.4.5.	<i>Cargas asignadas para el proceso de análisis</i>	61
3.4.6.	<i>Parámetros sísmicos</i>	64
3.4.7.	<i>Resistencia a compresión del concreto en las vigas y columnas de los bloques de la Nave y Torre de la iglesia</i>	65
3.5	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	73
3.6	PLAN METODOLÓGICO PARA EL PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN	74
CAPITULO IV		76
PROCESAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN		76
4.1	MODELO ESTRUCTURAL Y COMPORTAMIENTO SÍSMICO	76
4.1.1.	<i>Análisis estático lineal</i>	77
4.1.2.	<i>Análisis dinámico lineal</i>	78
4.1.2.1.	Periodos de Vibración	79
4.1.2.2.	Control de Distorsiones	81
4.1.3.	<i>Análisis estático no lineal "PUSHOVER"</i>	82
4.1.3.1.	Aplicación de las cargas horizontales incrementales	84
4.1.3.2.	Comportamiento no lineal de los materiales.....	85
4.1.3.3.	Comportamiento no lineal del elemento	88
4.1.3.4.	Creación de carga estáticas no lineales.....	94
4.1.3.5.	Asignación de rotulas plásticas	98
4.1.4.	<i>Capacidad Estructural</i>	100
4.1.5.	<i>Representación bilineal</i>	102
4.1.6.	<i>Obtención del punto de desempeño</i>	105
4.1.7.	<i>Proceso de obtención de la ductilidad estructural</i>	113
4.1.8.	<i>Desempeño sísmico de edificaciones</i>	116
4.1.8.1.	Niveles de desempeño	116
4.1.9.	<i>Generación de Curvas de fragilidad</i>	119
4.1.10.	<i>Generación de la curva de vulnerabilidad</i>	125
4.1.11.	<i>Cálculo del nivel de la vulnerabilidad sísmica</i>	130
4.1.12.	<i>Cálculo del nivel de peligro sísmico</i>	130

4.1.12.1. Sismicidad.....	132
4.1.12.2. Tipo de suelo	133
4.1.12.3. Topografía.....	133
4.1.13. Nivel de Riesgo sísmico.....	133
CAPITULO V	136
RESULTADOS	136
5.1 NIVEL DE VULNERABILIDAD SISMICA.....	136
5.1.1. Comportamiento sísmico de la iglesia del señor de la Soledad. 136	
5.1.1.1. Curva de Capacidad y respuesta Frente a un sismo Ocasional, raro y muy raro.	136
5.1.1.2. Derivas de entrepiso en la Nave y Torre de la Iglesia.	140
5.1.1.3. Evaluación de la junta sísmica entre la Torre y Nave de la Iglesia. 145	
5.1.1.4. El Nivel de desempeño acorde al SEAOC VISIÓN 2000	145
5.1.1.5. Curvas de fragilidad según Unión Europea.	148
5.1.1.6. Estado de daño de las Columnas.....	152
5.1.1.7. Estado de daño de las Vigas.....	156
5.1.1.8. Tipo de Falla Estructural.....	160
5.1.2. El Nivel de Vulnerabilidad Sísmica de la Iglesia Señor de la soledad. 164	
5.2 NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO	165
5.3 NIVEL DE RIESGO SÍSMICO	166
CONTRASTACIÓN DE PRUEBA HIPÓTESIS	169
CONCLUSIONES	170
RECOMENDACIONES.....	171
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	172

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Las cuatro zonas Sísmicas del Perú.	29
Figura 2 Mapa sismicidad de Huaraz	30
Figura 3 Elementos No estructurales	33
Figura 4 Aplicabilidad de las técnicas según Corsanegro y Petrini (1990).	35
Figura 5 Flujograma para el cálculo de las curvas de fragilidad.	38
Figura 6 Relación del Esfuerzo vs Deformación para el concreto.	39
Figura 7 Curvas Típicas varillas Grado 60.	39
Figura 8 Relación del Momento Vs curvatura.	40
Figura 9 Curva de Momento Vs Curvatura.	40
Figura 10 Diagrama Momento-Rotación.	41
Figura 11 Representación de daño en vigas.	41
Figura 12 Representación de daño equivalente.	42
Figura 13 Modelos inelásticos de los componentes estructurales.	43
Figura 14 Modelo de plasticidad por fibras.	43
Figura 15 Obtención del diagrama Momento-Rotación.	44
Figura 16 Idealización del diagrama Momento-Rotación.	44
Figura 17 Configuración estructural de los nudos rígidos y rótulas.	45
Figura 18 Estados de daño y niveles de desempeño estructural según la SEAOC, 1995.	46
Figura 19 Estados de Daño según Park, Ang, & Wen, (1987)	47
Figura 20. Modelo de Curvas de fragilidad en función del desplazamiento espectral.	47
Figura 21 Modelo de Curvas de fragilidad en función de aceleración pico del terreno	48
Figura 22 Proceso para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica	49
Figura 23 Vista 3D de la Iglesia Señor de la Soledad	54
Figura 24 Vista Frontal de la Iglesia Señor de la Soledad.	54
Figura 25 Vista en Planta del bloque de la Nave de la Iglesia Señor de la Soledad	55
Figura 26 Vista en elevación corte 1-1 de la Iglesia Señor de la Soledad.	55
Figura 27 Vista en planta del nivel 1 en el bloque de las Torres de la Iglesia.	56

Figura 28	<i>Vista en planta del nivel 5 en el bloque de las Torres de la Iglesia.</i>	56
Figura 29	<i>Vista en planta del nivel 8 en el bloque de las Torres de la Iglesia.</i>	56
Figura 30	<i>Vista en Elevación del corte 1-1 en el bloque de las Torres de la Iglesia.</i>	57
Figura 31	<i>Vista en Elevación del corte A-A en el bloque de las Torres de la Iglesia.</i>	57
Figura 32	<i>Estructuración en el bloque de la Nave de la Iglesia del Señor de la Soledad.</i>	59
Figura 33	<i>Detalle del tijeral en la cobertura de la Nave de la Iglesia.</i>	60
Figura 34	<i>Vista estructural en 3D de la Nave y Torre, separados por una junta cada bloque.</i>	60
Figura 35	<i>Estructuración en el bloque de las Torres de la Iglesia.</i>	61
Figura 36	<i>Flujograma de procedimiento (Parte I) para determinar el nivel de Riesgo Sísmico de la Iglesia del Señor de la Soledad</i>	74
Figura 37	<i>Flujograma de procedimiento (Parte II) para determinar el nivel de Riesgo Sísmico de la Iglesia del Señor de la Soledad</i>	75
Figura 38	<i>Modelo estructural tridimensional del Bloque de la nave, en el Software Etabs V.20.0.3.</i>	76
Figura 39	<i>Modelo estructural tridimensional del Bloque de las Torres, en el Software Etabs V.20.0.3.</i>	77
Figura 40	<i>Definición de los Patrones de carga en los Modelos estructurales.</i>	77
Figura 41	<i>Peso del Bloque de las Torres.</i>	78
Figura 42	<i>Peso del Bloque de la Nave.</i>	78
Figura 43	<i>Espectro de Pseudo-Aceleraciones X-Y.</i>	79
Figura 44	<i>Representación de la secuencia usado durante un análisis Pushover.</i>	83
Figura 45	<i>Patrón de fuerza lateral.</i>	84
Figura 46	<i>Aceleración a ser excitada hasta el colapso (Pushover), en la dirección evaluada.</i>	84
Figura 47	<i>Entrada de datos para el concreto sin confinar</i>	86
Figura 48	<i>Curva de Desplazamiento Vs Esfuerzo para el concreto sin confinar.</i>	86
Figura 49	<i>Configuración de características no lineales del acero.</i>	87
Figura 50	<i>Representación gráfica del Esfuerzo vs Deformación del acero de refuerzo.</i>	88

Figura 51 <i>Modelo modificado Kent y Park para la curva de esfuerzo deformación del concreto confinado</i>	89
Figura 52 <i>Columna cuadrada C2 de 62x 64 en el Bloque de las Torres de la Iglesia.</i>	90
Figura 53 <i>Curva de capacidad de la columna rectangular C1 62x124 en el bloque de las Torres de la Iglesia.</i>	91
Figura 54 <i>Columna rectangular C1 27x27 en el bloque de la Nave de la Iglesia.</i> ..	92
Figura 55 <i>Curva de capacidad de la columna rectangular C3 50x27 en el bloque de la Nave de la Iglesia.</i>	92
Figura 56 <i>Columna rectangular C3 50x27 en el bloque de la Nave de la Iglesia.</i> ..	93
Figura 57 <i>Creación de la carga gravitacional (CGNL).</i>	94
Figura 58 <i>Derivas para diversos estados de daño - Deriva de colapso para el bloque la Nave de 33/1000 y para el bloque de la Torre 25/1000, para un Pre código.</i>	96
Figura 59 <i>Configuración del Análisis estático no lineal, dirección “X-X”</i>	97
Figura 60 <i>Ingreso de datos para el análisis estático no lineal, dirección “Y-Y”</i>	97
Figura 61 <i>Definición de las rótulas plásticas Tipo fibra para vigas y columnas</i>	98
Figura 62 <i>Selección de propiedades para la rótula plástica.</i>	98
Figura 63 <i>Visualización de las rótulas tipo fibra asignadas en la Torre de la Iglesia</i>	99
Figura 64 <i>Visualización de la plasticidad tipo fibra en la columna seleccionada.</i> ...	99
Figura 65	100
Figura 66 <i>Curva de capacidad para el análisis Pushover</i>	101
Figura 67 <i>Curva de capacidad en dirección X-X y Y-Y del bloque de la Torre Iglesia.</i>	101
Figura 68 <i>Curva de capacidad en dirección X-X y Y-Y, del bloque de la Nave de la Iglesia</i>	102
Figura 69 <i>Curva de capacidad y la recta bilineal en dirección XX, para el bloque de las Torres.</i>	103
Figura 70 <i>Curva de capacidad y la recta bilineal en dirección Y-Y, para el bloque de las Torres.</i>	103
Figura 71 <i>Curva de capacidad y la recta bilineal en dirección X-X, para el bloque de la Nave.</i>	104
Figura 72 <i>Curva de capacidad y la recta bilineal en dirección Y-Y, para el bloque de la Nave.</i>	104

Figura 73	<i>Curva del espectro de respuesta ante un sismo raro.</i>	105
Figura 74	<i>Sectorización de la curva de capacidad acorde al SEAOC VISION 2000</i>	119
Figura 75	<i>Table 1.4. Damage Grading and Loss Indices</i>	121
Figura 76	<i>Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección XX, En la nave.</i>	124
Figura 77	<i>Índice de daño esperado en la dirección X-X, bloque de la Nave de la Iglesia.</i>	127
Figura 78	<i>Índice de daño esperado en la dirección Y-Y, bloque de la Nave de la Iglesia.</i>	127
Figura 79	<i>Índice de daño esperado en la dirección X-X, Bloque de la Torre de la Iglesia.</i>	129
Figura 80	<i>Índice de daño esperado en la dirección Y-Y, Bloque de la Torre de la Iglesia.</i>	129
Figura 81	<i>Curva de capacidad y desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro X-X.</i>	137
Figura 82	<i>Curva de capacidad y desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro Y-Y.</i>	137
Figura 83	<i>Curva de capacidad y desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro X-X.</i>	139
Figura 84	<i>Curva de capacidad y desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro Y-Y.</i>	139
Figura 85	<i>Deriva para sismo raro, muy raro, ultimo y límite de deriva acorde a la norma E030 y HAZUS en el bloque de la Nave de la Iglesia, X-X.</i>	141
Figura 86		142
Figura 87	<i>Deriva para sismo raro, muy raro, ultimo y límite de deriva acorde a la norma E030 y HAZUS en el bloque de las Torres de la Iglesia, X-X.</i>	143
Figura 88	<i>Deriva para sismo raro, muy raro, ultimo y límite de deriva acorde a la norma E030 y HAZUS en el bloque de las Torres de la Iglesia, Y-Y.</i>	144
Figura 89	<i>Desempeño del bloque de la Nave en la dirección X-X según SEAOC.</i>	146
Figura 90	<i>Desempeño del bloque de la Nave en la dirección Y-Y según SEAOC.</i>	146
Figura 91	<i>Desempeño del bloque de las Torres, en la dirección X-X, según SEAOC.</i>	147

Figura 92 <i>Desempeño del bloque de las Torres, en la dirección Y-Y, según SEAOC.</i>	147
Figura 93 <i>Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección X-X, En la nave.</i>	149
Figura 94 <i>Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección Y-Y, En la nave.</i>	149
Figura 95 <i>Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección X-X, En la Torre.....</i>	150
Figura 96 <i>Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección Y-Y, En la Torre.....</i>	151
Figura 97 <i>Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo ocasional X-X, Bloque Nave</i>	152
Figura 98 <i>Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro X-X, Bloque Nave.....</i>	153
Figura 99 <i>Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo ocasional Y-Y, Bloque Nave.</i>	153
Figura 100 <i>Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro Y-Y, Bloque Nave.....</i>	154
Figura 101 <i>Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Ocasional X-X, Bloque Torre.</i>	154
Figura 102 <i>Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro X-X, Bloque Torre.....</i>	155
Figura 103 <i>Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Ocasional Y-Y, Bloque Torre.</i>	155
Figura 104 <i>Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro Y-Y, Bloque Torre.....</i>	156
Figura 105 <i>Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Ocasional X-X, Bloque Nave.</i>	156
Figura 106 <i>Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Raro X-X, Bloque Nave.</i>	157
Figura 107 <i>Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo ocasional Y-Y, Bloque Nave.</i>	158
Figura 108 <i>Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro Y-Y, Bloque Nave.....</i>	158

Figura 109 <i>Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Ocasional X-X, Bloque Torres.</i>	159
Figura 110 <i>Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro X-X, Bloque Torres.</i>	159
Figura 111 <i>Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo ocasional Y-Y, Bloque Torres.</i>	160
Figura 112 <i>Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro Y-Y, Bloque Torres.</i>	160
Figura 113 <i>Mecanismo de Falla del edificio – Sismo Raro X-X.</i>	161
Figura 114 <i>Mecanismo de Falla del edificio – Sismo Raro en Y-Y.</i>	161
Figura 115 <i>Mecanismo de Falla del edificio – Sismo Raro X-X.</i>	162
Figura 116 <i>Mecanismo de Falla del edificio – Sismo Raro Y-Y.</i>	163

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Operacionalización de variables.	28
Tabla 2 Carga permanente de la tabiquería en cabeza (ladrillo Solido).	62
Tabla 3 Clasificación según el nivel de inspección y el número de lotes evaluadas.	65
Tabla 4 Tabla Maestra - Plan Simple - Inspección Normal.	66
Tabla 5 Registros del ensayo de esclerometría en columnas en el bloque de la Nave.	67
Tabla 6 Parámetros de Muestreo simple en el bloque de las Torres de la Iglesia. 68	
Tabla 7 Registros del Ensayo de Esclerometría en Columnas del Bloque de la Torre.	68
Tabla 8 Parámetros de Muestreo simple en el bloque de la Nave de la Iglesia.....	69
Tabla 9 Registros del ensayo de esclerometría en las vigas del bloque de la nave.	69
Tabla 10 Parámetros de Muestreo simple en el bloque de las Torre de la Iglesia..	70
Tabla 11 Lecturas del ensayo de esclerometría en las vigas en el bloque de la Torre de la iglesia.	71
Tabla 12 Ensayos de esclerometría y diamantina en el bloque de Nave.....	72
Tabla 13 Ensayos de esclerometría y diamantina en el bloque de las Torres.	72
Tabla 14 Masa participativa y periodo en la estructura del bloque de la Nave de la iglesia en la dirección X-Y.	79
Tabla 15 Masa participativa y periodo en la estructura del bloque de las Torres en la dirección X-Y.	80
Tabla 16 Derivas inelásticas en la estructura, bloque Nave, en el sentido X-Y.	82
Tabla 17 Derivas inelásticas en la estructura, Bloque de la Torre en el sentido X-Y.	82
Tabla 19 Factores de modificación C_0	107
Tabla 20 Definición de los perfiles de suelo.....	108
Tabla 21 Tipos de suelos según el ASCE/SEI 7-16.....	108
Tabla 22 Valor del factor modificado C_m^*	109
Tabla 23 Puntos de desempeño ante un nivel de movimiento sísmico en el bloque de la Nave de la Iglesia ("X-X").	110

Tabla 24	Puntos de desempeño ante un nivel de movimiento sísmico en el bloque de Nave de la Iglesia (“Y-Y”).	110
Tabla 25	Puntos de desempeño ante un nivel de movimiento sísmico en la Torre de la Iglesia (“X-X”).	111
Tabla 26	Puntos de desempeño ante un nivel de movimiento sísmico en la Torre de la Iglesia (“Y-Y”).	112
Tabla 27	Parámetros extraídas del software	113
Tabla 28	Ductilidad estructural en el bloque de la nave en dirección “X-X”	114
Tabla 29	Ductilidad estructural en el bloque de la nave en dirección “Y-Y”	114
Tabla 30	Ductilidad estructural en el bloque de la Torre en dirección “X-X”	115
Tabla 31	Ductilidad estructural en el bloque de la Torre en dirección “Y-Y”.	115
Tabla 32	Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995).	117
Tabla 33	Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995).	117
Tabla 34	Parámetros de los daños para generar las curvas de fragilidad en dirección” X-X”, en el bloque de la Nave.	122
Tabla 35	Puntos de las curvas de fragilidad en dirección” X-X” en el bloque de la Nave.	122
Tabla 36	Puntos de las curvas de fragilidad en dirección” X-X” en el bloque de la Nave.	123
Tabla 37	Probabilidad de daño en la dirección XX, bloque Nave de la Iglesia.	124
Tabla 38	Índice de Daño en el Bloque de la Nave de la Iglesia Señor de la Soledad.	126
Tabla 39	Índice de Daño en el Bloque de las Torres de la Iglesia Señor de la Soledad.	128
Tabla 40	Niveles de la Vulnerabilidad Sísmica.	130
Tabla 41	Valores de las Variables para Cuantificar el Peligro Sísmico.	131
Tabla 42	Calificación de los parámetros del peligro sísmico y el nivel del peligro sísmico.	131
Tabla 43	Calificación del Peligro Sísmico.	132
Tabla 44	Calificación de Zonas Sísmicas.	132
Tabla 45	Clasificación del Riesgo sísmico mediante un valor numérico.	134
Tabla 46	Clasificación del nivel de Riesgo Sísmico.	134
Tabla 47	Respuesta del bloque de la Nave frente a sismo ocasional, raro y muy raro en X-X.	138

Tabla 48	Respuesta del bloque de la Nave frente a sismo ocasional, raro y muy raro en Y-Y.	138
Tabla 49	Respuesta del bloque de las Torres de la iglesia frente a sismo ocasional, raro y muy raro en X-X.	140
Tabla 50	Respuesta del bloque de las Torres de la iglesia frente a sismo ocasional, raro y muy raro en Y-Y.	140
Tabla 51	Clasificación de Nivel de Vulnerabilidad.	164
Tabla 52	Nivel de vulnerabilidad sísmica de la Iglesia del Señor de la soledad. ..	164
Tabla 53	Nivel de Peligro sísmico de la Iglesia del Señor de la soledad.	165
Tabla 54	Calificación del Peligro Sísmico en la iglesia Señor de la Soledad.	165
Tabla 55	Calificación del Riesgo Sísmico en la iglesia Señor de la Soledad.	166
Tabla 56	El Nivel de Riesgo sísmico de la iglesia del Señor de la soledad.	167



RESUMEN

La presente investigación tiene por título “RIESGO SÍSMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021”, Tiene como objetivo determinar el nivel de riesgo sísmico estructural, bajo la condición de edificaciones antiguas o existentes, para evaluar dicha investigación se planteó una metodología que estima el daño estructural ante un acontecimiento sísmico raro exigido por la Norma E.030.

La metodología de evaluación plateada para obtener el nivel de riesgo sísmico consistió en: La evaluación del nivel de vulnerabilidad sísmica y la evaluación del Nivel de Peligro sísmico.

El plan procesamiento de la información consistió en evaluar el Nivel de Vulnerabilidad sísmica, bajo los lineamientos de los manuales técnicos HAZUS®MH MR4 y “RISK-UE WP4 VULNERABILITY OF CURRENT BUILDINGS”, así generando las curvas de vulnerabilidad sísmica a partir de las curvas de fragilidad analíticas basadas en un enfoque probabilístico determinista, las cuales buscaron considerar la aleatoriedad de la demanda sísmica ante un sismo raro, propuesta por la Norma peruana E.030 “Diseño Sismorresistente”, cabe resaltar la importancia de la estructuración y la calidad de los materiales usados, las cuales influyen significativamente en la respuesta sísmica de las edificaciones. Para analizar de acuerdo a lo expuesto, in situ pudo observarse que la iglesia Señor de la soledad está construida en dos bloques independientes la Nave (parte trasera de la iglesia) y las Torres (parte delantera de la Iglesia), se generó 2 modelos estructurales, el bloque de las torres y el bloque de la nave de la iglesia, los cuales mediante un análisis estático no lineal o “Pushover”, evaluadas mediante patrones de cargas laterales inducidos gracias a la excitación de una aceleración lateral además de configurarse una plasticidad distribuida tipo fibras en los elementos estructurales (vigas y columnas), posteriormente la generación de curvas de capacidad en la dirección X-X y Y-Y y finalmente la obtención del punto de desempeño acorde a los lineamientos planteados por ASCE 41-17.

La evaluación del nivel de peligro sísmico se realizó mediante el tipo de sismicidad, suelo y topografía para luego clasificarlos y asignarle un nivel de peligro mediante el método planteado en la Tesis Doctoral del Ing. Miguel Mosqueira Moreno.

Los resultados obtenidos acorde los lineamientos del comité VISIÓN 2000 (SEAOC) Y HAZUS®MH ,frente a un sismo raro en el bloque de la Nave ,en las direcciones X-X y Y-Y resulta estar en colapso parcial o total mientras que en el bloque de las Torres resulta ser operativo o Funcional en ambas direcciones, acorde los lineamientos de la Unión Europea (RISK-WP04-VULNERABILITY) se generaron las curvas de fragilidad en el bloque de la Nave en las direcciones X-X y Y-Y , resultando dentro de un daño Completo mientras que en el bloque de las Torres nos encontramos en un nivel de daño moderado, finalmente se obtuvo el índice de daño (ID) o curva de vulnerabilidad sísmica a través de un procesamiento estadístico , estos resultados representan la vulnerabilidad sísmica estructural de las edificaciones, finalmente se le asigna un nivel de vulnerabilidad sísmica mediante el método planteado en la Tesis Doctoral del Ing. Miguel Mosqueira Moreno , resultando en el bloque de la Nave un nivel de vulnerabilidad Alto y el bloque de las Torres un nivel de vulnerabilidad Media , el nivel de Peligro sísmico bajo los parámetros indicados resultó en un Nivel medio en ambos bloques ,finalmente el nivel de riesgo sísmico se obtuvo en función del 50% del nivel de peligro sísmico más el 50% del nivel de vulnerabilidad estructural del bloque evaluado , resultando para el bloque de la Nave las direcciones X-X y Y-Y un nivel de riesgo sísmico alto mientras que en el bloque de las Torres tenemos un riesgo sísmico Medio frente a un sismo raro o de diseño, llegando a sufrir daños moderados ante las solicitaciones de sismos raros, de este modo se estaría cumpliendo con la filosofía de diseño de la norma E.030 en el bloque de la Torre además es preciso señalar que el boque de la Nave bajo las condiciones evaluadas no estaría cumpliendo bajo las solicitaciones de un sismo raro pues este se encontraría en colapso parcial o total.

Palabras Clave: Peligro sísmico, Vulnerabilidad sísmica, Riesgo sísmico curvas de fragilidad, Curva de Vulnerabilidad sísmica, estados de daño.

ABSTRACT

The present investigation is entitled "SEISMIC RISK IN THE CHURCH OF SEÑOR DE LA SOLEDAD IN THE CITY OF HUARAZ, 2021", Its objective is to determine the level of structural seismic risk, under the condition of old or existing buildings, to evaluate said investigation. A methodology was proposed that estimates the structural damage in the event of a rare seismic event required by Standard E.030.

The silver evaluation methodology to obtain the level of seismic risk consisted of: The evaluation of the level of seismic vulnerability and the evaluation of the Seismic Danger Level.

The information processing plan consisted of evaluating the Seismic Vulnerability Level, under the guidelines of the technical manuals HAZUS®MH MR4 and "RISK-UE WP4 VULNERABILITY OF CURRENT BUILDINGS", thus generating the seismic vulnerability curves from the curves of analytical fragility based on a deterministic probabilistic approach, which sought to consider the randomness of the seismic demand in the event of a rare earthquake, proposed by the Peruvian Standard E.030 "Earthquake Resistant Design", it is worth highlighting the importance of the structuring and quality of the materials used, which significantly influence the seismic response of buildings. To analyze according to the above, in situ it could be observed that the Señor de la Soledad church is built in two independent blocks, the Nave (rear part of the church) and the Towers (front part of the Church), 2 structural models were generated, the block of the towers and the block of the nave of the church, which through a non-linear static analysis or "Pushover", evaluated by patterns of lateral loads induced thanks to the excitation of a lateral acceleration in addition to configuring a distributed plasticity type fibers in the structural elements (beams and columns), later the generation of capacity curves in the X-X and Y-Y direction and finally obtaining the performance point according to the guidelines set forth by ASCE 41-17.

The evaluation of the level of seismic danger was carried out through the type of seismicity, soil and topography to later classify them and assign a level of danger using the method proposed in the Doctoral Thesis of Eng. Miguel Mosqueira Moreno.

The results obtained according to the guidelines of the VISION 2000 (SEAOC) and HAZUS®MH committee, in the face of a rare earthquake in the Nave block, in the X-X and Y-Y directions, turns out to be in partial or total collapse while in the block of

the Towers turns out to be operational or Functional in both directions, according to the guidelines of the European Union (RISK-WP04-VULNERABILITY) the fragility curves were generated in the block of the Ship in the X-X and Y-Y directions, resulting in Complete damage while that in the Torres block we are at a moderate level of damage, finally the damage index (ID) or seismic vulnerability curve was obtained through statistical processing, these results represent the structural seismic vulnerability of the buildings, finally It is assigned a level of seismic vulnerability by means of the method proposed in the Doctoral Thesis of Eng. Miguel Mosqueira Moreno, resulting in the block of the Nave a level of High vulnerability and the block of the Towers a level of Medium vulnerability, the level of Seismic hazard under the indicated parameters resulted in a medium level in both blocks, finally the seismic risk level was obtained based on 50% of the seismic hazard level plus 50% of the structural vulnerability level of the evaluated block, resulting for the block of the Nave, the X-X and Y-Y directions show a high level of seismic risk, while in the Torres block we have a Medium seismic risk in the face of a rare or design earthquake, suffering moderate damage from the solicitations of rare earthquakes, of this In this way, the design philosophy of the E.030 standard would be complied with in the Tower block. In addition, it is necessary to point out that the block of the Ship under the evaluated conditions would not be complying with the requests of a rare earthquake, since it would be in partial or total collapse.

The evaluation of the seismic Danger Level was carried out by evaluating the type of seismicity, soil and topography to later classify them and assign a danger level using the methodology proposed by Eng. Miguel Mosqueira Moreno in his Doctoral Thesis.

Keywords: seismic risk, seismic vulnerability, fragility curves, seismic vulnerability curve, damage states.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1. Antecedentes

Orrillo (2017), elaboró un estudio titulado: “Riesgo Sísmico del edificio "2J" de la Universidad Nacional de Cajamarca” tiene por finalidad “Evaluar y determinar el Nivel de Riesgo Sísmico del Edificio ‘2J’ de la Universidad Nacional de Cajamarca”, para ello este estudio empleo una metodología de tipo descriptiva el tipo de análisis fue cuantitativo y cualitativo, mediante la recolección de datos por ficha de registro de instrumento. Se concluye en que se determinó que el grado de vulnerabilidad del edificio 2J es alto, ya que tiene un comportamiento sísmico inadecuado, el estado actual de la edificación es bueno y el análisis de inestabilidad de tabiques indica que solo algunos son estables ante cargas sísmicas. Al ser el grado de vulnerabilidad alto, la estructura sufrirá daños considerables ante un evento sísmico severo.

Gonzales (2017), elaboró un estudio titulado: “Vulnerabilidad sísmica del edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca” tiene por finalidad “Determinar el grado de Vulnerabilidad Sísmica del edificio “1I” de la Universidad Nacional de Cajamarca.”, para ello este estudio empleo una metodología de tipo descriptiva el tipo de análisis fue cuantitativo y cualitativo, mediante la recolección de datos por ficha de registro de instrumento (Planos). Se concluye con la determinación del grado de vulnerabilidad del edificio 1I es alto, tal que el comportamiento ante sollicitaciones sísmicas es inadecuado, el estado actual de la edificación es bueno y el análisis de inestabilidad de tabiques indica que solo algunos son estables ante cargas sísmicas. Al ser el grado de vulnerabilidad alto, la estructura sufrirá daños considerables ante un evento sísmico severo.

Flores (2018), elaboró un estudio titulado: “Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruíz manzana 32 lote 10 – 10a – 1a, distrito de Chimbote – 2018” su finalidad es determinar el desempeño de un edificio de concreto armado de 7 niveles con azotea. Teniendo en cuenta la norma de diseño sismorresistente (E-0.30), se pudo realizar el análisis sísmico, en el cual se pusieron en práctica los procesos establecidos por las normas ATC – 40 y el FEMA – 440, basándose en la disminución del espectro de aceleraciones hasta lograr interceptar la curva de capacidad, de donde se llegó a obtener el espectro de capacidad por medio de la aplicación del programa Etabs. Como parte del análisis también se visitó el lugar y se aplicó una guía de observación, teniendo en cuenta el estado en el que se encontró la estructura, las dimensiones de los elementos, así como los ambientes de dicho edificio. De este modo, se llegó a la conclusión que el desempeño de la infraestructura se encontró entre un nivel funcional y de seguridad adecuados.

Villavicencio y Moreira (2019), los autores han elaborado un estudio titulado: “Estudio de vulnerabilidad sísmica del edificio fama ubicado en la ciudad de calceta provincias de Manb” tiene por finalidad realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica en el edificio FAMA ubicado en la ciudad de Calceta Provincia de Manabí al ser de uso familiar es muy sustancial conocer su comportamiento ante un movimiento telúrico, y conocer si la edificación cumple con los parámetros de diseño sismo resistente, propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. En este estudio de vulnerabilidad sísmica del edificio FAMA, se realizó primero una inspección visual rápida del inmueble junto con un estudio esclerométrico para obtener la resistencia actual del hormigón. Se recogió la información necesaria existente de la edificación, que junto con el ensayo realizado se procedió a ejecutar un modelo matemático de toda la estructura. Podemos concluir que la misma presenta falencias estructurales, con lo cual lo más recomendable es realizar un reforzamiento en la estructura.

Girbau & Duque (2018), los autores han elaborado un estudio titulado: “Evaluación de riesgo sísmico en viviendas improvisadas, caso: edificio San Francisco sector surima, barrio ojo de agua. municipio Baruta. edo. Miranda” este estudio tiene como finalidad Evaluar el riesgo sísmico de las viviendas improvisadas. Caso: Edificio San Francisco, Sector Surima, Barrio Ojo de Agua, Municipio Baruta. Edo. Miranda. Para lo cual se empleó un nivel de investigación tipo explorativa de diseño de

investigación de campo. La población está dada por el Barrio ojo de agua y la muestra está dada por la edificación San Francisco. La técnica empleada fue observación directa, libros y normas. El instrumento de recolección de datos fue Ficha de datos. Se concluye Se determinó que las viviendas del Barrio Ojo de Agua, no cumplen con las normas venezolanas dispuestas para la construcción de edificaciones sismorresistentes; y la vida de los habitantes de la zona se encuentran bajo un alto peligro de amenaza sísmica, por falta de asesoramiento y supervisión al momento de construir sus viviendas.

Sigcho y Cueva (2017), los autores han elaborado un estudio titulado: “Vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Filosofía, Comercio y Administración de la UCE con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-RE 20115).” tiene por finalidad analizar la vulnerabilidad sísmica del edificio de dicha facultad, utilizando la metodología de FEMA 154, FEMA 310 y Benedetti – Petrini. Así mismo, se realizó un levantamiento estructural y una inspección de la edificación, además se elaboraron modelos matemáticos con los datos recopilados de los planos y de la vista preliminar, haciendo uso del programa SAP 2000. Por otro lado, en la modelación se llegó a considerar el periodo ambiental de dicha estructura, la cual fue medida a través de un acelerómetro-velocímetro, el cual permitió recrear el comportamiento de la edificación. Posteriormente, se analizó la vulnerabilidad junto a los parámetros de las metodologías propuestas, obteniéndose resultados de los elementos estructurales, la mampostería, cimentaciones, capacidad de las columnas y la conexión entre viga – columna. En conclusión, se llegó a determinar el comportamiento sismorresistente, así como la vulnerabilidad de dicha estructura.

Sigcho y Quizhpilema (2017), los autores han elaborado un estudio titulado: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015).” Tiene por finalidad realizar el estudio de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemática que es una estructura de ocupación especial por ser parte de la Universidad Central del Ecuador en la ciudad de Quito. La metodología desarrollada consiste en la realización de un ensayo de vibración ambiental para determinar el período de vibración real de cada uno de los bloques estructurales que conforman la

edificación, identificación de patologías, una inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes Pre-Evento de conformidad con el formato FEMA 154 que será complementada con la evaluación de la estabilidad y desempeño sísmico del edificio (BS) y la estabilidad del sitio (SS) de la NEC-SE-RE-2015 en los niveles aplicables, para lo cual se emplea el programa de análisis estructural SAP2000 V18.1.0 . Podemos concluir en que se determina el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura y un listado de los elementos que no cumplen con los requisitos de sismo resistencia para un edificio estipulados en la NEC-2015.

La iglesia Señor de la Soledad, esta edificación colonial primigenia fue destruido totalmente en el terremoto del año 1970 siendo presidente del Perú el General Juan Velasco Alvarado. La nueva edificación concluyo 1981 siendo presidente del Perú el Arquitecto Fernando Belaunde Terry, consta de una primera zona el cual corresponde a la nave y la segunda parte corresponde a las torres ambos separados por una junta de sísmica las cuales tienen una altitud de 10.99 m y 24.38m respectivamente, se asume, de acuerdo a entrevista realizada a habitantes de gran edad , la cimentación como zapatas aisladas para la nave, mientras que en las torres es una losa de cimentación sobre un terreno plano ,además de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado en la zona para el proyecto “COMPLEJO DE PROMOCIÓN ARTÍSTICA Y DE SERVICIO SOCIAL DEL BARRIO DE LA SOLEDAD– HUARAZ – ANCASH” ,resulta ser un suelo intermedio del tipo S2 . La primera zona comprende la nave central donde se ubican los bancos y el altar con el “Santuario Señor de la Soledad”; la segunda zona corresponde a las torres donde se ubican el campanario y la fachada principal.

1.1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el nivel de riesgo sísmico en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz, 2021?

1.1.3. Formulación de problemas específicos

¿Cuál es el nivel de Vulnerabilidad estructural en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz, 2021?

¿Cuál es el nivel de Peligro sísmico en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz, 2021?

1.1.4. Justificación de la investigación

La importancia de la presente investigación radica netamente en determinar el nivel de riesgo sísmico estructural bajo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante el análisis “Pushover” además del peligro sísmico ante un sismo raro exigido por la actual norma peruana E.030, finalmente mediante el método planteado en la Tesis Doctoral del Ing. Miguel Mosqueira Moreno clasificarlo en un nivel de peligro sísmico y nivel vulnerabilidad sísmica para obtener el nivel de riesgo sísmico de los bloques de la iglesia del Señor de la Soledad .

Conocer el nivel de riesgo sísmico es muy importante para esta edificación con la finalidad de tomar medidas preventivas.

1.1.5. Limitaciones de la Investigación

La presente investigación se enfoca básicamente en obtener el nivel de riesgo sísmico, en consecuencia, se analizó el peligro sísmico y vulnerabilidad sísmica, cuyas limitaciones para su evaluación fueron:

- Para evaluar el comportamiento sísmico se requirió el uso de softwares calificados (Etabs V.20.0.3, y otros) para el análisis dinámico no lineal (Pushover).
- Debido a la antigüedad de más de 50 años no existen registro ni se cuenta con ningún tipo de planos o peor aún de la calidad de los materiales usados durante su construcción, se tuvieron que realizar ensayos para verificar la calidad de los materiales usados.
- Al desconocer el tipo de cimentación se consultó a los acianos de la zona quienes fueron testigos durante el proceso constructivo y declaran haber visto una cimentación tipo losa para el bloque de las torres y zapatas aisladas en la nave de la iglesia, en consecuencia, se asumió una edificación con una cimentación empotrada, pues durante el análisis no se realizó la evaluación de la cimentación.
- La tabiquería en el bloque de las torres y la nave según lo identificado in situ están coladas en cabeza , en el bloque de las torres estos tabiques se considera como aislada de las columnas ya que se observa que las columnas y vigas fueron construidas primeramente mientras tanto en el bloque de la nave la tabiquería

va ubicado en cabeza y va solo en el primer nivel perimetralmente , de igual manera debido a que la tabiquería no está confinado correctamente a la columna y su aporte a la evaluación estructural es mínima ,en consecuencia se asumió aislada a las columnas.

- La obtención de la cantidad de acero en los elementos estructurales tanto en las vigas y columnas fueron difíciles de obtener debido que se requiere el uso de equipos que escaneen el concreto armado, pudiéndose obtener así el diámetro y la cantidad de acero; es preciso señalar que para la presente investigación se picó el recubrimiento de algunas vigas y columnas identificando el diámetro de acero sin embargo no fue suficiente para determinar la cantidad de acero, por ende se optó asignarle la cantidad de acero mínima según lo indicado en la norma E.060 de concreto armado ,el 1% de cuantía para las columnas por ser un elemento en flexo compresión y en las vigas de acuerdo a la ecuación 10-3 de la norma E.060 de concreto armado ,página 66.
- La inexistencia de algún tipo de plano, por lo que fueron elaborados por mi persona (el tesista) después de un levantamiento topográfico, usando instrumentos como estación total, cinta métrica y entre otros.
- La complejidad estructural, arquitectónica y el constante funcionamiento de la iglesia extendieron el tiempo durante el levantamiento topográfico, adaptando la técnica del modelo en 3D, con el software sketchup, con la finalidad de facilitar el dimensionamiento y la elaboración de planos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Determinar el nivel de riesgo sísmico en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz, 2021.

1.2.2. Objetivos específicos

- Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica ante un sismo raro o de diseño en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz, 2021.

- Determinar el nivel de peligro sísmico en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz, 2021.

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis general:

El nivel de riesgo sísmico en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz es alto ante un sismo raro o de diseño.

1.3.2. Hipótesis específicas:

- El Nivel de Vulnerabilidad Sísmica en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz es alto ante un sismo raro o de diseño.
- Nivel de Peligro Sísmico en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del señor de la soledad de la ciudad de Huaraz es alto.

1.4 VARIABLES

1.4.1. Variables Independientes:

- Nivel de Vulnerabilidad Sísmica en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del Señor de la soledad de la ciudad de Huaraz.
- Nivel de Peligro Sísmico en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del Señor de la soledad de la ciudad de Huaraz.

1.4.2. Variables Dependientes:

- El Riesgo Sísmico en el bloque de la Nave y Torre de la iglesia del Señor de la Soledad de la ciudad de Huaraz.

1.4.3. Operacionalización de Variables:

Tabla 1

Operacionalización de variables.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES
Vulnerabilidad Sísmica (V)	Vulnerabilidad	<ul style="list-style-type: none"> ❖ El comportamiento sísmico de la edificación ante un sismo raro o de diseño mediante el método de Pushover. <ul style="list-style-type: none"> - Curva de capacidad y punto de desempeño. - Nivel de desempeño sísmico. - Curvas de Fragilidad - Tipo de falla. - Derivas de entrepiso. - Junta Sísmica. - Comportamiento de Vigas. - Comportamiento de Columnas.
Peligro Sísmico (P)	Peligro	<ul style="list-style-type: none"> • Sismicidad. • Tipo de Suelo. • Topografía y Pendiente.
Riesgo Sísmico (R)	Riesgo	<ul style="list-style-type: none"> • Alto. • Medio. • Bajo.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 SISMICIDAD

2.1.1. Sismicidad en el Perú

La zona occidental de América del Sur, es uno de los sitios más sísmicos del mundo. El Perú es considerado una zona sísmica principalmente debido al proceso de subducción de la placa oceánica bajo la continental, lo que conlleva a temblores de gran magnitud. Además, existen deformaciones corticales a lo largo de la Cordillera Andina que producen registros sísmicos de poca intensidad y frecuencia. Tras analizar la distribución espacial de los movimientos sísmicos, sus características generales, la longitud de los mismos con la distancia epicentral, y la información geotectónica, en consecuencia, las zonas sísmicas del Perú son cuatro (Decreto Supremo N°003-2016-VIVIENDA, 2016).

Figura 1

Las cuatro zonas Sísmicas del Perú.



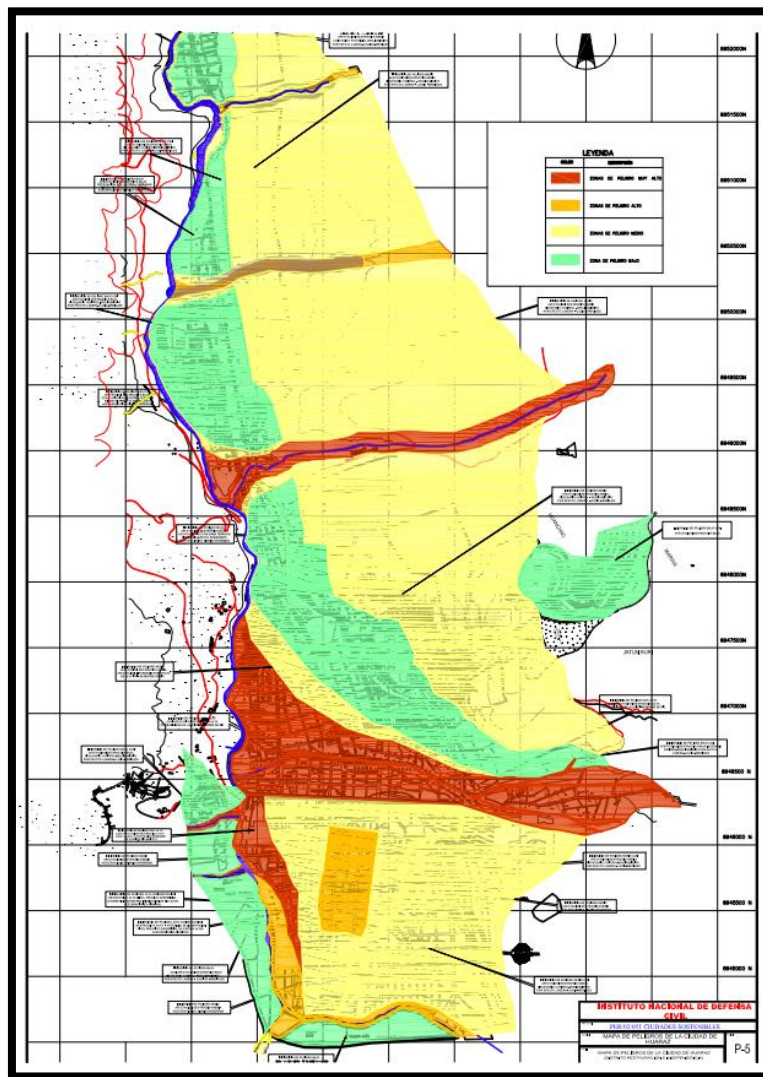
Nota: Fuente (Decreto Supremo N°003-2016-VIVIENDA, 2016)

2.1.2. Sismicidad en la ciudad de Huaraz

En la provincia de Huaraz, en las últimas décadas, se han producido los movimientos telúricos más fuertes en la historia sísmica del Perú. Esto quiere decir que hay una gran probabilidad que ocurra otro movimiento en cualquier momento. (INDECI, 2016).

Figura 2

Mapa sismicidad de Huaraz



Nota: Extraída de (INDECI, 2016).

2.2 RIESGO SÍSMICO (R)

Al hablar de riesgo sísmico se está refiriendo al resultado de la conjunción de vulnerabilidad estructural a los sismos y el peligro sísmico en base a la ubicación de

la estructura. Esto implica un análisis y cuantificación de los efectos sociales y económicos que pueden ocasionarse cuando la intensidad de los sismos excede la resistencia de la construcción (Mena, 2002) .

De la vulnerabilidad y el peligro sísmico la única variable que se puede manipular con la finalidad de reducir el riesgo sísmico, es la vulnerabilidad sísmica debido a la dependencia participativa humana en su diseño y construcción. (Bonett, 2003), (Barbat, Oller, & Vielma, 1998).

Al riesgo sísmico también se le considera como el daño esperado de una edificación, ocasionado por el peligro (factor sitio) y la vulnerabilidad sísmica (Estructura de la edificación). (Muñoz A. , Quiun, & Tinman, 2020).

$$\text{Riesgo Sísmico (R)} = f[\text{Vulnerabilidad Sísmica(V), Peligro Sísmico(P) }]$$

2.3 VULNERABILIDAD SISMICA

La vulnerabilidad es el nivel de daño que puede sufrir una edificación ante un evento sísmico. Esta característica, depende mucho de los elementos estructurales, en ese sentido es independiente del peligro sísmico o lugar donde se ubica la edificación en estudio (Barbat, Oller, & Vielma, 2005).

Es necesario efectuar un examen de vulnerabilidad para determinar el impacto de un temblor que produce en una edificación. Esto se logra mediante el análisis de la aceleración máxima y la intensidad sísmica. La Organización Panamericana de la Salud (OPS) evalúa la vulnerabilidad sísmica en base a la cuantificación de los daños que puede sufrir una edificación, desde 0 (sin daño) hasta 1 (destrucción total) (Calvi G. , y otros, 2006).

2.1.3. Tipos de vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica, según (Safina, 2003) es analizada de muchas maneras, sin embargo, existen tres métodos diferentes, la clasificación de esta dependerá del uso que se da a la edificación. De acuerdo con ello, se clasifican tres tipos de vulnerabilidad sísmica: la vulnerabilidad, estructural, no estructural y la funcional. Por ejemplo, en una construcción diseñada para prevenir el colapso y la pérdida de vidas humanas, en la vulnerabilidad estructural radica la mayor importancia. Mientras tanto, en un edificio esencial, como un hospital, la vulnerabilidad

funcional es igual de relevante que la vulnerabilidad estructural y no estructural, debido al funcionamiento bajo circunstancias de desastre sísmico es vital para sobrellevar la crisis (2003)

2.1.3.1. Vulnerabilidad Estructural

La vulnerabilidad estructural es aquella destinada a prevenir dentro de una construcción el derrumbe y la pérdida de vidas humanas, la vulnerabilidad estructural es la más relevante. Por otra parte, en un edificio crítico, como un hospital, la vulnerabilidad funcional es igual de vital que la estructural y no estructural, ya que la operatividad bajo un desastre sísmico es necesario para afrontar la emergencia. (Burga & Rivera,A, 2021)

2.1.3.2. Vulnerabilidad No Estructural

La vulnerabilidad no estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes no estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico no estructural (Cardona, 1999). El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que no forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación y que, como se ha visto en el capítulo anterior, pueden clasificarse en componentes arquitectónicos (tabiquerías, puertas, ventanas, plafones, etc.) y componentes electromecánicos (ductos, canalizaciones, conexiones, equipos, etc.) que cumplen funciones importantes dentro de las instalaciones de la edificación. (Safina, 2003, págs. 41-42)

Figura 3

Elementos No estructurales



Nota: Extraída de (Zavala, y otros, 2013)

2.1.3.3. Vulnerabilidad Funcional

En situaciones de emergencia o crisis sísmicas, las edificaciones esenciales se caracterizan por presentar un incremento abrupto en la demanda de sus servicios, mientras que la capacidad de prestar dichos servicios puede haber decrecido como consecuencia del impacto del sismo, creando una situación crítica caracterizada por un incremento brusco del riesgo asociado que puede inclusive llevar a un colapso funcional. (Gonzalez & Macero M, 2012, pág. xlv)

Existen variadas causas que contribuyen a la vulnerabilidad de un área sísmica, como el mal reparto de servicios y ante todo un plan de emergencia, dotación insuficiente de infraestructuras para responder a las demandas de una crisis sísmica además de sistemas de evacuación ineficaces y las rutas de salida inadecuadas, entre otros. (Burga & Rivera,A, 2021)

2.4 PELIGRO SISMICO SÍSMICO O AMENAZA SISMICA

Se puede definir el riesgo sísmico como el grado de probabilidad de un evento sísmico como la de un terremoto con ciertas características se presente en un área específica durante un lapso designado. La evaluación necesita un análisis a fondo del

sismo, considerando cómo se transmiten las ondas sísmicas desde su fuente al lugar de estudio. Esto se debe a que los atributos de las ondas sísmicas, aceleraciones y periodos, se transforman durante el trayecto hasta el lugar de interés. (Barbat, Oller, & Vielma, 2005).

También se puede afirmar que una amenaza sísmica es una propiedad inherente a una región, dando cuenta de la posibilidad de que los movimientos sísmicos generen consecuencias negativas para la infraestructura construida por el ser humano, así como también para el medio ambiente. Ciertos sitios pueden estar sujetos a otros desastres naturales, tales como desplazamientos, tsunamis, entre otros, en adición a los sismos (Kuroiwa, Pacheco, & Pando, 2010).

2.5 MÉTODOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

La falta de un enfoque estándar con la finalidad de evaluar la vulnerabilidad sísmica, diferentes investigadores sugieren una variedad de procedimientos, cuyo uso depende de la extensión del estudio. La selección de la metodología es una etapa clave, ya que los análisis de vulnerabilidad pueden ser muy detallados, llevando a cabo un examen minucioso del sistema estructural y de igual manera generalizando cuando se trata de estudios de áreas urbanas (Mena, 2002).

Según Herrera, las clasificaciones relevantes para determinar la fragilidad sísmica que han obtenido mayor aceptación entre la ingeniería sísmica son: clasificación en base a los resultados; clasificación de acuerdo con los datos, los métodos y los resultados; además la clasificación según Calvi et al. en el año 2006 (2017)

2.5.1. Clasificación de acuerdo al tipo de resultados

Corsanegro y Petrini, en 1990, propusieron uno de los sistemas de clasificación más reconocidos y completos. Esta clasificación se realiza en función al tipo de resultados que se generan, agrupándolos dentro de cuatro grandes técnicas: directas, indirectas, convencionales y híbridas (Castro, 2019).

Los métodos directos permiten determinar los daños por un terremoto en una sola etapa. En este contexto, los métodos tipológicos destacan como una de las técnicas, estos se basan en métodos estadísticos y se usan para estudiar grupos de edificaciones, dividiéndolas de acuerdo a los materiales, la calidad ee mano de obra

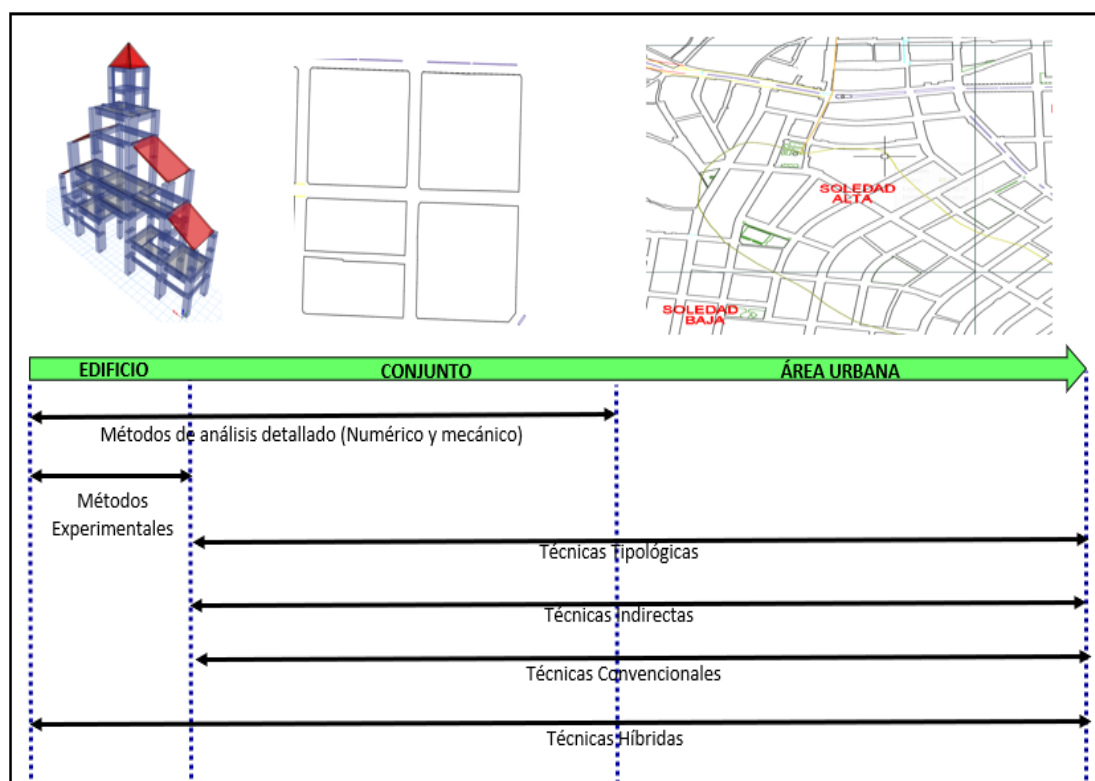
y otros factores que alteren su respuesta ante un sismo. Por otro lado, los métodos mecánicos se llevan a cabo a través del desarrollo de modelos estructurales, cuyo nivel de exactitud dependerá de los alcances del estudio (Bonett, 2003) .

Establecer un índice de vulnerabilidad es el primer paso en las técnicas indirectas. Estas se utilizan para establecer una correlación entre la intensidad sísmica y los daños post terremoto, mediante estudios estadísticos. El método de índice de vulnerabilidad o de Benedetti y Petrini es el más ampliamente conocido en este campo (Bonett, 2003).

Investigaciones previas han demostrado que los métodos convencionales, generalmente empleados para analizar la susceptibilidad relativa de estructuras dentro de un área de estudio, proporcionan un nivel de vulnerabilidad sin considerar la predicción de daños (Mena, 2002). Por otro lado, las técnicas híbridas combinan estos procedimientos con el juicio de los expertos para formular una estimación de la vulnerabilidad sísmica a una escala mayor.

Figura 4

Aplicabilidad de las técnicas según Corsanegro y Petrini (1990).



Nota: Adaptado de (Vicente, y otros, 2011) .

2.5.2. Clasificación de acuerdo a los datos, métodos y resultados

De acuerdo con Dolce (1994), la clasificación de vulnerabilidad sísmica está establecida a partir de tres componentes principales necesarios para una evaluación de este tipo. Estos son los datos, los métodos empleados y los resultados. Como lo señala Bonett (2003), con esta clasificación, se pueden realizar varios análisis de vulnerabilidad sísmica, gracias a la combinación correcta de estos tres elementos principales, que se explicarán a continuación (Castro, 2019).

A. Datos de entrada

Al evaluar la fragilidad de una estructura se consideran cinco tipos de información basados en los daños registrados. Estos datos tienen que ver con la geometría y cualidades de la misma, su mecánica, la sismicidad del área, así como los datos geológicos y geotécnicos particularizados de la ubicación. (Castro, 2019)

B. Métodos

Se ha identificado que hay tres maneras de evaluar el grado de fragilidad de una construcción: los métodos estadísticos o de vulnerabilidad observada, los mecánicos o analíticos (también llamados de vulnerabilidad calculada) y los basados en la opinión de expertos. Los primeros evalúan las estructuras con base en datos de entrada, cuantificando los daños causados por terremotos anteriores. Los segundos, emplean modelos estructurales para prever los daños en las construcciones con derivadas, ductilidad e índices de daño. Por último, los especialistas determinan de una forma cualitativa y cuantitativa los factores que influyen en la respuesta sísmica de los edificios. (Herrera, 2017)

C. Resultados

Estos se clasifican en 2 categorías: vulnerabilidad absoluta, que se expresa a través de funciones de vulnerabilidad que indican el daño de una estructura que pudiera sufrir ante una cierta intensidad sísmica, y vulnerabilidad relativa, que se obtiene por evaluaciones empíricas o experimentales, generando índices de vulnerabilidad que no están asociados al daño ni a una intensidad sísmica determinada. (Bonett, 2003)

2.5.3. Clasificación según Calvi et al (2006)

Investigando el procedimiento más reciente para evaluar el riesgo sísmico, establecido por Calvi et al. (2006), se identifican 3 categorías: los métodos empíricos, los analíticos y los híbridos. Estos primeros se basan en consideraciones estadísticas y los informes posteriores a un temblor, mientras que los analíticos se fundamentan en los estados límite de las estructuras. Las matrices de probabilidad de daño y las funciones de vulnerabilidad, incluyendo los índices de vulnerabilidad, las curvas continuas y los métodos de dirección, son dos de los enfoques principales de los métodos empíricos. Por su parte, los métodos híbridos son la unión de los empíricos y los analíticos. (Rincón, 2020)

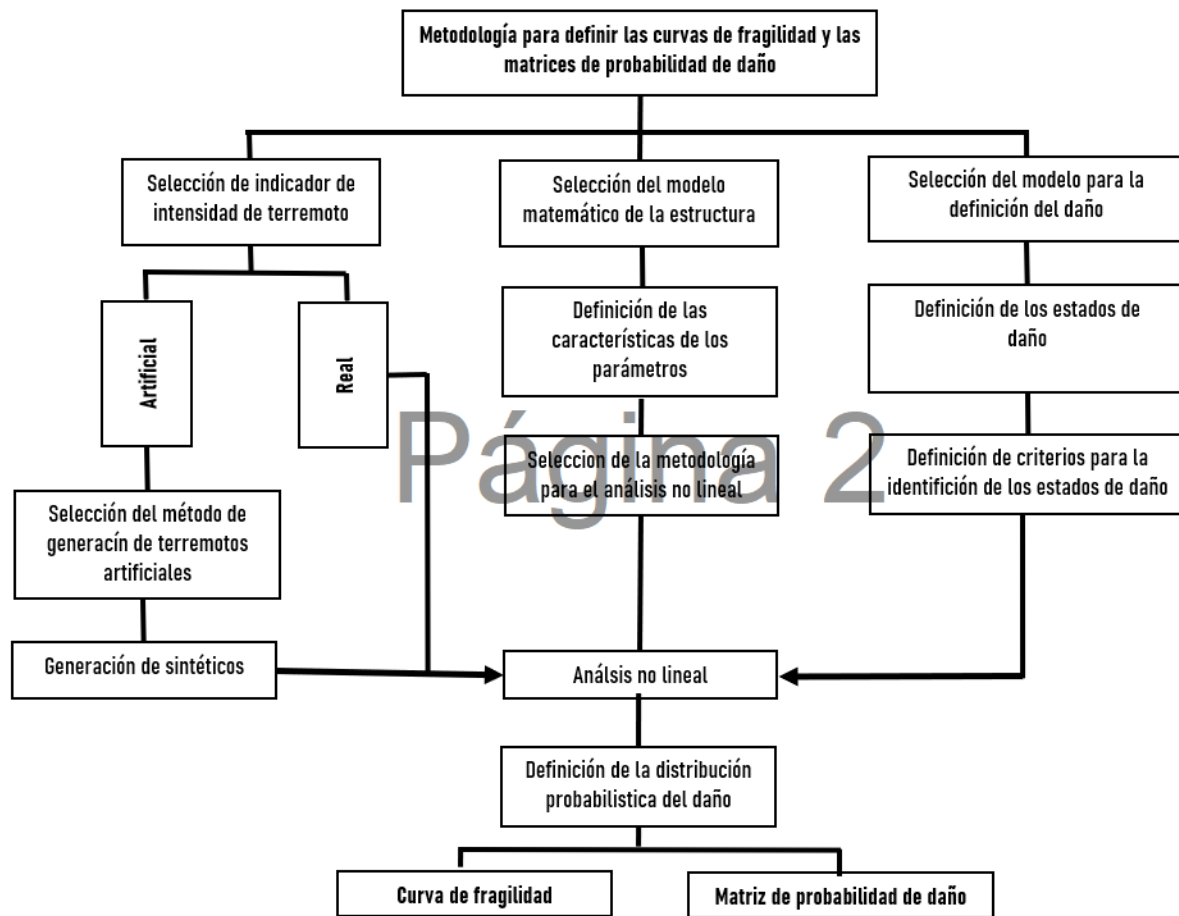
Las curvas de vulnerabilidad sísmica suelen ser más específicas, detalladas y permiten comprender un significado físico. Esto permite medir directamente las cualidades de los edificios existentes y el peligro sísmico de la localización (Calvi G., y otros, 2006).

En su estudio, Rincón manifiesta que la clasificación de las curvas de vulnerabilidad y las matrices de daño de probabilidad se da en la categoría analítica, aunque se establecen con informes empíricos, se obtienen mediante un análisis mucho más complejo. Por ejemplo, el método propuesto por Singhal y Kiremidjian en 1996, en el que las curvas y las matrices se generan a partir de un análisis no lineal basado en el tiempo y la historia (Rincón, 2020).

Los métodos híbridos pueden ser una alternativa útil para disminuir el esfuerzo computacional, no obstante, también hay que tener en cuenta con las curvas de vulnerabilidad obtenidas por observación, análisis y experiencia no son intercambiables debido a la incertidumbre que hay (Rincón, 2020).

Figura 5

Flujograma para el cálculo de las curvas de fragilidad.



Nota: Extraído de (Dumova-Jovanoska, 2000)

2.6 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

Cotejando los resultados de pruebas experimentales, se han establecido relaciones entre el esfuerzo y deformación ya sea para el acero o concreto armado. Estas relaciones muestran un comportamiento idealizado o simplificado de los materiales para el análisis y evaluación de estructuras. (Allauca, 2011)

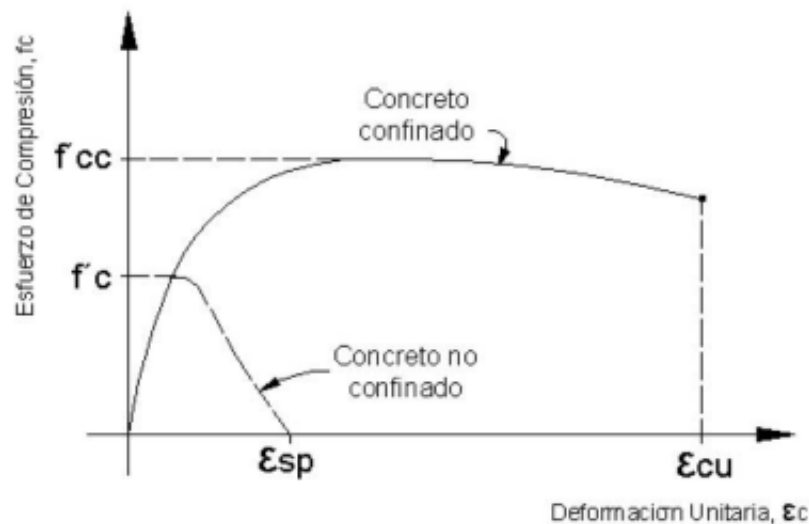
2.6.1. Modelo de comportamiento no lineal del concreto

Debido a que el acero de refuerzo confina parte del concreto, este se comporta mejor que el sin confinar. Esto se ve reflejado en el esfuerzo máximo, así como en la deformación de ruptura, la cual es mucho mayor en comparación (Allauca, 2011).

Los concretos de menor resistencia presentan una menor pendiente y mayor longitud que los de una mayor resistencia. Esto indica que aquellos con menor resistencia son más flexibles. (Paredes, 2016)

Figura 6

Relación del Esfuerzo vs Deformación para el concreto.

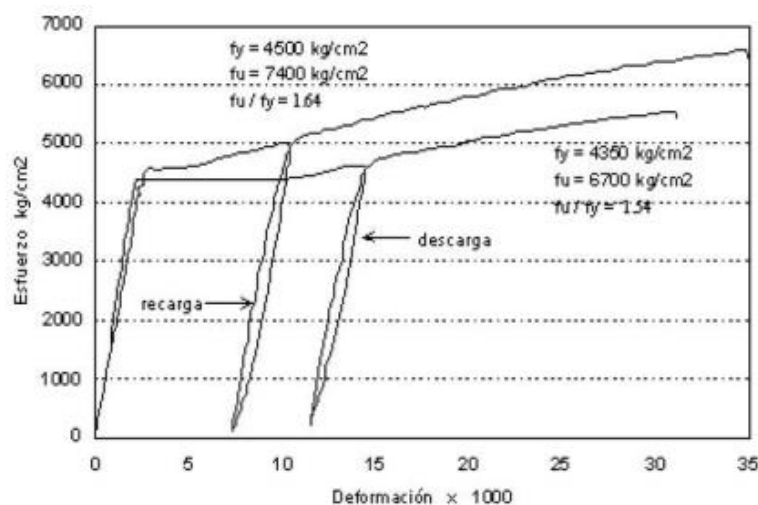


2.6.2. Modelo de comportamiento no lineal del acero

De acuerdo a la figura 7 (Ottazzi, 2003), para las varillas de acero peruano de 5/8" grado 60 de acuerdo a ensayos de laboratorio a tracción se mostraron los resultados. En la figura 7 solo se muestra una parte de la curva, debido a que en la gráfica se muestra hasta antes de la rotura de las barras.

Figura 7

Curvas Típicas varillas Grado 60.



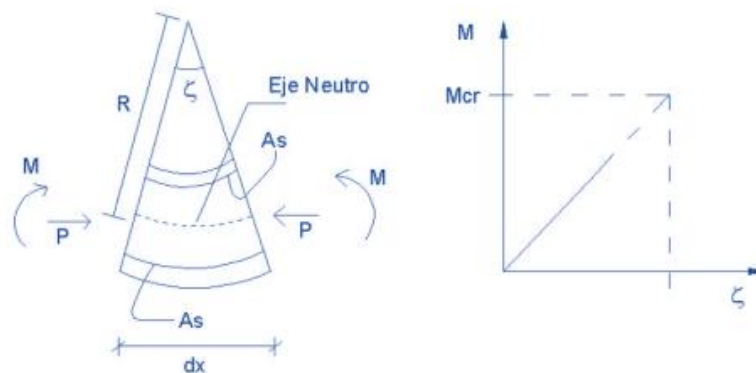
2.6.3. Modelo de comportamiento no lineal de los elementos estructurales

2.6.3.1. Momento vs curvatura.

Según (Ottazzi, 2003). La relación del momento y la curvatura antes del momento de agrietamiento (M_{cr}) es lineal tal como puede observar en la figura 8.

Figura 8

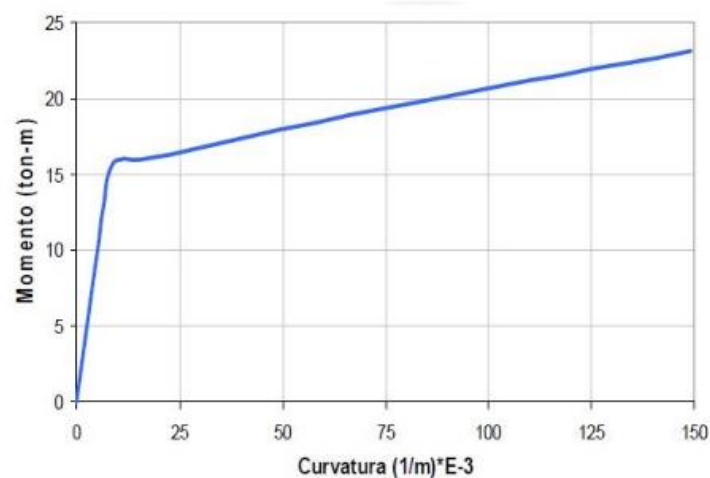
Relación del Momento Vs curvatura.



Se observa que bajo la variación del momento y curvatura es lineal hasta que el concreto se agrieta bajo tracción (M_a , ζ_a). Después de la fractura del concreto, la relación entre ellos es aún lineal, pero con una pendiente diferente, hasta el punto de fluencia, correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero. Luego el momento aumenta gradualmente hasta el momento y curvatura última, cuando se alcanza el agotamiento o rotura del concreto o acero, respectivamente. (Ottazzi, 2003).

Figura 9

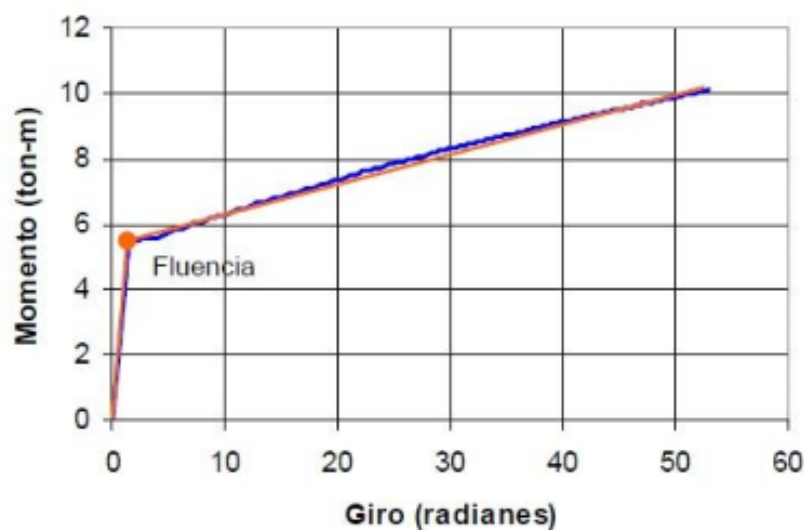
Curva de Momento Vs Curvatura.



Para evaluar los elementos estructurales se idealiza una zona de daño donde ocurrirá la deformación inelástica, el cual se conoce como rótula plástica. Esta longitud se mide desde la unión entre la viga y columna, el cual recibe por nombre de longitud plástica. Para convertir la relación Momento Vs Curvatura en la relación Momento Vs Rotación, cada uno de los valores de curvatura se multiplica por la longitud de rótula efectiva. Esta multiplicación se puede observar en la imagen que se presenta a continuación.

Figura 10

Diagrama Momento-Rotación

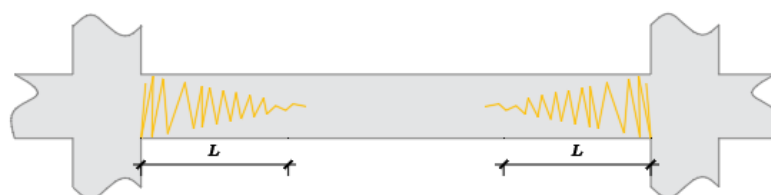


2.6.3.2. Modelo Inelástico en vigas y columnas

Es bien sabido que, durante los terremotos significativos, las vigas y las columnas se ven afectadas cerca a los nudos, con una longitud "L". Experimentalmente se determinó que este daño no es homogéneo, ya que el daño se concentró más en los nudos, tal como se evidencia. (Navarro & Fernández, J, 2011)

Figura 11

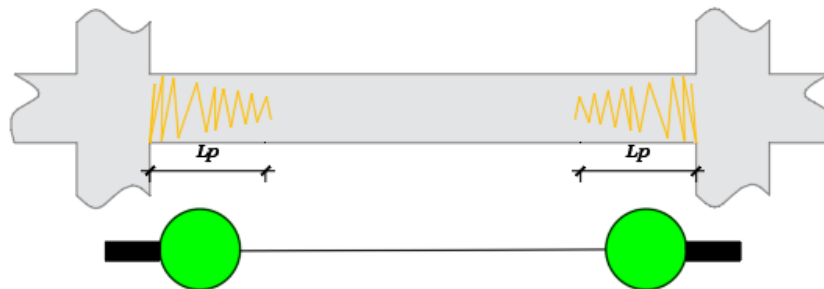
Representación de daño en vigas.



Es posible localizar una zona de deformación inelástica, que comprende daño y curvatura, que recibe el nombre de rótula plástica. Esta región presenta una longitud equivalente " L_p " inferior a la longitud del daño total " L ", se puede observar en la figura 12. Un método eficaz para calcular L_p en los elementos estructurales con proporciones habituales es $L_p = 0,5 h$, siendo h es el peralte del elemento estructural. (Paulay & Priestley, 1992)

Figura 12

Representación de daño equivalente.

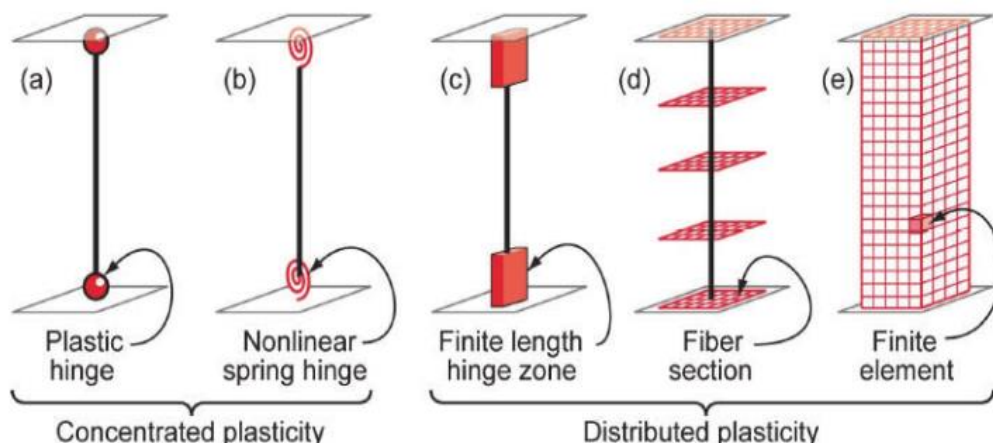


2.6.3.3. Momento vs Curvatura de rotación Modelos inelásticos de componentes estructurales.

Se presenta una propuesta que establece una distribución de plasticidad. Estos se consideran como materiales uniaxiales para obtener las deformaciones en el rango no lineal debido a la tensión axial histérica. Se considera que las secciones planas mantienen su geometría, con fibras asignadas numéricamente sobre la sección transversal para obtener tensiones resultantes como fuerza y momento axiales en respuesta a los incrementos de Momento-Curvatura y fuerza Axial-Deformación. Con la integración numérica de las diferentes fibras de la sección transversal a lo largo de la longitud del elemento con el uso de las funciones de desplazamiento. (Spacone, Filipou, & Taucer, 1996)

Figura 13

Modelos inelásticos de los componentes estructurales.

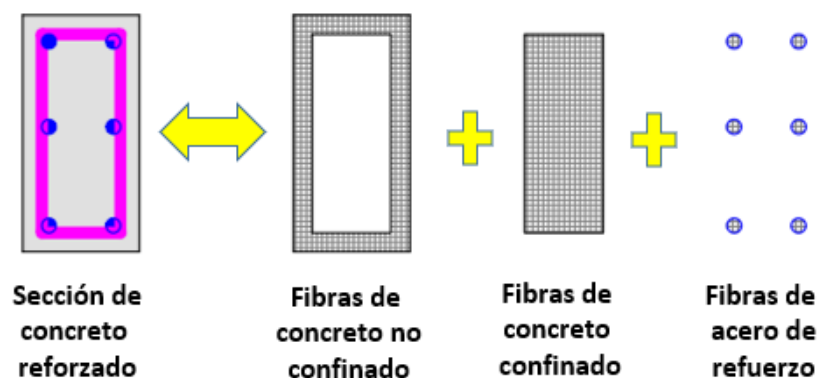


Nota. Tomada de *National Institute of Standards and Technology, NIST, 2010 (p.32)*

Se observa en la figura 14 una sección de concreto reforzado con modelo de formulación de fibra distribuida, con un comportamiento gradual en el intervalo elástico y plástico. Esto contrasta con los modelos de rotulas concentradas que ofrecen información sobre la deformación en secciones de acero y hormigón, los cuales no son tan sensibles a momentos, el método de integración en base a la longitud del elemento y los factores de endurecimiento como el criterio de aceptación. Por lo tanto, el modelo de fibra distribuida es considerablemente más exacto y detallado.

Figura 14

Modelo de plasticidad por fibras

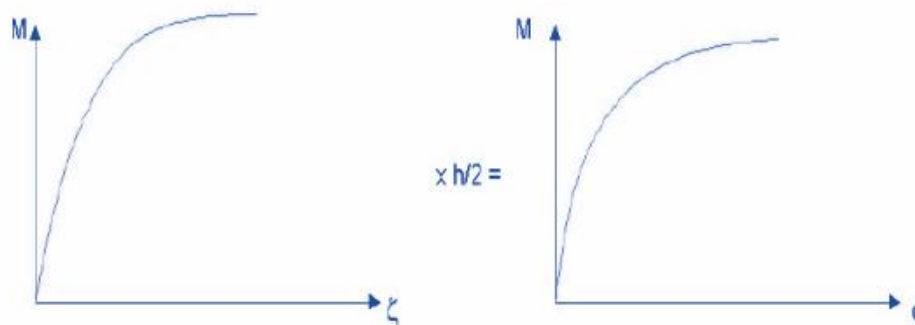


Nota: Adoptada de Repuello, 2001 (p.33)

Debido a que el comportamiento inelástico de los elementos en los extremos, depende de la curva a lo largo de su longitud, se asume que la curvatura es constante en la rótula plástica. Por lo tanto, para obtener el valor del giro generado en la zona inelástica, es suficiente multiplicar la curvatura constante por la longitud equivalente de la rótula "Lp". (Navarro & Fernández,J, 2011)

Figura 15

Obtención del diagrama Momento-Rotación.

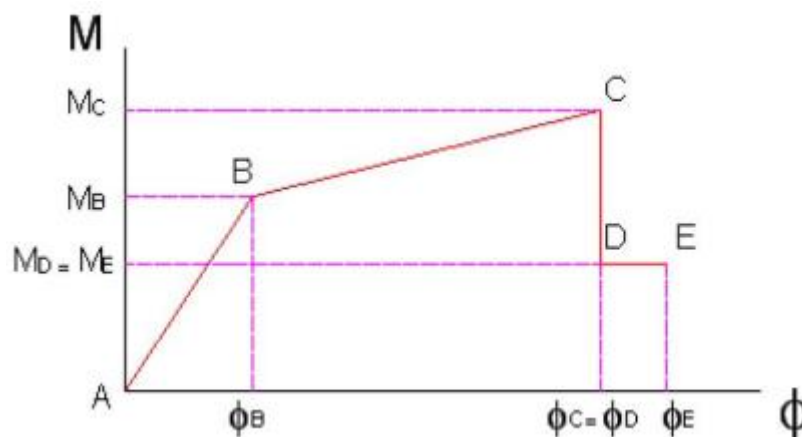


- **Diagrama Simplificado**

La relación Momento-Rotación simplificado, demostrado por trazos rectos, se emplea para manifestar la capacidad de rotación inelástica de los elementos.

Figura 16

Idealización del diagrama Momento-Rotación.



Se conoce como Fluencia Efectiva del elemento al punto B el límite de la resistencia máxima de la rótula. Aproximadamente al llegar al límite de Momento, hay una reducción importante (hasta un 40%) del mismo, formándose el punto D. Durante un

intervalo minúsculo de deformación (10% del resultado en el punto C) el Momento permanece constante hasta que se fractura en el punto E. Para idealizar analíticamente el rendimiento de vigas y columnas bajo condiciones sísmicas, se ubican las rótulas No-Lineales en los extremos más un segmento elástico en el centro. Las conexiones entre vigas y columnas se consideran como áreas completamente rígidas. (Navarro & Fernández,J, 2011).

Figura 17

Configuración estructural de los nudos rígidos y rótulas.



2.7 DAÑOS SISMICO Y ESTADOS DE DAÑO

Es de suma importancia llevar a cabo una evaluación de susceptibilidad sísmica, ya que esto nos permite estimar el daño que una edificación puede recibir tras un movimiento telúrico, pues está ligado a cuán vulnerable resulta ser la construcción frente a los terremotos. (Mena, 2002)

En términos generales, el daño puede definirse como el grado de deterioro o destrucción que los terremotos, como fenómeno peligroso, causan a las personas, las construcciones y el medio ambiente. El daño está vinculado con las deformaciones inelásticas que sufren las construcciones afectando directamente al sistema estructural, es decir, con su capacidad de resistencia; en consecuencia, el daño se representa acorde a las deformaciones. (Burga & Rivera,A, 2021).

Los estados de daño nos ofrecen una visión cualitativa de los efectos de los movimientos sísmicos sobre las estructuras, proporcionando la información de los límites de estas, respecto al daño recibido (Bonett, 2003).

Figura 18

Estados de daño y niveles de desempeño estructural según la SEAOC, 1995.

Nivel de Desempeño	Descripción de los Daños	Estado de daño	Limite de desplazamiento del sistema
Completamente operacional	Sin daño estructural. Se conserva la rigidez y resistencia. Todos los componentes estructurales operan. Las edificaciones están disponibles para su uso normal. Prácticamente no existe riesgo de daño alguno a los ocupantes del edificio durante el sismo	Despreciable	Δy
Funcional	Solamente pequeños daños estructurales. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez. los elementos no estructurales están seguros y los sistemas de seguridad están operables. El riesgo de daño durante el sismo es muy bajo	Leve	$\Delta y + 0.30 \Delta p$
Resguardo de la vida	Daño estructural y no estructural importante. la estructura ha perdido una parte importante de su rigidez original, pero conserva parte de su resistencia lateral y un margen de seguridad contra el colapso. Las componentes no estructurales están seguras, pero podrían no operar. el edificio puede no ser seguro antes de ser reparado. El riesgo de daño durante el sismo es bajo	Moderado	$\Delta y + 0.60 \Delta p$
Cerca al colapso	Se ha producido un daño sustancial en la estructura. La estructura ha perdido casi toda su rigidez y resistencia original y conserva solo un pequeño margen contra el colapso. Los elementos no estructurales pueden terminar fuera de su sitio y estar en peligro de caerse. Probablemente no resulta práctico reparar la estructura.	Severo	$\Delta y + 0.80 \Delta p$
Colapso	Colapso parcial inminente o ya ha ocurrido. No es posible la reparación.	Completo	$\Delta y + 1.00 \Delta p$

Nota. Es preciso señalar que de acuerdo al desplazamiento elástico (Δy) y el de desplazamiento inelástico (Δy) se divide los niveles de daño, Tomada de (Cutimbo, 2016)

Es preciso determinar los niveles de daño con el objetivo de determinar las curvas de fragilidad, con la finalidad de evaluar la vulnerabilidad sísmica. Durante los últimos años, se han formulado varias escalas, tal y como se aprecia en la Figura 19. Entre estas, la propuesta por Park, Ang y Wen en 1987, como la más utilizada; mostrada en la figura 19. Esta escala resulta de los daños visibles que sufren los edificios.

Figura 19

Estados de Daño según Park, Ang, & Wen, (1987)

Estado de Daño	Descripción física
Sin daño	Pequeñas fisuras en el concreto.
Ligero	Grietas en varios elementos estructurales.
Moderado	Agrietamiento severo y algunos desprendimientos de concreto.
Severo	Aplastamiento del concreto y pandeo de refuerzo longitudinal.
Colapso	Total o parcial colapso del edificio.

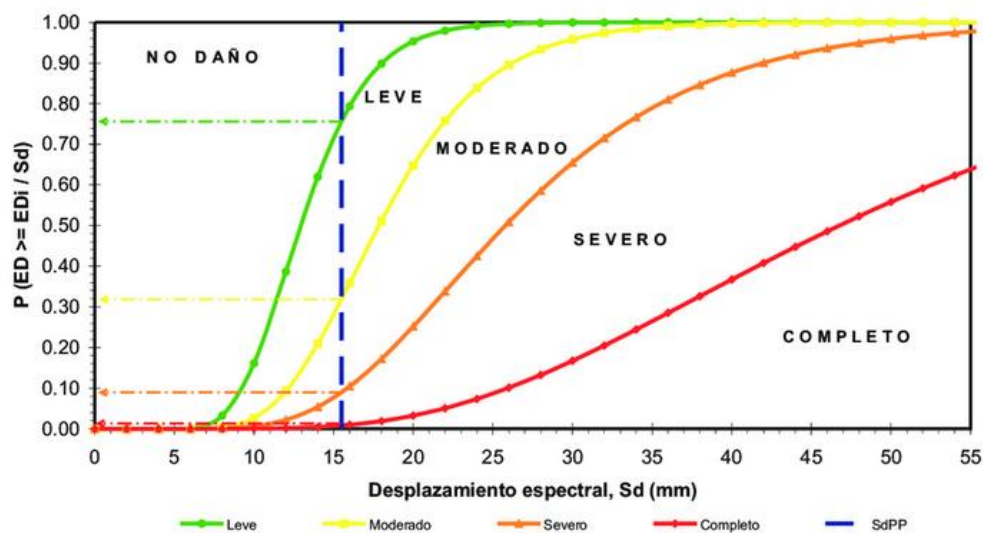
Nota. En la presente tesis se usará esta escala.

2.8 CURVAS DE FRAGILIDAD

Las funciones de fragilidad también conocidas como vulnerabilidad, siendo esta una forma de representar el desempeño sísmico de las estructuras. Estas curvas son una medida probabilística de la susceptibilidad sísmica y miden la posibilidad de la respuesta estructural supere los umbrales de daño de acuerdo a parámetros como la PGA, la PGV, el Sd y el Sa, determinados por la Norma E-030 y según (Moreno, 2006).

Figura 20.

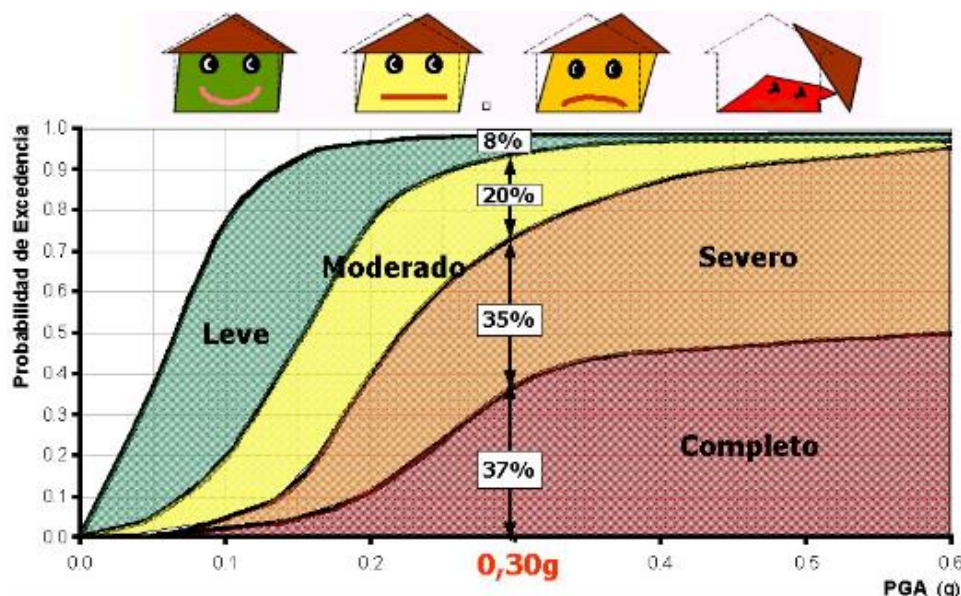
Modelo de Curvas de fragilidad en función del desplazamiento espectral.



Nota: Adaptada de (Herrera, 2017)

Figura 21

Modelo de Curvas de fragilidad en función de aceleración pico del terreno



Nota: Tomada de (Velasquez, 2006)

Los ejemplos de la Figura 20 y 21, se muestran las curvas de fragilidad. Estas curvas representan los estados de daño previamente definidos. La Figura 21, por su parte, se relaciona con dos parámetros de caracterización de la intensidad sísmica. Si se toma como referencia la aceleración pico del terreno (PGA) de 0.3g resulta las probabilidades de daño en un 8%, 20%, 35% y 37% para los estados de daño leve, moderado, severo y colapso respectivamente.

2.8.1. Generación de las curvas de Fragilidad

Cada estado de curva de fragilidad se representa por la mediana y la desviación estándar logarítmica normal (β) del parámetro de vulnerabilidad sísmico, es decir, el espectro de desplazamiento S_d . Y se representa de acuerdo a siguiente función:

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right]$$

El desplazamiento espectral (S_d) se utiliza como parámetro de vulnerabilidad sísmica. La media del desplazamiento espectral para que un edificio alcance el umbral de daño determinado ($S(d, ds)$) se define como la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el daño del estado ds (β_{ds}). Por último,

se utiliza la función de distribución acumulada normal estándar (Φ) para determinar el nivel de los daños.

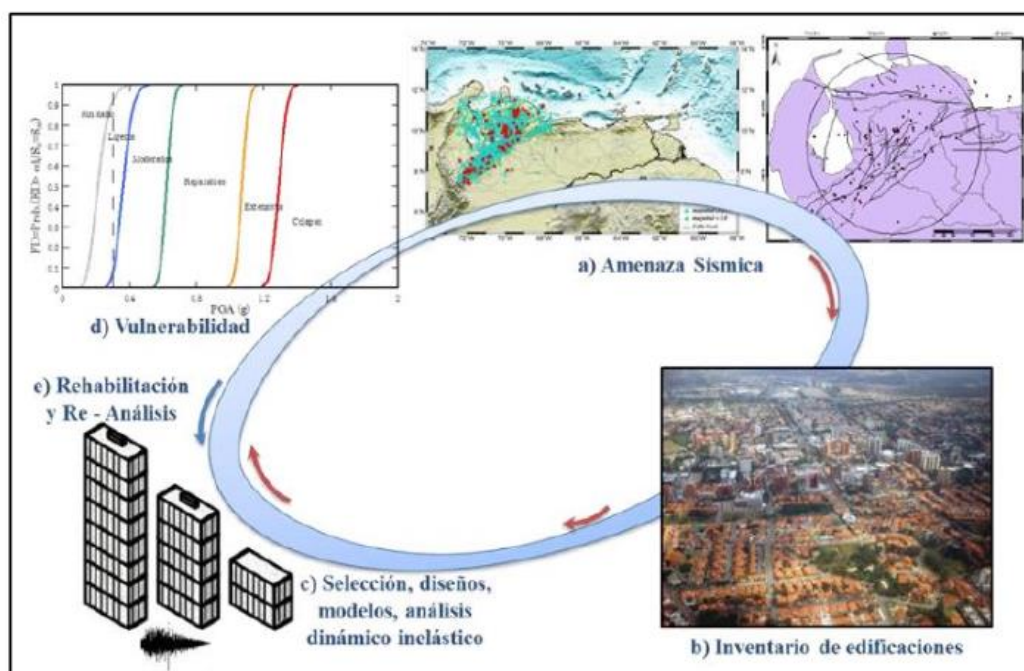
Investigar diferentes métodos para generar las curvas de fragilidad depende, principalmente, de los datos de entrada y del proceso que se realizado. Estos enfoques incluyen: la evaluación basada en los registros de campo, los procesos experimentales, los métodos por consideraciones de expertos, y los procedimientos analíticos. (Burga & Rivera,A, 2021)

2.8.2. Curvas de Fragilidad Analíticos

Las curvas de fragilidad analíticas se emplean para estimar la distribución de daño ocasionado por la respuesta de la estructura bajo la sollicitación de un sismo (Ruiz, 2018). Estas metodologías se aplican cuando no hay información disponible de daños o ensayos de laboratorio; asimismo, se usan al estudiar la vulnerabilidad sísmica de construcciones esenciales. Los métodos se dividen en dos tipos: deterministas y probabilísticos (Bonett, 2003). En este trabajo, se elige el segundo, ya que considera la variación de los factores sísmicos y estructurales, cuyas incertidumbres pueden dar lugar a una desviación entre el comportamiento observado y el calculado. (Burga & Rivera,A, 2021)

Figura 22

Proceso para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica



Nota: Extraída de (Herrera, 2017)

CAPITULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

- Enfoque de la investigación

Se empleo un enfoque cuantitativo, según Hernández y Mendoza, se recolecta y sintetiza meticulosamente los datos para cumplir con la hipótesis. Luego, se realiza un minucioso análisis de los resultados para responder a la hipótesis propuesta (2019).

- Alcance De La Investigación

Se trata de una investigación correlacional, ya que busca predecir el nivel aproximado de un determinado conjunto de individuos o acontecimientos que alcanzarán en una variable basándose en el valor de la(s) variable(s) relacionada(s).

3.2 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de la investigación es NO EXPERIMENTAL -TRANSVERSAL – DESCRIPTIVO, debido a que se analiza una edificación existente donde se evalúan sus propiedades y cualidades, que después de un proceso de análisis metodológico se explica las características encontradas.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

En la presente investigación la población será el conjunto de iglesias de la ciudad de Huaraz, mayor a 50 años de antigüedad las cuales no fueron diseñadas bajo los parámetros de la actual norma sismorresistente E-030.

La Iglesia Señor de la Soledad de la ciudad de Huaraz es la muestra escogida, construida en el año 1971. Se usará un muestreo no probabilístico por conveniencia.

3.4 PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Para elaborar la presente investigación primeramente se recopiló la información necesaria de acuerdo a la siguiente secuencia de trabajos:

3.4.1. Levantamiento Topográfico de la edificación

La inexistencia de planos de la iglesia Señor de la Soledad nos obliga a realizar un levantamiento topográfico con la finalidad de obtener los planos arquitectónicos a gran precisión.

• **Objeto:**

Obtener los puntos topográficos con la finalidad de elaborar los planos en planta, elevaciones y cortes.

• **Trabajo de campo:**

Levantamiento Topográfico en Campo:

Durante el levantamiento topográfico se usó la estación total el TOP COM GPT-3205NW, el levantamiento topográfico fue realizado por el tesista de acuerdo a la capacitación recibida además se dispuso de personal capacitado como apoyo durante el proceso.

• **Ubicación política:**

Lugar: Barrio de la Soledad

Distrito: Huaraz

Provincia: Huaraz

Departamento: Ancash

• **Ubicación geográfica:**

Coordenada Este: 223016.34 m E

Coordenada Norte: 8945370.66 m S

Altitud: 3092m.s.n.m

• **Procedimiento:**

- Se realizó un croquis de la parte interna y externa de la iglesia, de acuerdo a las fotos obtenidas en la inspección.
- Se registró las dimensiones externas e internas de la edificación, tomando nota en los croquis elaborados, con el uso de la estación total TOP COM GPT-3205NW.

- Se midió en elevación los elementos estructurales y no estructurales. (De acuerdo al protocolo establecido, ver Anexo 1)

3.4.2. Dimensionamiento de la Edificación

La iglesia del señor de la soledad tiene dos partes, la nave central y las torres, ambas separadas por una junta de dilatación, con una configuración estructural de concreto armado tipo pórticos.

La nave central de la iglesia cuenta con un área de 902.72 m², tiene un solo nivel de 10.99 m de altura hasta la parte superior de la cobertura, la cobertura tiene estructuras metálicas en base a ángulos dobles, ángulos simples, fierro liso y corrugado, se encuentra cubierta con Eternit de fibrocemento, bajo los tijerales cuenta con un machimbrado de madera.

Las torres cuentan con un área de 88.22 m², tiene 7 niveles con losas aligeradas en pequeños tramos (Ver Anexo 9), cuenta con techo de losa maciza y sobre esta se encuentra cubierta con Eternit de fibrocemento, hasta el techo del campanario cuenta con una altura máxima de 24.38 m.

La construcción no cuenta con muros estructurales, sino con una tabiquería sencilla compuesta por ladrillo de arcilla alzado a soga y cabeza con juntas de una pulgada entre la viga y columna.

Cada bloque de la iglesia a continuación se detalla según su uso:

Bloque de la Nave de la Iglesia.

- En el primer piso de la nave central se encuentra el área donde se ubican los bancos para el público, el altar, la sacristía, el coro, etc.
- En el Techo se encuentra compuesta por tijerales metálicos triangulares las cuales están cubiertas por fibrocemento y bajo estos tijerales existe un machimbrado de madera.

Bloque de la Torres de la Iglesia

- En el primer piso se encuentra el ingreso principal a la nave central, en el lado derecho de las torres se encuentra el penitenciario, en el lado izquierdo se encuentra el ropero de los santos.

- En el segundo piso se encuentra el ingreso principal tipo arco a la nave central, en el lado derecho de las torres se encuentra un almacén, en el lado izquierdo se encuentra el ropero de los santos.
- En el tercer piso se encuentra en la parte central un aula de clases para los niños, en el lado derecho e izquierdo de las torres se encuentra las escaleras de concreto armado y con un techo de losa maciza cubiertas con Eternit.
- En el cuarto piso se encuentra en la parte central y derecho un aula para dar clases de música, en el lado izquierdo de las torres se encuentra las escaleras y una puerta metálica con salida a la baranda metálica en la espalda de las torres debido a que de aquí solo continua la parte central de las torres.
- En el quinto piso se encuentra en la parte central un ambiente con 3 ventanas de arco en cada lado.
- En el Sexto piso se encuentra en la parte central un ambiente a porticada el cual forma parte de la base donde se ubica el campanario.
- En el Séptimo piso se encuentra en la parte central un ambiente a porticada el cual forma parte del lugar donde se ubica el campanario, cuenta con un techo de cuatro aguas de losa maciza.

Figura 23

Vista 3D de la Iglesia Señor de la Soledad



Nota: Elaboración Propia con el Software SkethchUp.

Figura 24

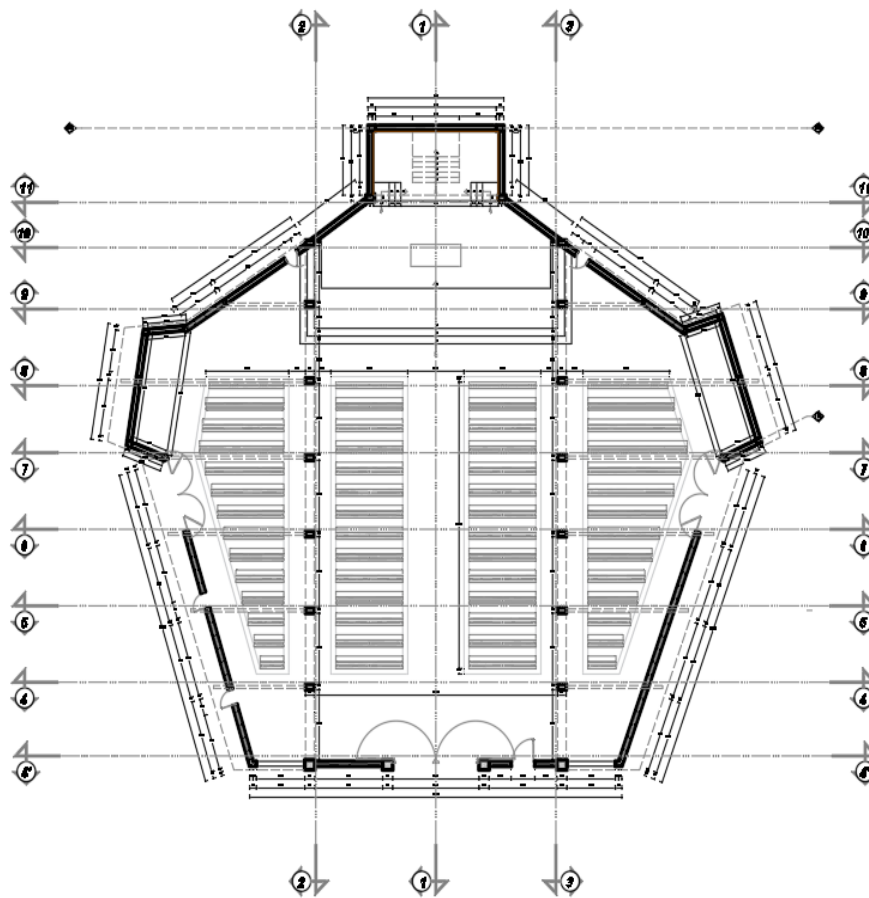
Vista Frontal de la Iglesia Señor de la Soledad



Nota: Elaboración Propia con el Software SkethchUp

Figura 25

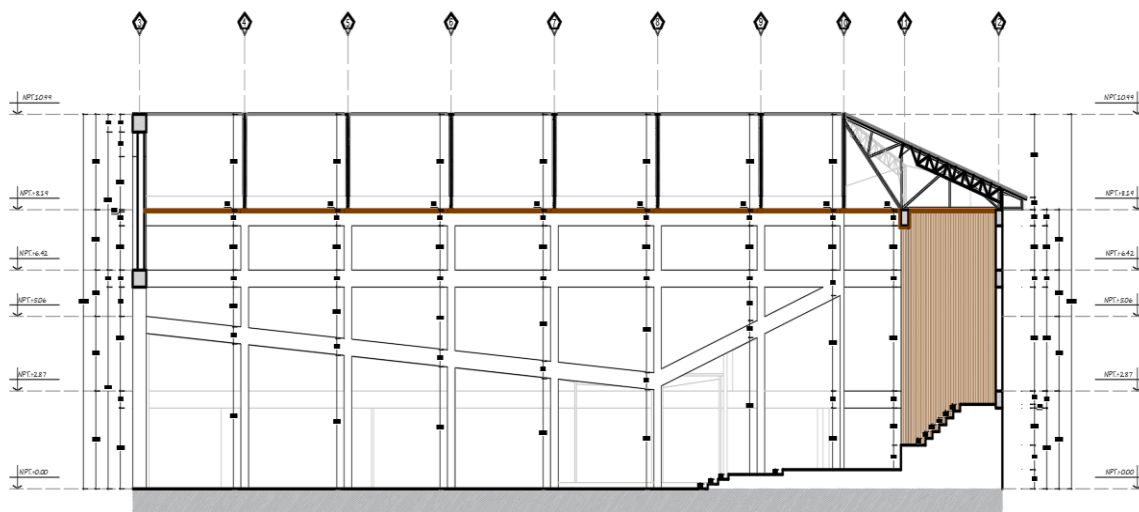
Vista en Planta del bloque de la Nave de la Iglesia Señor de la Soledad



Nota: Elaboración Propia con el Software AutoCAD 2021

Figura 26

Vista en elevación corte 1-1 de la Iglesia Señor de la Soledad



Nota: Elaboración Propia con el Software AutoCAD 2021.

Figura 27

Vista en planta del nivel 1 en el bloque de las Torres de la Iglesia.

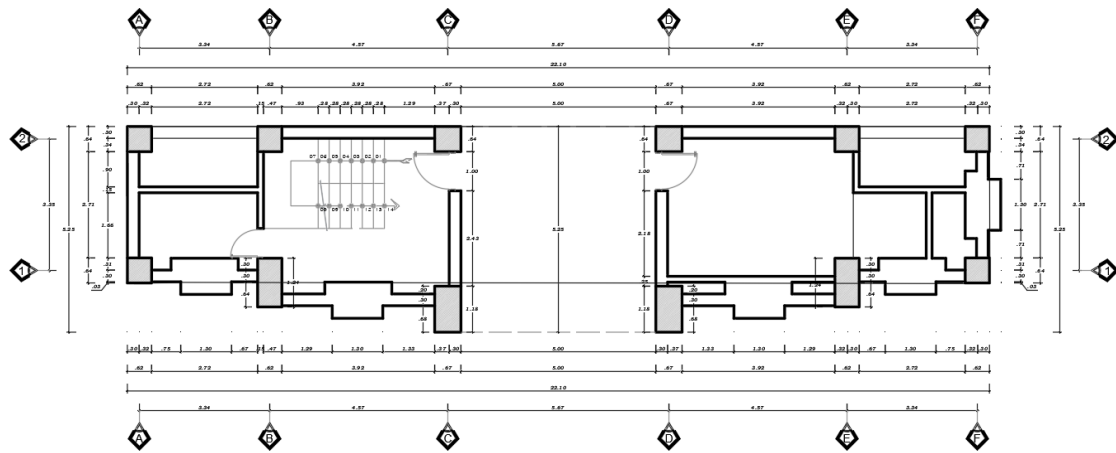


Figura 28

Vista en planta del nivel 5 en el bloque de las Torres de la Iglesia.

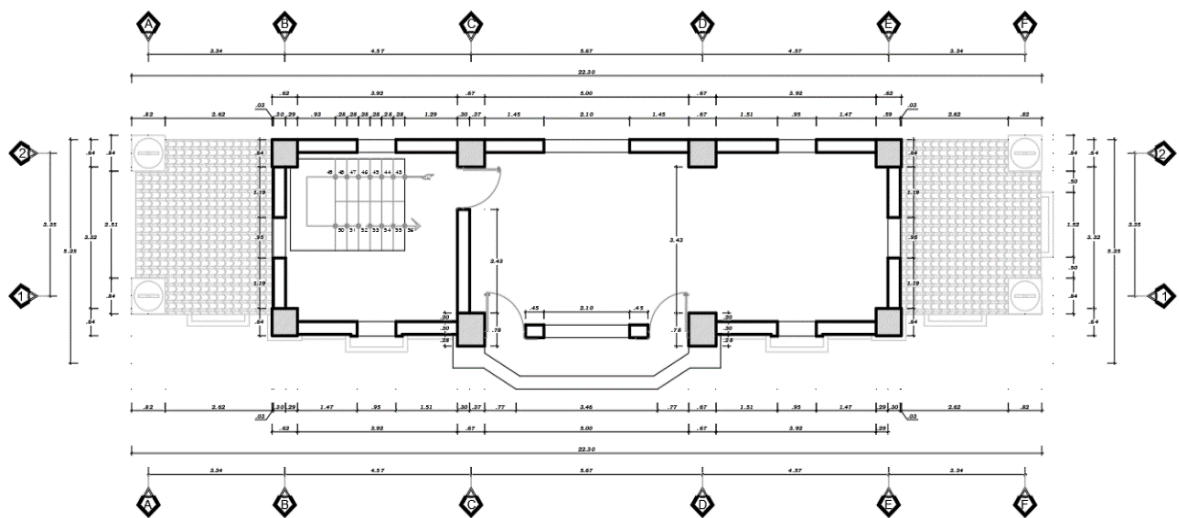


Figura 29

Vista en planta del nivel 8 en el bloque de las Torres de la Iglesia.

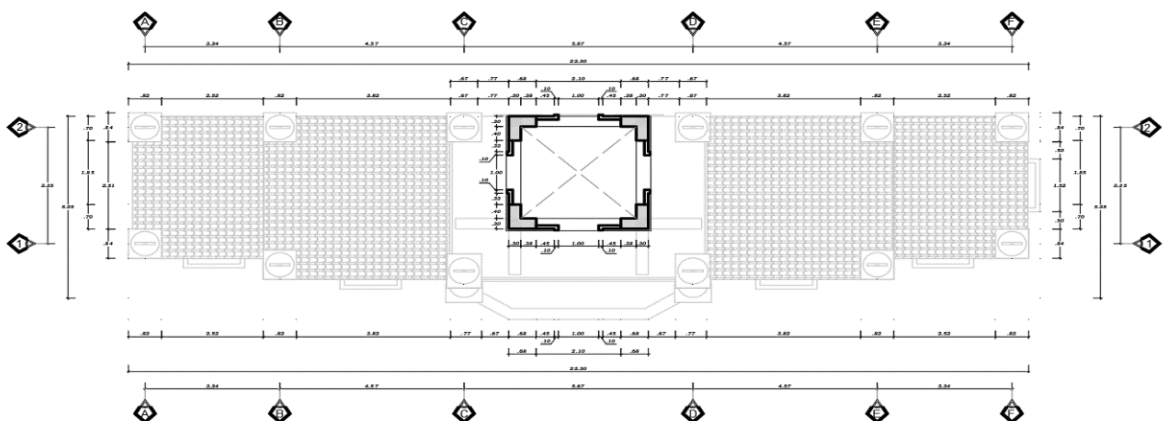


Figura 30

Vista en Elevación del corte 1-1 en el bloque de las Torres de la Iglesia.

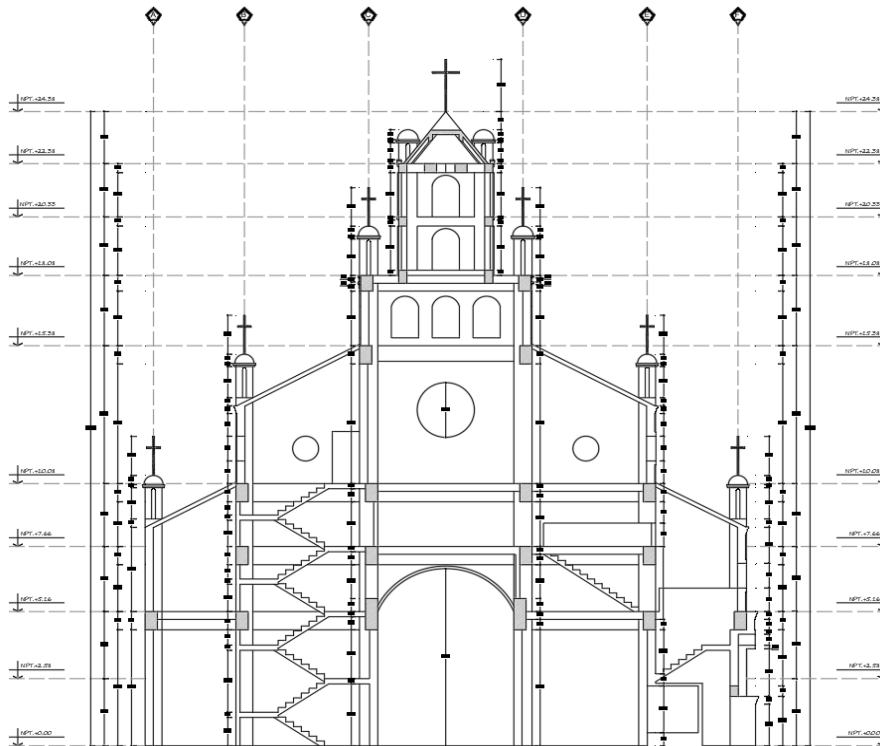
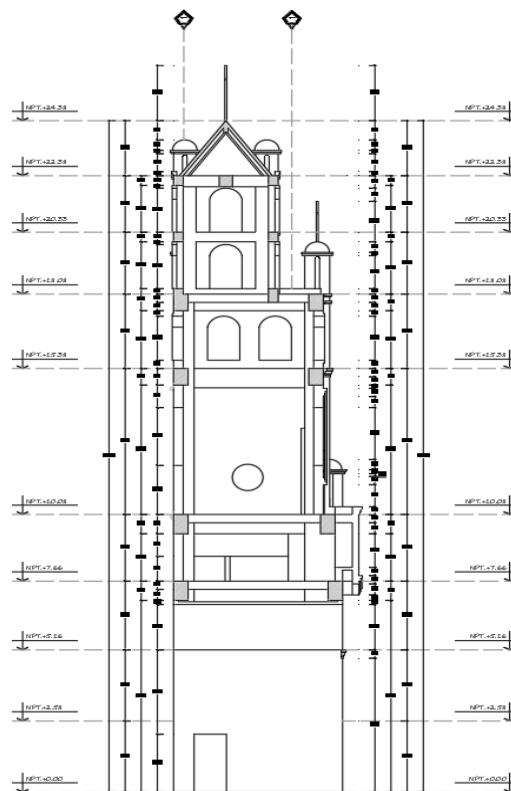


Figura 31

Vista en Elevación del corte A-A en el bloque de las Torres de la Iglesia.



La iglesia conocida como "Señor de la Soledad" se encuentra separado en dos bloques, la nave principal y las torres, separadas entre sí con una junta de 2.5". Esta construcción se localiza en el barrio de la Soledad, provincia de Huaraz, Distrito de Huaraz del departamento de Ancash, Además, se trata de un edificio significativo clasificado como B.

3.4.3. Estudio de Mecánica de suelos

Con el objetivo de determinar el riesgo sísmico, fue imprescindible realizar un estudio de mecánica de suelos para definir el tipo de suelo. Sin embargo, debido a la existencia una construcción adyacente, se obtuvo el tipo de suelo, características y propiedades. El estudio de mecánica de suelos del "COMPLEJO DE PROMOCION ARTISTICA Y DE SERVICIO SOCIAL DEL BARRIO DE LA SOLEDAD- HUARAZ - ANCASH", adjuntada en el anexo N°03, determinó una presión admisible entre 0.8 kg/cm² y 1.2 kg/cm². De acuerdo con la norma de diseño sismorresistente actual, clasificándolo como un suelo intermedio (S2), con factores de zona de $Z = 0.35$, $S = 1.15$ y $T_p = 0.6$ seg.

3.4.4. Estructuración de la edificación

La iglesia del Señor de la soledad según el levantamiento de información in situ está conformado por dos bloques estructurales independientes, las cuales son la Nave (parte trasera) y las Torres (parte delantera), estas tienen un sistema estructural del tipo pórticos.

- **Bloque de la Nave de la Iglesia**

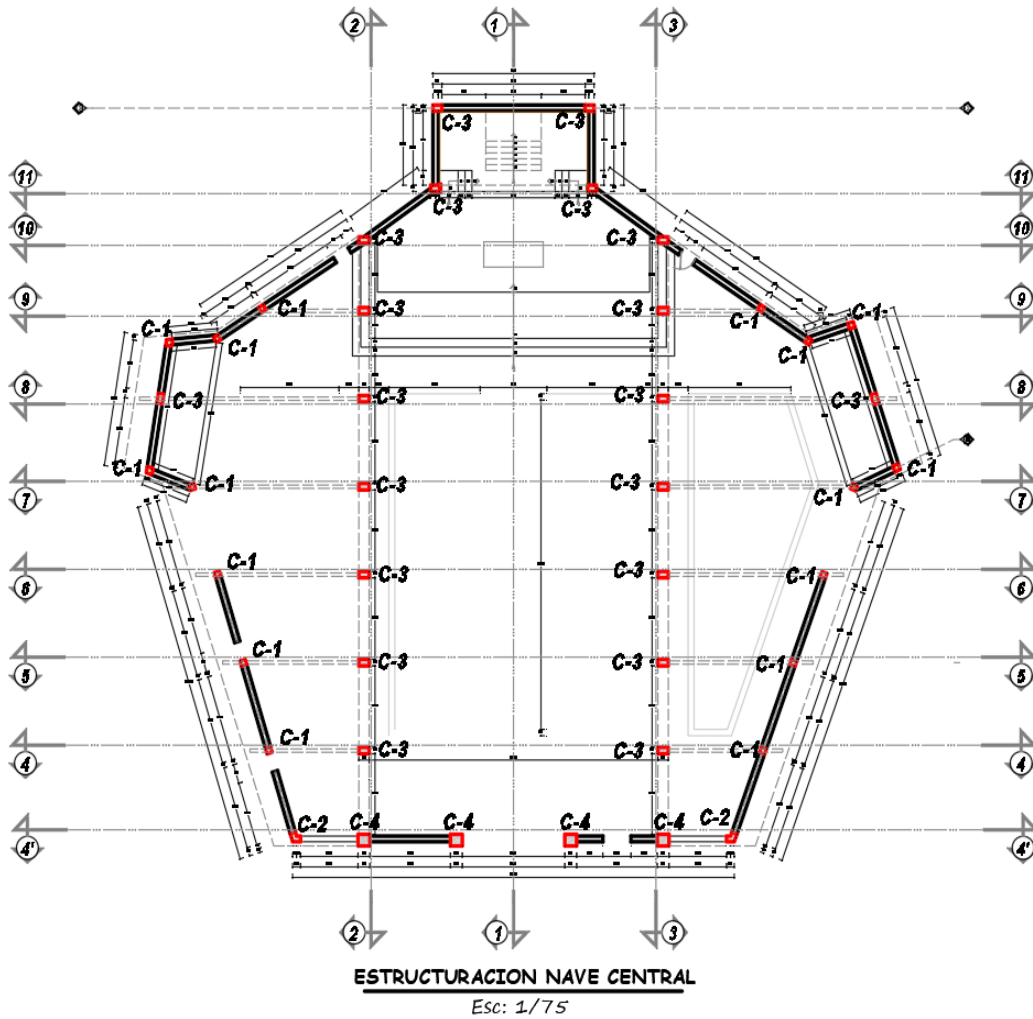
La configuración estructural en Y-Y posee 3 ejes, en X-X posee 10 ejes estructurales, cuyas columnas son C-1 27x27 cm, CL-2 27x39 cm, C-3 27x50 cm y C-4 55x60 cm además las vigas son V-1 27x50 cm, la distribución de acero, en las vigas y columnas, fue establecida de acuerdo al protocolo del Anexo 4, mientras que las secundarias de 27x44 cm. (Los detalles de vigas y columnas fueron obtenidos del levantamiento topográfico con estación total y flexómetro de la construcción de la Iglesia Señor de la soledad).

Cuenta con una cobertura compuesta por tijerales con ángulos dobles y ángulos simples de 1 ½ "x1 ½"x 3/16", 2 "x 2 "x 3/16", correas de fierro liso de 1/2"

con sección triangular, está cubierto con planchas de fibrocemento además en la parte inferior de los tijerales cuenta con un cielo raso de machimbrado de madera tornillo, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 32

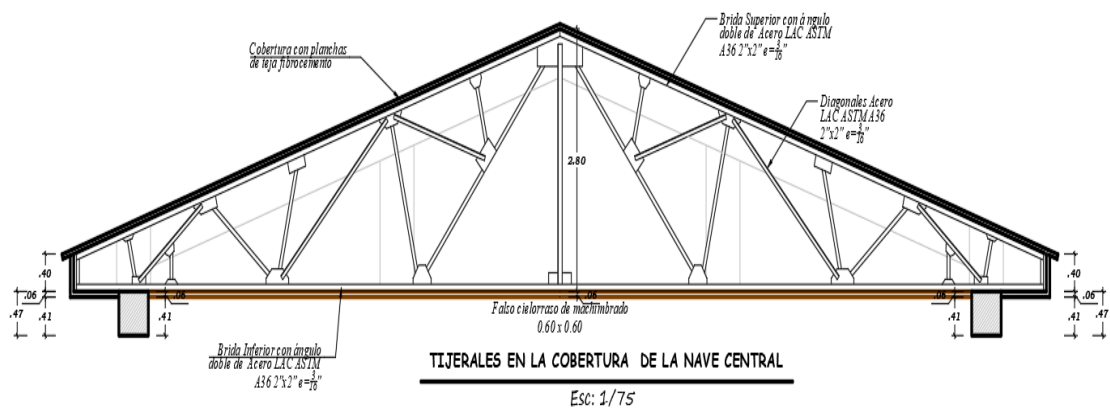
Estructuración en el bloque de la Nave de la Iglesia del Señor de la Soledad.



Nota: Extraída del Software AutoCAD 2021.

Figura 33

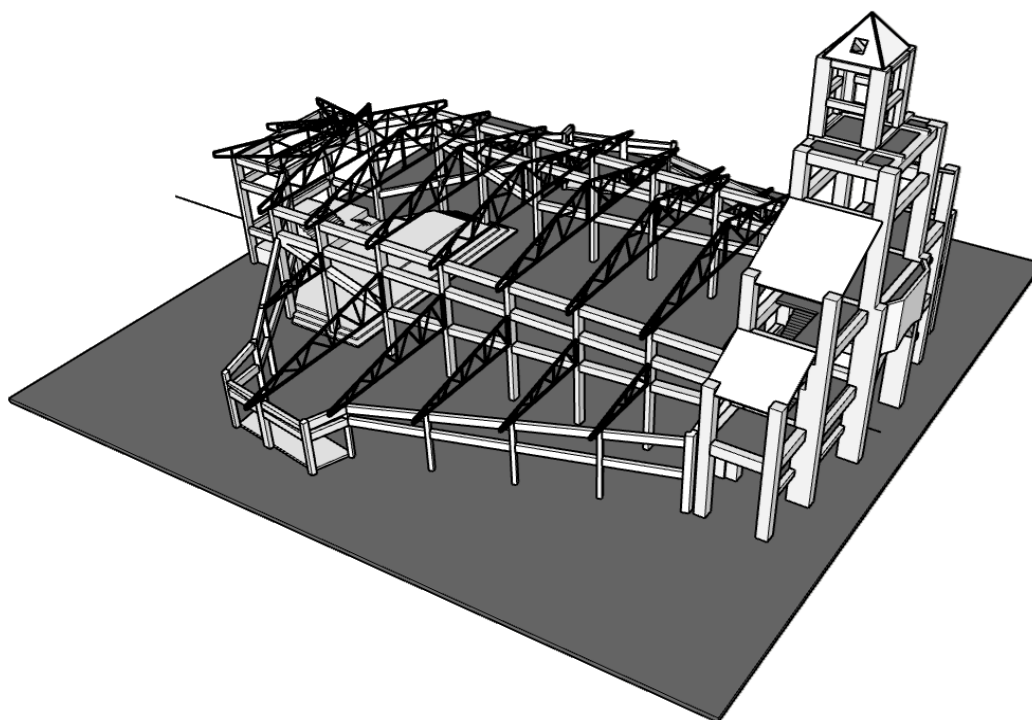
Detalle del tijeral en la cobertura de la Nave de la Iglesia.



Nota: Extraída del Software AutoCAD 2021.

Figura 34

Vista estructural en 3D de la Nave y Torre, separados por una junta cada bloque.



Nota: Extraída del Software SkethchUp.

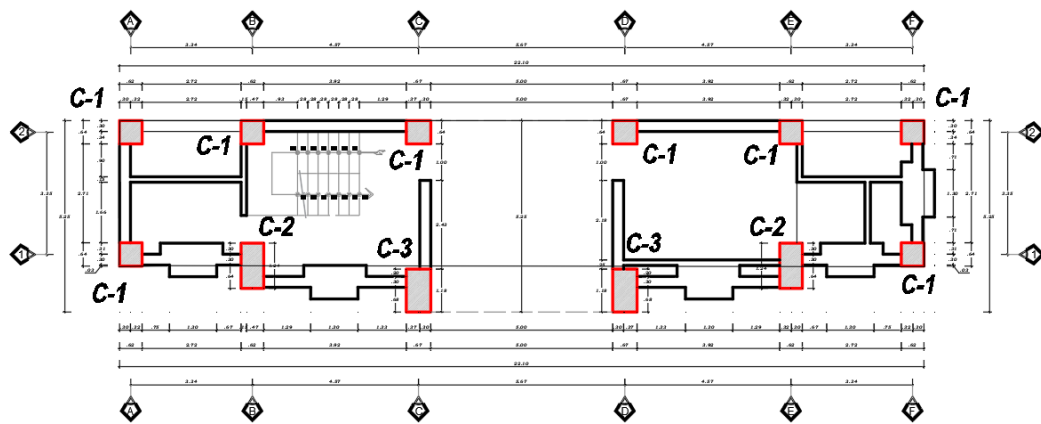
• **Bloque de las Torres de la Iglesia.**

Según la configuración estructural en el eje Y-Y posee 6 ejes estructurales, en X-X posee 2 ejes estructurales, con columnas de 60x60 cm, 60x124 cm y 65x118

cm, así mismo las vigas son de 30x80 cm y 30x60 cm, la distribución de acero, en las vigas y columnas, fue establecida de acuerdo al protocolo del Anexo 4. Se tiene una losa aligerada unidireccional de 20 cm de espesor y cuenta con escaleras de caracol de concreto armado con un ancho de 1.15m (Los detalles de vigas y columnas fueron obtenidos del levantamiento topográfico con estación total y flexómetro de la construcción de la Iglesia Señor de la soledad).

Figura35

Estructuración en el bloque de las Torres de la Iglesia.



Nota: Extrada del Software AutoCAD 2021.

3.4.5. Cargas asignadas para el proceso de análisis

En parte las cargas muertas y sobrecargas permanentes fueron calculadas por el software ETABS V 20.3.0, mientras que, para otros elementos no estructurales, como las cargas de la tabiquería sobre las vigas, fueron calculadas manualmente (véase el anexo 5) y asignadas en el modelo estructural.

- Carga viva:** Con el uso de la norma E.020, se estableció los valores de las cargas, para el caso del bloque de las Torres de la iglesia, se usó una carga viva de entrepiso con 200 kg/cm², para pasadizos y corredores, mientras que, en el bloque de la Nave de la Iglesia, no se consideró ningún tipo de carga viva, debido a su uso y configuración estructural.
- Sobrecarga permanente:** En la construcción de la nave de la iglesia, la tabiquería sobre las vigas requería diferentes cargas, véase el Anexo 5. Para la

cobertura, en cambio, se usaron tijerales, correas y machimbrado, definidas en el programa Etabs V 20.3.0. Por otro lado, las torres de la iglesia están compuesta por un piso terminado y los tabiques perimetrales colocadas los ladrillos en cabeza tanto en las torres como en la nave de la iglesia, sin muchas tabiquerías en los pisos superiores. Así, la carga de las tabiquerías asignadas sobre las vigas es diferentes, ya que cada bloque presenta diferente longitudes y alturas, como se muestra en la Tabla 2 y el Anexo N°05.

Tabla 2

Carga permanente de la tabiquería en cabeza (ladrillo Solido).

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=2.3m	Cargas para muro H=3.05m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m ³)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm ²)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m ³) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 3cm)	0.03	0.03
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m ³)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m ²) (g*h)	60.00	60.00
(j)	Peso ladrillo (kg/m ²) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m ²) (i+j)	492.00	492.00
(l)	Altura (m)	2.3	3.05
	Peso (kg/m) (k*l)	1131.6	1500.6
	Peso (ton/m)	1.13	1.50

Nota. El peso del ladrillo es de una unidad de albañilería de arcilla cosida sólida colocadas en cabeza, para mayor detalle ver los planos y tablas de cálculo de Cargas en los anexos.

c) Peso propio: Realizando un modelamiento de la Nave y Torre de la iglesia, se trató de reflejar lo más posible el modelo estructural real en el software Etabs V.20.0.3, las columnas, vigas, escaleras, losa maciza y losas aligeradas fueron definidas sus propiedades físicas y mecánicas de acuerdo a la configuración estructural obtenida in situ (Anexo 4). En cuanto a la torre con losa aligerada (20 cm de espesor), se configuro mediante una área del tipo Slab - Membrana, con un grosor de 0.01 cm con la finalidad de asignarle un carga distribuida permanente de 334 kg/cm², que se obtuvo de la siguiente manera: el peso del ladrillo de techo fue de 7.6 kg/unidad y 8.33 unidades por metro cuadrado, resultando un peso total de 63.31 kg/m²; el volumen de ladrillos por metro cuadrado fue de 0.11 m³; para el vol. de concreto por m² se obtuvo 0.09 m³, con un peso de 216 kg/m²; el peso de la cerámica fue de 54 kg/m²; y, finalmente, el peso total de 333.31 kg/m² se tomó como 334 kg/m². Para mayor información sobre las cargas asignadas, ver Anexos.

d) Peso de la edificación: Conforme al artículo 26 de la norma de diseño sismorresistente, se consideró el 100% del peso propio y sobrecarga mientras en la carga viva se considera el 50% para edificaciones de la clase B.

Resumen:

• En la Nave de la Iglesia

Carga en muerta (muro h = 2.3m)	= 1131.6 kg/m
Carga muerta (muro h = 3.05m)	= 1500.6 kg/m
Carga muerta (muro h = 1.3m)	= 621.6 kg/m
Carga muerta (muro h = 0.95m)	= 470.4 kg/m
Carga muerta (muro h = 1.4m)	= 664.8 kg/m
Carga muerta (muro h = 1.65m)	= 772.8 kg/m
Carga muerta (muro h = 2.0 m)	= 924 kg/m
Carga muerta (muro h = 2.35 m)	= 1075.2 kg/m
Carga muerta (muro h = 1.7 m)	= 794.4 kg/m
Carga muerta (muro h = 0.45 m)	= 254.4 kg/m
Carga muerta (machimbrado)	= 54.0 kg/m ²
Carga muerta (Correas metálicas)	= 20.0 kg/m
Carga muerta (Tijerales metálicos)	= (Incluidas en el Etabs)
Carga muerta (cobertura de Fibrocemento)	= 7.47 kg/m ²
Carga Viva (cobertura livianas E.020)	= 30.0 kg/m ²

Nota: El cálculo de las cargas indicadas a mayor detalle se adjunta en el anexo n°05.

• **En la Torre de la Iglesia**

Carga muerta (muro h = 2.2 m)	= 1070.4 kg/m
Carga muerta (muro h = 3.3m)	= 1545.6 kg/m
Carga muerta (muro h = 4.5m)	= 2064 kg/m
Carga muerta (muro h = 3.4m)	= 1588.8 kg/m
Carga muerta (muro h = 2.7 m)	= 1286.4 kg/m
Carga muerta (muro h = 2.4 m)	= 1156.8 kg/m
Carga muerta (muro h = 4.75m)	= 2172 kg/m
Carga muerta (muro h = 3.0m)	= 1416 kg/m
Carga muerta (muro h = 4.75m)	= 2172 kg/m
Carga muerta (muro h = 3.4m)	= 1588.8 kg/m
Carga muerta de entrepiso	= 334 kg/cm ²
Carga viva de entrepiso	= 200 kg/cm ²

3.4.6. Parámetros sísmicos

Según la Norma Sismo-resistente E.030 A, se definen los parámetros necesarios para ambas direcciones X e Y, de esta manera realizando el análisis dinámico espectral para cada uno de los bloques estructurales de la iglesia. (E030-2018, art. 29.2.1)

Tomando en cuenta los factores de la zonificación, el tipo de suelo, el factor de amplificación sísmica, la categoría de la edificación y el coeficiente de reducción sísmica, la iglesia Señor de la Soledad se encuentra en la ciudad de Huaraz, perteneciente a la zona 3 con $Z = 0.35g$. El suelo a la que se asienta es del tipo S2, con valores $S = 1.15$, $TP (s) = 0.6$ y $TL (s) = 2$. El factor de amplificación sísmica resulta de la división entre el valor máximo de la aceleración en la estructura y el pico de la aceleración en el suelo. Dado que $T < TP$, el factor de amplificación sísmica es $C = 2.5$, mientras que el factor de uso es 1.3, dado que se trata de una edificación importante que reúne una gran cantidad de personas. Finalmente, el coeficiente de reducción sísmica es $R0 = 8$, con factores de irregularidad iguales a 1, resultando en $Rx = 8 \times 1 \times 1 = 8$, $Ry = 8.00 \times 1.0 \times 1.0 = 8.0$. (La verificación de la existencia de la irregularidad no influye en los resultados por evaluarse en un rango inelástico, sin

embargo, esta se puede calcular mediante la curva de capacidad y el espectro de demanda)

3.4.7. Resistencia a compresión del concreto en las vigas y columnas de los bloques de la Nave y Torre de la iglesia.

Con la finalidad de obtener la resistencia a compresión del concreto ($f'c$) en el bloque de las Torres de la iglesia, se realizaron ensayos de esclerometría en los diferentes puntos, así mismo se extrajeron bloques cilíndricos de concreto en las vigas y columnas de la tercera planta; de manera similar se evaluó para el bloque de la Nave. Para la determinación de la resistencia, se realizó el muestreo de acuerdo a la norma de defensa estadounidense MILITAR ESTÁNDAR 105, con el uso de sus tablas propuestos:

Tabla 3

Clasificación según el nivel de inspección y el número de lotes evaluadas.

Lot or Batch Size	Special inspection level				General inspection level		
	S-1	S-2	S-3	S-4	I	II	III
2 to 8	A	A	A	A	A	A	B
9 to 15	A	A	A	A	A	B	C
16 to 25	A	A	B	B	B	C	D
26 to 50	A	B	B	C	C	D	E
51 to 90	B	B	C	C	C	E	F
91 to 150	B	B	C	D	D	F	G
151 to 280	B	C	D	E	E	G	H
281 to 500	B	C	D	E	F	H	J
501 to 1,200	C	C	E	F	G	J	K
1,201 to 3,200	C	D	E	G	H	K	L
3,201 to 10,000	C	D	F	G	J	L	M
10,001 to 35,000	C	D	F	H	K	M	N
35,001 to 150,000	D	E	G	J	L	N	P
150,001 to 500,000	D	E	G	J	M	P	Q
500,000 and over	D	E	H	K	N	Q	R

Nota: Extraída de ASQC (1981), ANSI/ASQC Z1.4.

Tabla 4

Tabla Maestra - Plan Simple - Inspección Normal.

Sample size	Simple code	Acceptable Quality Levels (Normal Inspection)																											
		0.010	0.015	0.025	0.040	0.065	0.10	0.15	0.25	0.40	0.65	1.0	1.5	2.5	4.0	6.5	10	15	25	40	65	100	150	250	400	650	1000		
letter		Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re	Ac	Re
A	2																												
B	3																												
C	5																												
D	8																												
E	13																												
F	20																												
G	32																												
H	50																												
J	80																												
K	125																												
L	200																												
M	315																												
N	500																												
P	800																												
Q	1250																												
R	2000																												

Nota: Extraída de ASQC (1981), ANSI/ASQC Z1.4.

A) OBTENCIÓN DE LA CANTIDAD DE MUESTRAS EN LAS COLUMNAS

En ambos bloques de la iglesia sean la nave y las torres, se realizaron los estudios de manera independiente.

- **En el bloque de la nave de la Iglesia.**

En la nave de la iglesia se encontró un total de N = 94 columnas, se asumirá que el 1 % del total son defectuosos, se considerando un 2.5 % de nivel de calidad aceptable (AQL).

Con el uso de la Tabla 3, observamos que el total de columnas se encuentra en el rango de 91 y 150, se tomó el tipo de muestreo generales II, por ser un punto intermedio en los niveles de inspección, en consecuencia, el nivel utilizado fue la “F”.

Se observa que en la Tabla 4, la intersección entre el nivel seleccionada y el nivel de calidad aceptable (AQL = 2.5%) se obtuvo n = 20 (tamaño de muestra), c = 1 (Valor de aceptación) y r = 2 (Valor de rechazo).

De acuerdo a la secuencia de muestreo simple, se determinó la probabilidad de aceptación con N = 94, para las columnas del bloque de la nave, p = 1% y (n, c) = (20,1) resultado una aceptación del 98.25% mediante la distribución de Poisson.



Finalmente, la cantidad de muestras necesarias ($n = 20$) en las columnas del bloque de la Nave, se muestra en la tabla 5.

Tabla 5

Registros del ensayo de esclerometría en columnas en el bloque de la Nave.

DESCRIPCIÓN	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Promedio
COL 1	35	32	32	33	32	30	31	29	28	30	31.2
COL 2	32	32	31	30	31	32	33	30	31	32	31.4
COL 3	30	27	30	30	29	27	30	27	30	28	28.8
COL 4	29	26	27	30	28	30	31	28	29	28	28.6
COL 5	30	28	29	30	28	28	30	28	28	28	28.7
COL 6	32	32	30	29	30	32	32	31	30	31	30.9
COL 7	30	30	31	29	31	30	33	30	31	33	30.8
COL 8	32	29	32	30	29	27	30	26	25	31	29.1
COL 9	35	32	35	36	35	33	31	32	31	33	33.3
COL 10	35	32	32	33	32	30	31	29	28	30	31.2
COL 11	32	32	31	30	31	32	33	30	31	32	31.4
COL 12	32	28	31	32	30	30	32	30	30	30	30.5
COL 13	32	32	31	30	31	32	33	30	31	32	31.4
COL 14	30	28	29	30	28	28	30	28	28	28	28.7
COL 15	35	32	32	33	32	30	31	29	28	30	31.2
COL 16	32	32	31	30	31	32	33	30	31	32	31.4
COL 17	35	35	36	39	38	37	37	35	34	36	36.2
COL 18	32	32	31	30	30	32	33	27	31	30	30.8
COL 19	35	32	30	32	32	30	31	27	28	29	30.6
COL 20	28	29	29	25	27	29	29	27	27	24	27.4

Nota: Resultados del laboratorio Matlab Ingeniería Sismorresistente “E.I.R.L”

El resultado promedio final es de 30.68, con una probabilidad de aceptación del 98.25%. (Anexo 06)

- **En el bloque de las Torres de la Iglesia.**

En las Torres de la iglesia se encontró un total de $N = 64$ columnas, se asumió que el 1 % del total son defectuosos, se consideró un 4.0 % de nivel de calidad aceptable (AQL).

Siguiendo el mismo procedimiento de muestreo en las columnas del bloque de la Nave, se obtiene:

Tabla 6

Parámetros de Muestreo simple en el bloque de las Torres de la Iglesia.

Muestreo Simple (Columnas)	
N (Total de Lote)	64
AQL	4.0
Po (Defectuosos))	1%
Tipo de muestreo	General II "E"
n (# Muestras)	13
Ac (# Aceptación)	1
Ar (# Rechazos)	2
nPo=	0.13
Probabilidad de Aceptación (Poisson)	99.22%

Tabla 7

Registros del Ensayo de Esclerometría en Columnas del Bloque de la Torre.

DESCRIPCIÓN	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Promedio
COL 1	38	35	35	36	35	33	34	32	31	33	34.2
COL 2	37	37	36	35	36	37	38	35	36	37	36.4
COL 3	33	30	33	33	32	30	33	30	33	31	31.8
COL 4	32	29	30	33	31	33	34	31	32	31	31.6
COL 5	28	26	27	28	26	26	28	26	26	26	26.7
COL 6	30	30	28	27	28	30	30	29	28	29	28.9
COL 7	28	28	29	27	29	28	31	28	29	31	28.8
COL 8	31	28	31	29	28	26	29	25	24	30	28.1
COL 9	37	34	37	38	37	35	33	34	33	35	35.3
COL 10	36	33	33	34	33	31	32	30	29	31	32.2
COL 11	31	31	30	29	30	31	32	29	30	31	30.4
COL 12	30	26	29	30	28	28	30	28	28	28	28.5
COL 13	34	24	27	28	26	26	28	26	26	26	27.1

Nota: Resultados del laboratorio Mathlab Ingeniería Sismorresistente "E.I.R.L".

El resultado fue un promedio final de 30.77 y con una probabilidad de aceptación del 99.22%. (Ver anexo 06)

B) OBTENCIÓN DE LA CANTIDAD DE MUESTRAS EN LAS VIGAS:

- **En el bloque de la nave de la iglesia**

En la nave de la iglesia se encontró un total de $N = 107$ vigas, se asumió que el 1 % del total son defectuosos, además se consideró un 2.5 % de nivel de calidad aceptable (AQL).

Siguiendo el mismo procedimiento de muestreo en las columnas del bloque de la Nave, se obtiene:

Tabla 8

Parámetros de Muestreo simple en el bloque de la Nave de la Iglesia.

Muestreo Simple (Vigas)	
N (Total de Lote)	107
AQL	2.5
Po (P. defectuosos))	1%
Tipo de muestreo	General II "F"
n (# Muestras)	20
Ac (# Aceptación)	1
Ar (# Rechazos)	2
nPo=	0.2
Probabilidad de Aceptación (Poisson)	98.25%

Para el tamaño de muestra necesaria ($n = 20$) en las vigas del bloque de la Nave, se obtuvo la tabla 9.

Tabla 9

Registros del ensayo de esclerometría en las vigas del bloque de la nave.

DESCRIPCIÓN	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Promedio
VIGA 1	34	33	32	34	33	31	32	33	34	34	33
VIGA 2	35	30	32	31	33	32	32	31	32	32	32
VIGA 3	32	30	29	28	28	28	30	31	32	31	29.9
VIGA 4	32	29	30	33	31	33	34	31	32	31	31.6
VIGA 5	34	32	33	34	32	32	34	32	32	32	32.7
VIGA 6	37	37	35	34	35	37	37	36	35	36	35.9
VIGA 7	28	28	29	27	29	28	31	28	29	31	28.8
VIGA 8	35	32	35	33	32	30	33	29	28	34	32.1

DESCRIPCIÓN	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Promedio
VIGA 9	38	35	38	39	38	36	34	35	34	36	36.3
VIGA 10	39	36	36	37	36	34	35	33	32	34	35.2
VIGA 11	37	37	36	35	36	37	38	35	36	37	36.4
VIGA 12	35	31	34	35	33	33	35	33	33	33	33.5
VIGA 13	36	36	35	34	35	36	37	34	35	36	35.4
VIGA 14	34	32	33	34	32	32	34	32	32	32	32.7
VIGA 15	37	34	34	35	34	32	33	31	30	32	33.2
VIGA 16	33	33	32	31	32	33	34	31	32	33	32.4
VIGA 17	37	37	38	41	40	39	39	37	36	38	38.2
VIGA 18	33	33	32	31	31	33	34	28	32	31	31.8
VIGA 19	37	34	32	34	34	32	33	29	30	31	32.6
VIGA 20	33	34	34	30	32	34	34	32	32	29	32.4

Nota. Resultados del laboratorio Matlab Ingeniería Sismorresistente "E.I.R.L".

El resultado fue un promedio final de 33.31 y con una probabilidad de aceptación del 98.25%. (Ver anexo 06)

- **En el bloque de la Torre de la iglesia**

En las Torres de la iglesia se encontró un total de $N = 59$ vigas, se asumirá que el 1 % del total son defectuosos, se considerara un 4.0 % de nivel de calidad aceptable (AQL).

Siguiendo el mismo procedimiento de muestreo en las columnas del bloque de la Nave, se obtiene:

Tabla 10

Parámetros de Muestreo simple en el bloque de las Torre de la Iglesia.

Muestreo Simple (Vigas)	
N (Total de Lote)	59
AQL	4.0
Po (P. defectuosos))	1%
Tipo de muestreo	General II "E"
n (# Muestras)	13
Ac (# Aceptación)	1
Ar (# Rechazos)	2
nPo=	0.13
Probabilidad de Aceptación (Poisson)	99.22%

Para el tamaño de muestra necesaria ($n = 13$) en las vigas del bloque de las Torres, se obtuvo la siguiente tabla.:

Tabla 11

Lecturas del ensayo de esclerometría en las vigas en el bloque de la Torre de la iglesia.

DESCRIPCIÓN	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Promedio
VIGA 1	30	29	28	30	29	27	28	29	30	30	29
VIGA 2	31	26	28	27	29	28	28	27	28	28	28
VIGA 3	28	26	25	24	24	24	26	27	28	27	25.9
VIGA 4	28	25	26	29	27	29	30	27	28	27	27.6
VIGA 5	37	35	36	37	35	35	37	35	35	35	35.7
VIGA 6	40	40	38	37	38	40	40	39	38	39	38.9
VIGA 7	31	31	32	30	32	31	34	31	32	34	31.8
VIGA 8	38	35	38	36	35	33	36	32	31	37	35.1
VIGA 9	34	31	34	35	34	32	30	31	30	32	32.3
VIGA 10	35	32	32	33	32	30	31	29	28	30	31.2
VIGA 11	33	33	32	31	32	33	34	31	32	33	32.4
VIGA 12	31	27	30	31	29	29	31	29	29	29	29.5
VIGA 13	36	36	35	34	35	36	37	34	35	36	35.4

Nota. Resultados del laboratorio Matlab Ingeniería Sismorresistente “S.A.C.”.

El resultado fue un promedio final de 31.75 y con una probabilidad de aceptación del 99.22%. (Ver anexo 06)

C). RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE MUESTRAS DE CONCRETO ENDURECIDO, DIAMANTINA.

Para determinar la resistencia al esfuerzo de compresión del concreto en las columnas y vigas, se llevaron a cabo la extracción de núcleos de concreto con el uso de diamantina para luego ensayarlos en el laboratorio de Matlab Ingeniería Sismorresistente E.I.R.L, obteniéndose los siguientes resultados (consultar Anexo 07). En estos ensayos, los testigos estaban fabricados con concreto endurecido con diamantina.

Tabla 12*Ensayos de esclerometría y diamantina en el bloque de Nave.*

Elemento	E. Diamantina (a) (kg/cm ²)	Esclerómetro (b)	Relación(a/b)
Columna 14	145.8	28.7	5.1
Columna 17	160.8	36.2	4.4
Viga 15	132.6	33.2	4.0
Viga 12	140.2	33.5	4.2

Tabla 13*Ensayos de esclerometría y diamantina en el bloque de las Torres.*

Elemento	E. Diamantina (a) (kg/cm ²)	Esclerómetro (b)	Relación(a/b)
Columna 10	155.3	32.2	4.8
Columna 12	165.4	28.5	5.8
Viga 12	135.3	29.5	4.6
Viga 13	130.6	35.4	3.7

De la tabla 12 promediamos la relación de resistencia equivalente en las columnas del bloque de la nave, obteniendo el valor de $(5.1 + 4.4) \times (1/2) = 4.8 \text{ kg/cm}^2$, finalmente la resistencia de las columnas será: $(4.8 \text{ kg/cm}^2) \times (30.68) = \mathbf{146.07 \text{ kg/cm}^2}$

De la tabla 12 promediamos la relación de resistencia equivalente en las vigas del bloque de la nave, obteniendo el valor de $(4.0 + 4.2) \times (1/2) = 4.1 \text{ kg/cm}^2$, finalmente la resistencia de las vigas será: $(4.1 \text{ kg/cm}^2) \times (33.31) = \mathbf{136.20 \text{ kg/cm}^2}$.

De la tabla 13 promediamos la relación de resistencia equivalente en las columnas de las Torres de la iglesia, obteniendo el valor de $(4.8 + 5.8) \times (1/2) = 5.3 \text{ kg/cm}^2$, finalmente la resistencia de las columnas será: $(5.3 \text{ kg/cm}^2) \times (30.77) = \mathbf{163.48 \text{ kg/cm}^2}$

De la tabla 13 promediamos la relación de resistencia equivalente en las vigas de las Torres, obteniendo el valor de $(4.6 + 3.7) \times (1/2) = 4.1 \text{ kg/cm}^2$, finalmente la resistencia de las columnas será: $(4.1 \text{ kg/cm}^2) \times (31.75) = \mathbf{131.39 \text{ kg/cm}^2}$.

R. compresión (f'c) en Columnas de la Nave de la iglesia	: 146.07 kg/cm ²
R. compresión (f'c) en Vigas de la Nave de la Iglesia	:136.20 kg/cm ²
R. compresión (f'c) en Columnas de la Torre de la iglesia	: 163.48 kg/cm ²
R. compresión (f'c) en Vigas de las Torres de la Iglesia	: 131.39 kg/cm ²

3.5 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Para la recopilación de datos se utilizaron los siguientes protocolos: el levantamiento topográfico (Anexo 1), la creación de los planos de la infraestructura existente, el estudio de mecánica de Suelos (Anexo 3), la estructuración de la edificación (Anexo 4), los ensayos de cargas sobre la edificación (Anexo 5), los ensayos de esclerometría y diamantina de concreto (Anexo 6) y los ensayos de resistencia a compresión (Anexo 7).

3.6 PLAN METODOLÓGICO PARA EL PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN

Figura 36

Flujograma de procedimiento (Parte I) para determinar el nivel de Riesgo Sísmico de la Iglesia del Señor de la Soledad

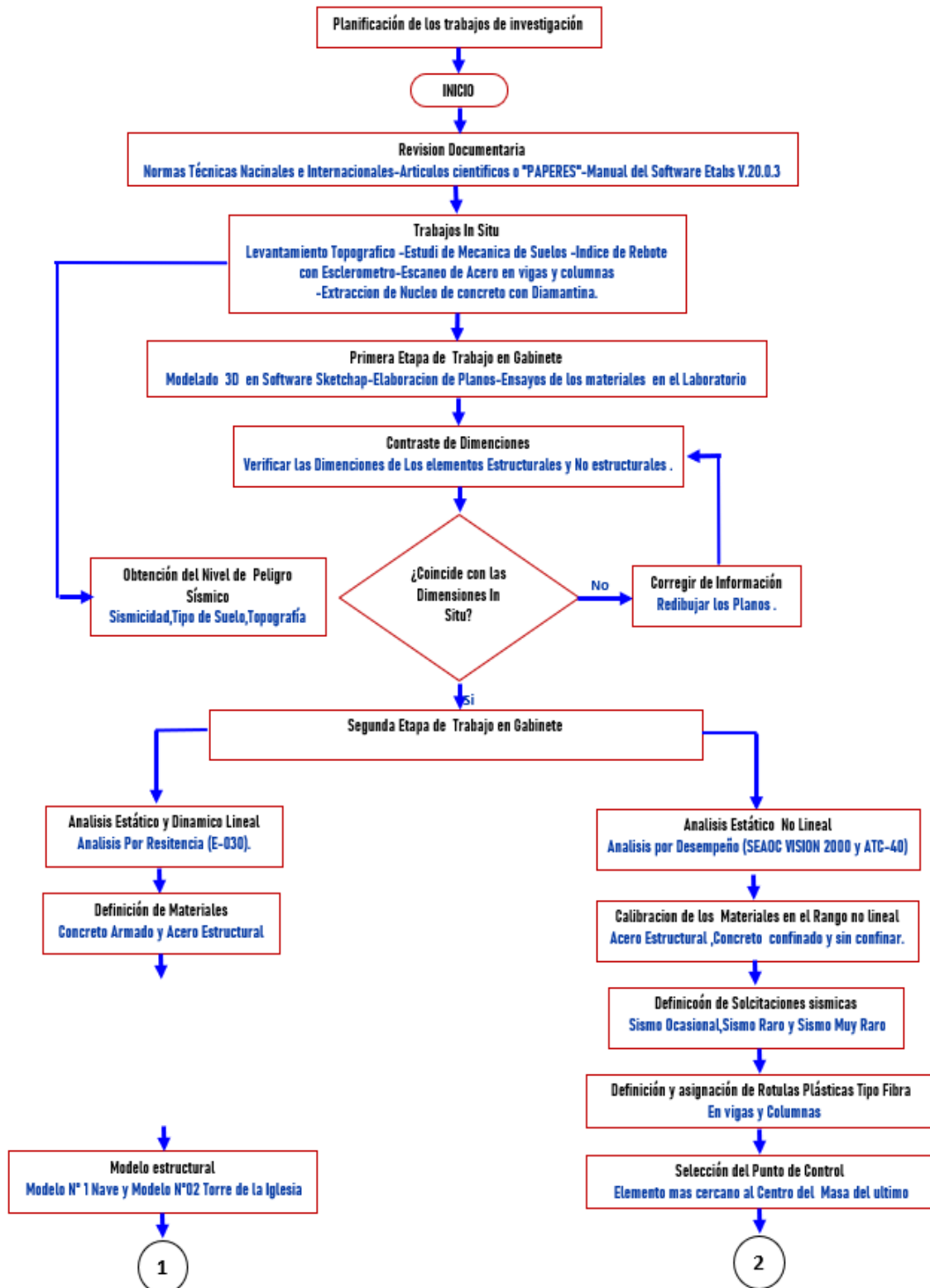
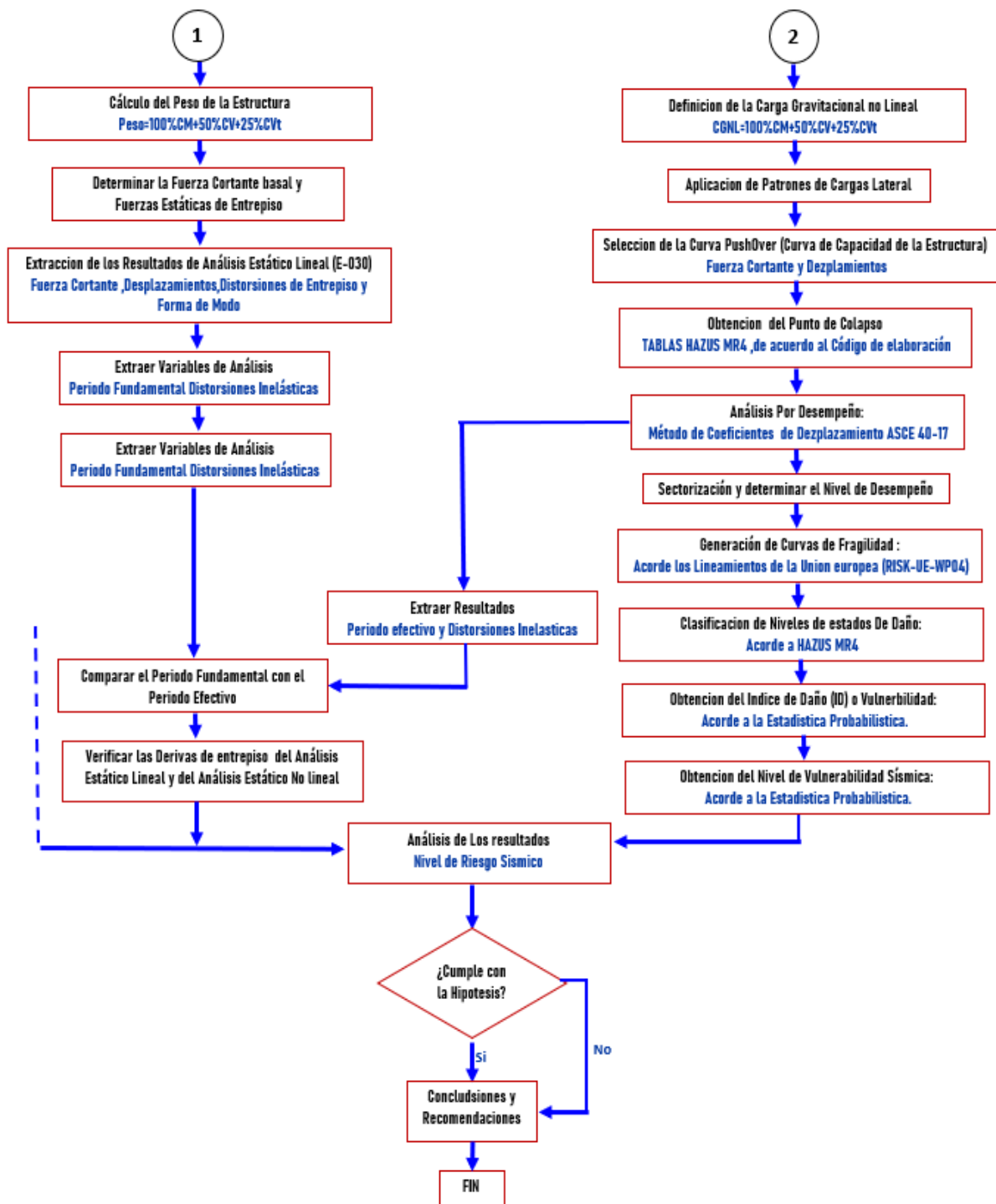


Figura 37

Flujograma de procedimiento (Parte II) para determinar el nivel de Riesgo Sísmico de la Iglesia del Señor de la Soledad



CAPITULO IV

PROCESAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

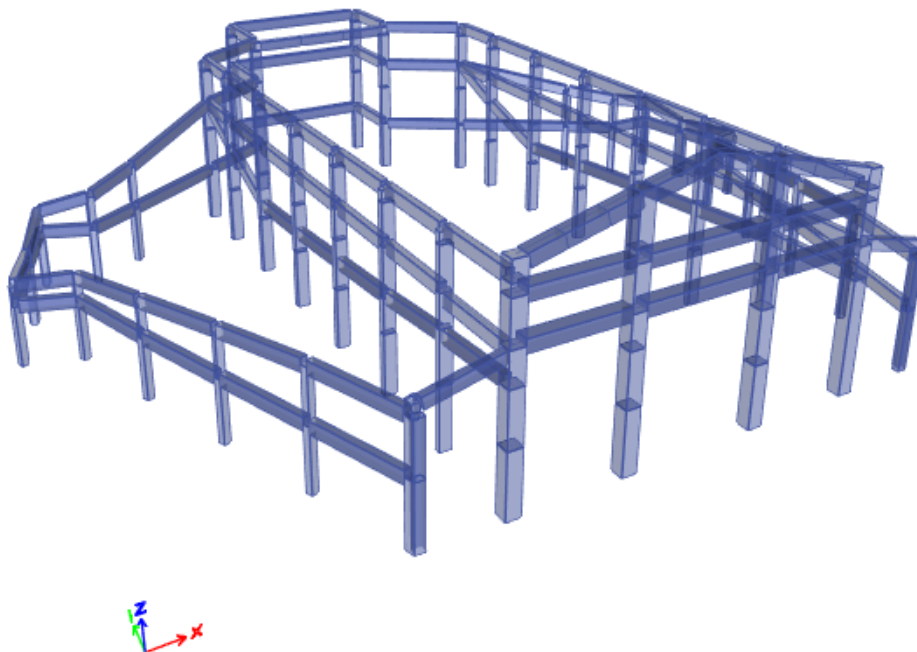
4.1 Modelo Estructural y comportamiento sísmico

La evaluación estructural en la iglesia del señor de la soledad se partió a partir del modelo tridimensional en el software ETABS V.20.0.3. El sistema estructural se modela con elementos que admiten deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial debido a cargas de gravedad y sísmicas.

Es preciso señalar que la iglesia Señor de la Soledad está conformada por dos bloques independientes la Nave y las Torres, tal como se muestran en la figura 38 y 39, en consecuencia, su comportamiento estructural será evaluada de manera independiente para cada bloque, además es importante recalcar que, en el bloque de la Nave, las cargas vivas y muertas de parte de la cobertura metálica (tijerales) es asignada como cargas puntuales en los apoyos (columnas de concreto armado).

Figura 38

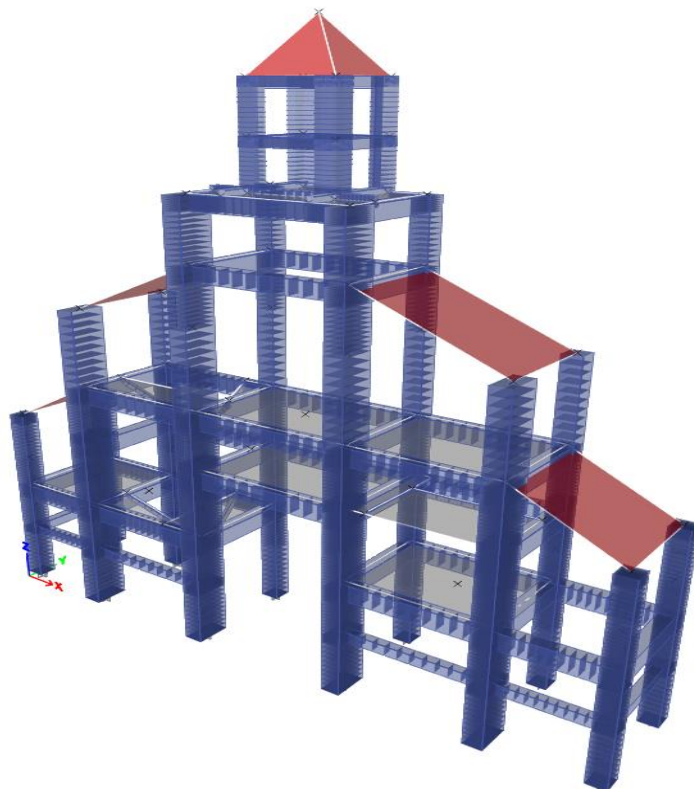
Modelo estructural tridimensional del Bloque de la nave, en el Software Etabs V.20.0.3.



Nota: Extraída del Software Etabs V.20.0.3.

Figura 39

Modelo estructural tridimensional del Bloque de las Torres, en el Software Etabs V.20.0.3.



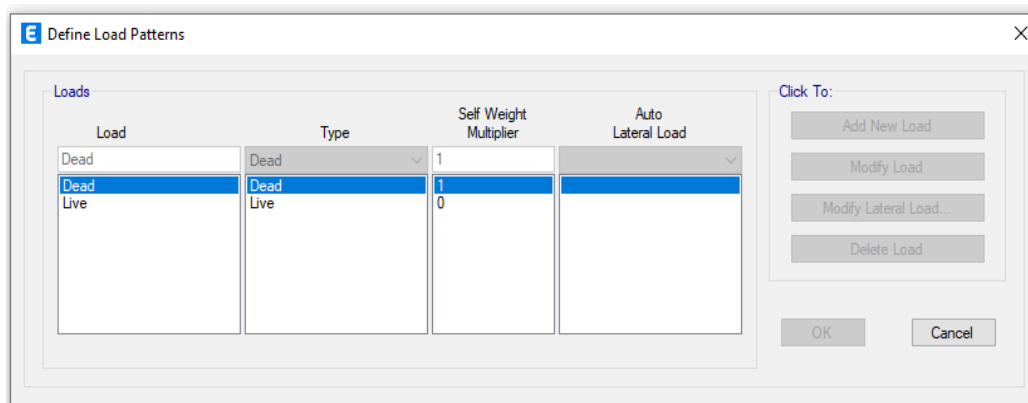
Nota: Extraída del Software Etabs V.20.0.3.

4.1.1. Análisis estático lineal

En esta etapa se definió las cargas en el modelo estructural con la finalidad de evaluar el peso sísmico, según su uso.

Figura 40

Definición de los Patrones de carga en los Modelos estructurales.



De acuerdo al uso, la edificación se encuentra en la categoría B, por ende, para el peso sísmico se obtuvo con el 100% de la carga muerta total más el 50% de la carga viva.

Figura 41

Peso del Bloque de las Torres.

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Dead	LinStatic	0	0	613.68	1453.66	-6585.11
Live	LinStatic	0	0	30.42	71.14	-338.00
100CM+0.50CV				628.89		

Figura 42

Peso del Bloque de la Nave.

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Dead	LinStatic	0	0	436.47	7204.78	-8407.64
Live		0	0	24.63	414.54	-485.03
100CM+0.5CV				448.78		

Debido a que en la presente tesis se pretende evaluar el riesgo sísmico de la infraestructura existente de la iglesia, no es necesario realizar el diseño de los elementos estructurales, por lo que en el análisis estático es suficiente con el cálculo del peso de las estructuras de ambos bloques evaluadas.

4.1.2. Análisis dinámico lineal

El análisis dinámico lineal se desarrolló de acuerdo a la norma NTE E0.30 (2016), con el método de la combinación cuadrática completa (CQC). Con una consideración del 5% de amortiguamiento en ambos bloques estructurales. Además de considerar, el tipo de suelo, la configuración estructural y el uso.

El espectro fue analizado bajo las solicitaciones de un sismo raro o severo acorde a la norma de diseño sismorresistente NTE E.030.

$$V = \frac{Z*U*C*S}{R} g$$

Z = 0.35, Edificio ubicado en la ciudad de Huaraz.

U = 1.3, Edificaciones importantes (Categoría B), Iglesia.

S = 1.15, $T_p = 0.6$, $T_L = 2$, el suelo califica como S2.

C = 2.5

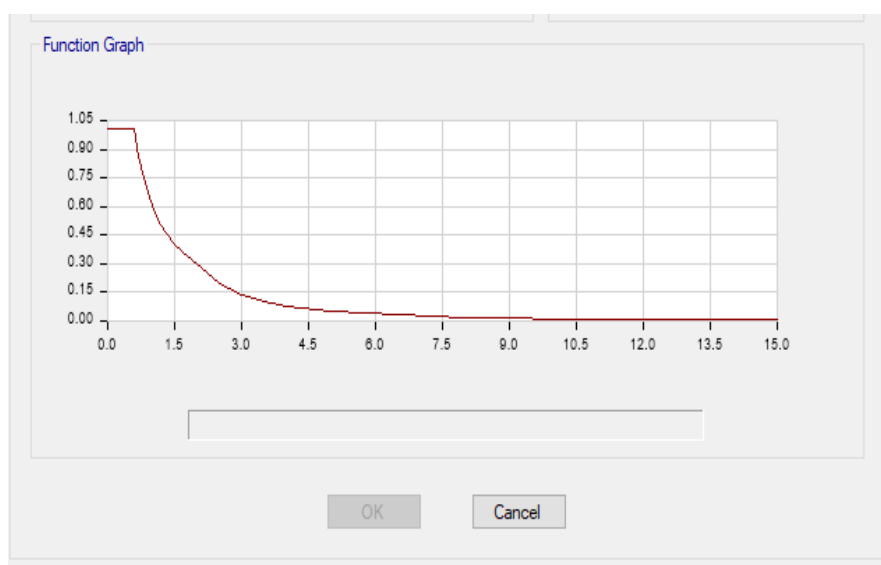
$R_o = 8$ (Se asume un sistema de pórticos de concreto)

$R = 8 \times 0.85$ (La estructura es irregular)

Nota: En las estructuras de ambos bloques existe Irregularidades, por lo tanto, se considera 0.85 como factor de irregularidad recomendado por la norma E.030, sin embargo, para otras verificaciones o diseño es recomendable calcular el factor de reducción mediante el espectro de la curva de capacidad y el espectro de demanda, para la presente investigación no se calculan por no influir en los objetivos.

Figura 43

Espectro de Pseudo-Aceleraciones X-Y.



Nota: Extraída del Software Etabs V.20.0.3.

4.1.2.1. Periodos de Vibración

Tabla 14

Masa participativa y periodo en la estructura del bloque de la Nave de la iglesia en la dirección X-Y.

Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0.8180	0.1335	0.0002	0	0.1335	0.0002
2	0.8080	0.1649	0.0000	0	0.2984	0.0002
3	0.5320	0.0000	0.0012	0	0.2984	0.0014

Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
4	0.5240	0.0000	0.0002	0	0.2984	0.0015
5	0.4400	0.0005	0.6842	0	0.2989	0.6858
6	0.4310	0.0437	0.0297	0	0.3427	0.7155
7	0.3750	0.0640	0.0091	0	0.4067	0.7246
8	0.3610	0.1190	0.0287	0	0.5257	0.7533
9	0.3600	0.1225	0.0257	0	0.6482	0.7789
10	0.3380	0.0008	0.0091	0	0.6489	0.7881
11	0.3240	0.0017	0.0185	0	0.6506	0.8066
12	0.2960	0.0017	0.0009	0	0.6523	0.8075
13	0.2870	0.0133	0.0002	0	0.6656	0.8077
14	0.2840	0.0033	0.0103	0	0.6689	0.8180
15	0.2590	0.0102	0.0108	0	0.6791	0.8288
16	0.2560	0.0353	0.0122	0	0.7144	0.8409
17	0.2370	0.0601	0.0002	0	0.7745	0.8411
18	0.2200	0.0003	0.0000	0	0.7748	0.8411
19	0.2070	0.0028	0.0015	0	0.7776	0.8426
20	0.2060	0.0041	0.0000	0	0.7817	0.8426
21	0.1770	0.0150	0.0048	0	0.7967	0.8474
22	0.1720	0.0015	0.0050	0	0.7982	0.8524
23	0.1670	0.0144	0.0006	0	0.8126	0.8530
24	0.1620	0.0059	0.0014	0	0.8185	0.8544
25	0.1610	0.0184	0.0000	0	0.8368	0.8544
26	0.1590	0.0135	0.0001	0	0.8503	0.8546
27	0.1580	0.0162	0.0015	0	0.8665	0.8561
28	0.1540	0.0105	0.0012	0	0.8769	0.8573
29	0.1530	0.0139	0.0073	0	0.8908	0.8646
30	0.1470	0.0013	0.0048	0	0.8921	0.8694
31	0.1440	0.0011	0.0011	0	0.8932	0.8704
32	0.1410	0.0008	0.0015	0	0.8940	0.8719
33	0.1400	0.0088	0.0017	0	0.9028	0.8737
34	0.1390	0.0084	0.0278	0	0.9112	0.9015

Tabla 15

Masa participativa y periodo en la estructura del bloque de las Torres en la dirección X-Y.

Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0.43	0.7277	1.30E-05	0	0.7277	1.30E-05
2	0.382	1.46E-05	0.6866	0	0.7277	0.6867
3	0.254	5.00E-04	0.0001	0	0.7283	0.6867

Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
4	0.193	0.1726	0.00E+00	0	0.9009	0.6867
5	0.168	0.00E+00	0.1736	0	0.9009	0.8603
6	0.113	0.0002	0.0001	0	0.9011	0.8605
7	0.097	4.49E-06	0.0578	0	0.9011	0.9183
8	0.093	0.0534	1.44E-05	0	0.9545	0.9183
9	0.078	0.0038	1.78E-05	0	0.9583	0.9183
10	0.061	0.0269	0.0006	0	0.9853	0.9189
11	0.055	0.0002	0.0623	0	0.9854	0.9811
12	0.04	0.0007	1.00E-04	0	0.9862	0.9812

Al examinar la Nave de la iglesia y la Torre de la iglesia, se observa que en el segundo modo de vibración para la Nave resulta en el sentido X-X, mientras que el quinto modo en el sentido Y-Y. Para el bloque de la Torre, el primer modo es en la dirección X-X, el segundo en Y-Y. El factor de masa participativa acumulada en la dirección X-X para la Nave es mayor al 90% desde el modo treinta y tres (90.28%), y en la dirección Y-Y es mayor al 90% desde el modo treinta y cuatro (90.15%). En la Torre, la masa acumulada en X-X en el cuarto modo es 90.01%, resultando ser mayor al 90% y en Y-Y, mayor al 90% desde el séptimo modo (91.83%). Esto apunta a que los 34 modos de vibración en la nave y 12 modos de vibración en la Torre obtenidos de los modelos matemáticos son confiables para determinar la cantidad de grados de libertad, más no para distribuir las cargas laterales incrementales monofónicamente en el análisis estático no lineal, pues estas no son recomendables por ser estructuras irregulares.

4.1.2.2. Control de Distorsiones

Durante la etapa del análisis estático lineal, los modelos estructurales son verificados por sus derivas elásticas e inelásticas, con la finalidad de analizar la rigidez y los desplazamientos. Acorde a los lineamientos de la NTE E.030 los desplazamientos laterales se obtienen multiplicando por 0.85 el factor de reducción ($0.85 \cdot R$), siendo las derivas menores a 0.007 en estructuras de C^oA^o.

Tabla 16

Derivas inelásticas en la estructura, bloque Nave, en el sentido X-Y.

Altura	Drift X-X	Drift Y-Y	Observación
8.4	0.015522	0.010084	No cumple en YY y X-X
7.93	0.014455	0.010568	No cumple en YY y X-X
6.18	0.011889	0.011165	No cumple en YY y X-X
4.82	0.013958	0.010365	No cumple en YY y X-X
2.62	0.010702	0.012399	No cumple en YY y X-X
0	0	0	Ninguna

Tabla 17

Derivas inelásticas en la estructura, Bloque de la Torre en el sentido X-Y.

Altura	Drift X-X	Drift Y-Y	Observación
23.15	0.000584	0.003127	Ninguna
21.1	0.000904	0.003342	Ninguna
19.1	0.002885	0.00276	Ninguna
16.45	0.003862	0.00299	Ninguna
14	0.006447	0.003867	Ninguna
10.5	0.003896	0.002897	Ninguna
8.4	0.006959	0.004411	Ninguna
7.93	0.006272	0.00413	Ninguna
6.18	0.003996	0.002826	Ninguna
4.82	0.003686	0.002607	Ninguna
2.62	0.003106	0.001708	Ninguna
0	0	0	Ninguna

Del análisis de los resultados se puede observar, en el bloque de la Nave de la iglesia en la dirección X-X y Y-Y, las derivas inelásticas superan el límite de 0.007, establecidos para pórticos de concreto armado según la norma peruana E.030.

Se puede concluir que la estructura del bloque de la nave no cumple mientras el bloque de la torre si cumple con las condiciones de rigidez de la norma NTE 0.30.

4.1.3. Análisis estático no lineal "PUSHOVER"

El análisis estático no lineal (AENL) es una alternativa muy conveniente para encontrar la respuesta sísmica de la estructura, a pesar que el análisis dinámico lineal tiempo historia es el más apropiado, al mismo tiempo bastante complejo. El análisis estático no lineal es un gran avance sobre la forma de análisis actual que utiliza la

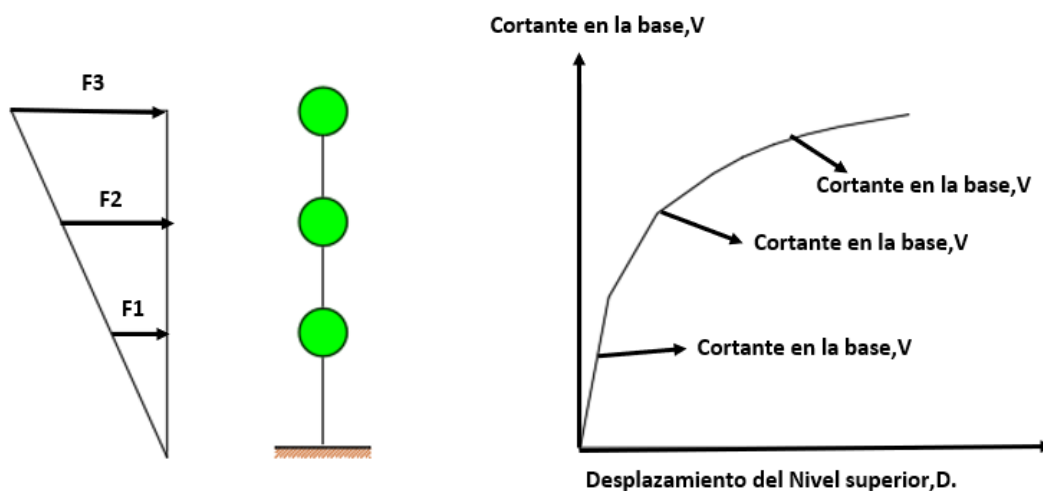
teoría lineal. Existiendo inconsistencias en la teoría actual donde elementos de las estructuras debe ocurrir dentro de un rango elástico. (Aguiar & Ruiz,S, 2002).

El método de Pushover consiste en aplicar un patrón de cargas laterales modales e incrementales que llevan al colapso a la estructura de la edificación.

De acuerdo al proceso indicado, se puede verificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los elementos estructurales, estados límites de servicio y la curva de capacidad donde nos muestra la historia de deformaciones vs. cortantes en la base de la estructura.

Figura 44

Representación de la secuencia usado durante un análisis Pushover



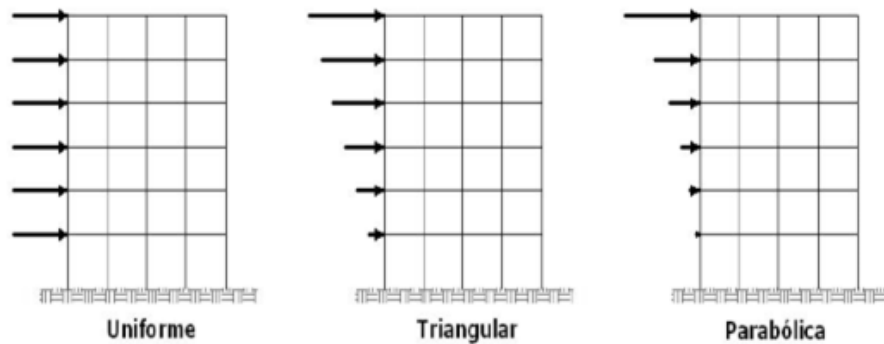
La curva de capacidad es una representación de la relación entre la carga incrementada asignada a una estructura y en efecto el desplazamiento producido en el último nivel de un elemento cerca al centro de masa. Se pueden emplear varios métodos para calcular el desplazamiento de la estructura, como el método de la Capacidad-Demanda. Con factor de participación de masa y un espectro de respuesta elástica dependiente de la condición del terreno, se combinan para formar un espectro de capacidad. La intersección resulta ser el punto de desempeño sísmico estructural de la edificación. (Guevara, Osorio,S, & Arturo,E, 2006)

En el contexto de esta investigación se llevó a cabo un análisis no lineal para cada bloque de la iglesia (Nave y Torre) y en cada dirección X-X y Y-Y, resultan ser irregulares por su configuración estructural por lo que se busca un patrón de carga que aproxime adecuadamente las fuerzas inerciales laterales esperadas durante un sismo; luego, el patrón de cargas debe ser incrementado monotónicamente. Al

finalizar, se obtienen desplazamientos, fuerzas internas, diagramas en función del tiempo y otros resultados.

Figura 45

Patrón de fuerza lateral.



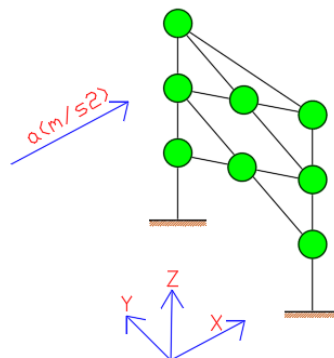
4.1.3.1. Aplicación de las cargas horizontales incrementales

Para el análisis estático no lineal existen varios criterios para elegir la fuerza lateral, pudiendo ser la distribución triangular, constante, del primer modo de vibración y con el cortante de diseño.

En la presente investigación por la irregularidad estructural de los bloques de la iglesia se consideró una distribución de fuerzas laterales concentradas en cada nudo, proporcionales al peso de cada elemento concentrada en dicho nudo, para lo indicado se incrementará monótonicamente una aceleración en la dirección evaluada (figura 46).

Figura 46

Aceleración a ser excitada hasta el colapso (Pushover), en la dirección evaluada



4.1.3.2. Comportamiento no lineal de los materiales

Es preciso señalar que bajo un momento aplicado a un elemento estructural, sea el caso de una viga, se obtiene el Momento Vs Curvatura, así también se generan deformaciones en el punto superior e inferior, hasta antes del punto de cedencia la curva mantiene un tramo lineal, luego inicia con otro tramo no lineal hasta un punto donde falla por completo para una rotación última, después de tal punto se asume que el elemento ya no cuenta con ningún tipo de esfuerzo, así es como se puede diferenciar el comportamiento de los materiales.

a) Concreto sin confinar

El concreto tiene una resistencia a compresión óptima, sin embargo, su resistencia a tracción es limitada. La Curva esfuerzo vs Deformación se obtendrá a partir de los parámetros como el peso volumétrico, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. El siguiente paso consiste en proporcionar deformaciones para diferentes niveles de daño para calibrar los criterios de aceptación. Se puede elegir entre un concreto sin refuerzo y uno con confinamiento, para definir las deformaciones finales. Según las normas, la relación de la deformidad unitaria y resistencia máxima resulta $\epsilon_{cu} = 0.003$, mientras que, de acuerdo con Mander, la deformidad es de 0.0025. La norma peruana E060 indica que la deformidad unitaria es 0.003 y la pendiente negativa de la curva es 0.1, en la Figura 47 se puede observar lo indicado.

Figura 47

Entrada de datos para el concreto sin confinar

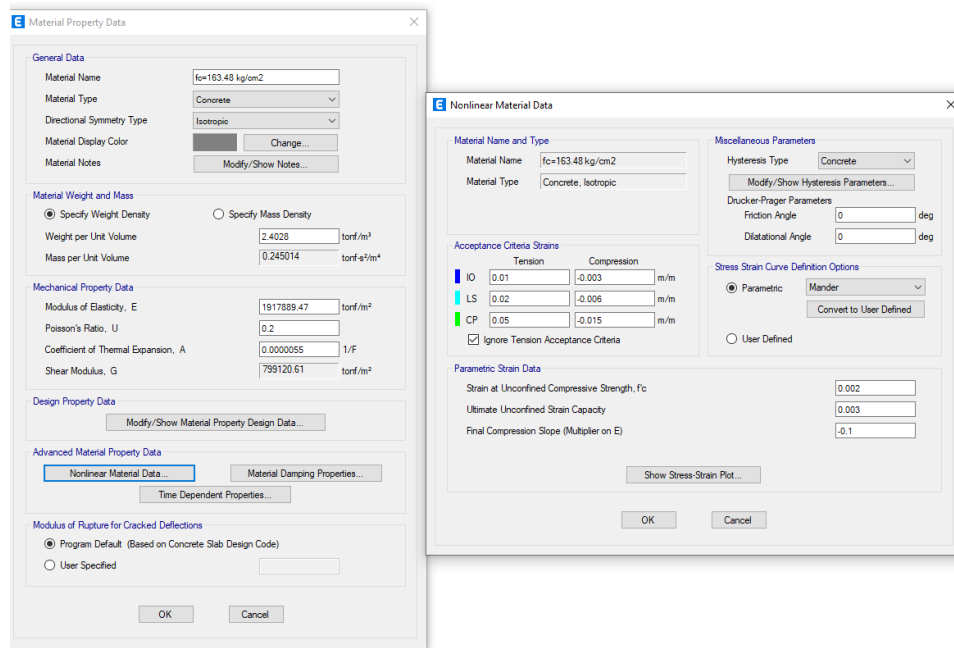
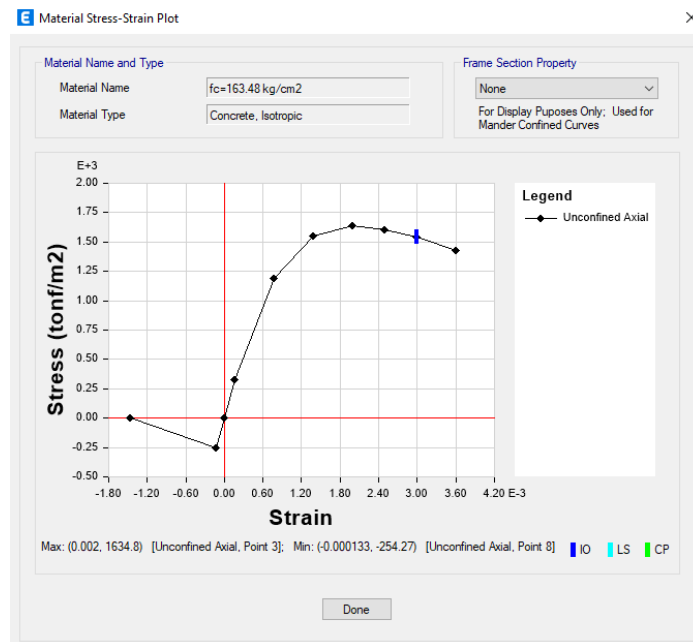


Figura 48

Curva de Desplazamiento Vs Esfuerzo para el concreto sin confinar.



Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3

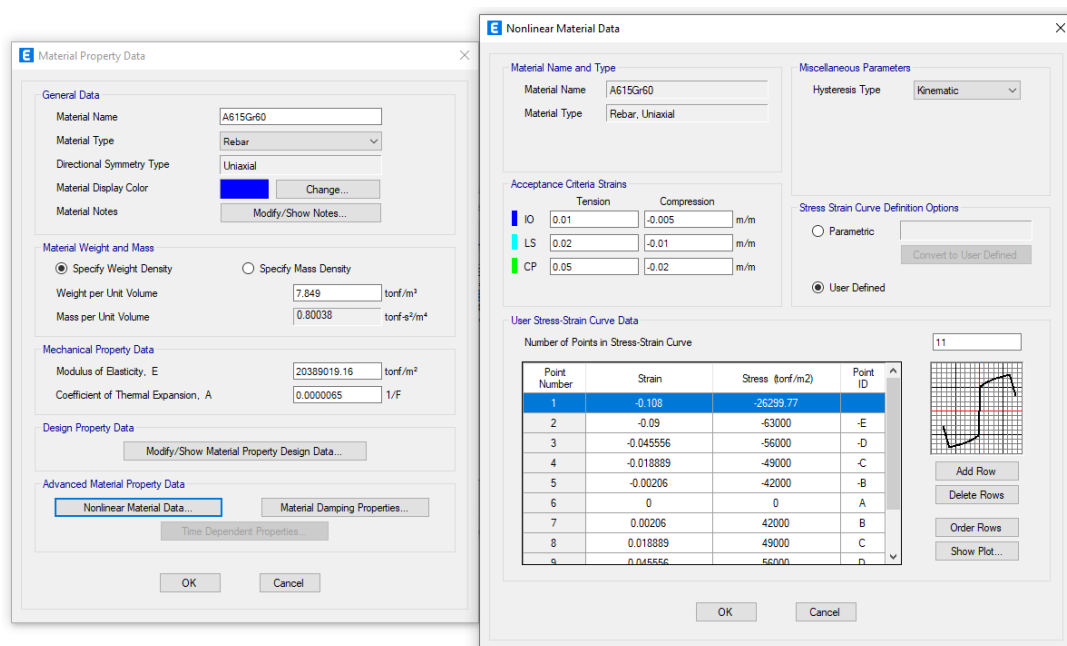
En la Figura 48, el valor máximo obtenido es de 3×10^{-3} , cumpliéndose de acuerdo al reglamento peruano de concreto armado E060.

a) Acero de refuerzo

El uso del acero se promueve debido a su buena resistencia a tracción, al contrario de la resistencia reducida del concreto. Se realizan consideraciones lineales sobre las propiedades del material, el peso volumétrico y el módulo de elasticidad, para luego introducir los datos en un análisis no lineal. El software ofrece la posibilidad de elegir, como la histéresis para ensayos cíclicos con fuerzas reversas. Es preciso indicar que, para una evaluación estática no lineal, estas curvas no son comunes. En un tercer paso, se introduce las deformaciones para distintos grados de daños, con el objetivo de calibrar el cuadro de criterios de aceptación. Por último, se define la curva Esfuerzo Vs Deformación, mediante una recta bilineal y sin endurecimiento donde la resistencia ultima de fluencia del acero es aproximadamente $f_y=42000 \text{ ton/m}^2$, en la figura 49 se muestra el proceso indicado.

Figura 49

Configuración de características no lineales del acero.

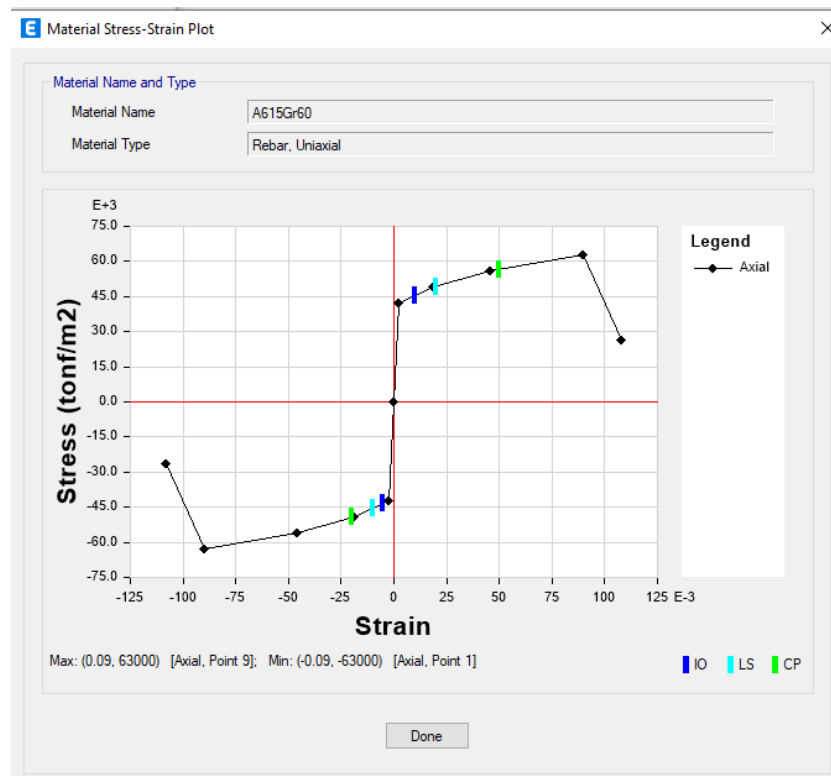


Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3

De acuerdo a Ottazzi (2003), $E_y = 0.0021$, cuyo valor de deformación unitaria de fluencia es para un acero de grado 60, el cual generalmente alcanza una cantidad de entre 2 a 3 veces el valor de E_y . Asimismo, se presenta una deformación máxima a tensión del acero de refuerzo (E_{su}) no es mayor a 50 ‰. Esto queda demostrado en la Figura 49, donde se pueden observar los datos correspondientes además es preciso señalar que el acero no excede el 50 ‰ en cuanto a su deformación.

Figura 50

Representación gráfica del Esfuerzo vs Deformación del acero de refuerzo.



Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3

4.1.3.3. Comportamiento no lineal del elemento

Se puede describir al ser sometido un elemento estructural (columna) a fuerzas horizontales y verticales, causando efectos como momentos, ahora aplicamos un sistema de fuerzas horizontales el cual generara una deformación, en consecuencia la deformación axial resultante ya no se encontrará sobre el eje del elemento, lo indicado a causa de la acción de los esfuerzos de corte y las fuerzas axiales, en consecuencia por dicha excentricidad se produce un nuevo momento, en función al crecimiento del desplazamiento, el momento será mucho mayor, es preciso señalar que existe un periodo donde aún incrementa la fuerza axial, así saliendo del rango lineal e introduciéndonos en la región no lineal.

- **Modelos del concreto confinado y no confinado para las columnas**

Para la presente investigación se tiene 2 modelos el de Kent - Park y Mander, el primero es usada mayormente para acero de confinamiento rectangulares o

cuadradas, con las deformaciones máximas de agotamiento del concreto de 0.02, obtenida a partir de la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{cu} = \frac{0.005 + 0.1 * \rho * f'c}{f'c}$$

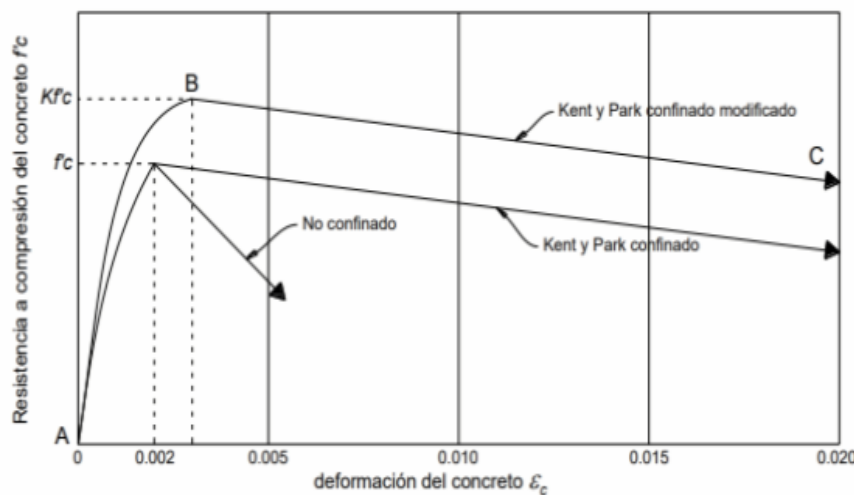
En consecuencia, la resistencia a la compresión más el efecto del acero de confinamiento, se expresa con la función:

$$f_{cc} = \left(\frac{1 + \rho * f'c}{f'c} \right) * f'c$$

Esta función expresa el comportamiento del concreto confinado considera el incremento de resistencia a compresión del concreto debido al confinamiento de los estribos, como se observa en la figura 51.

Figura 51

Modelo modificado Kent y Park para la curva de esfuerzo deformación del concreto confinado



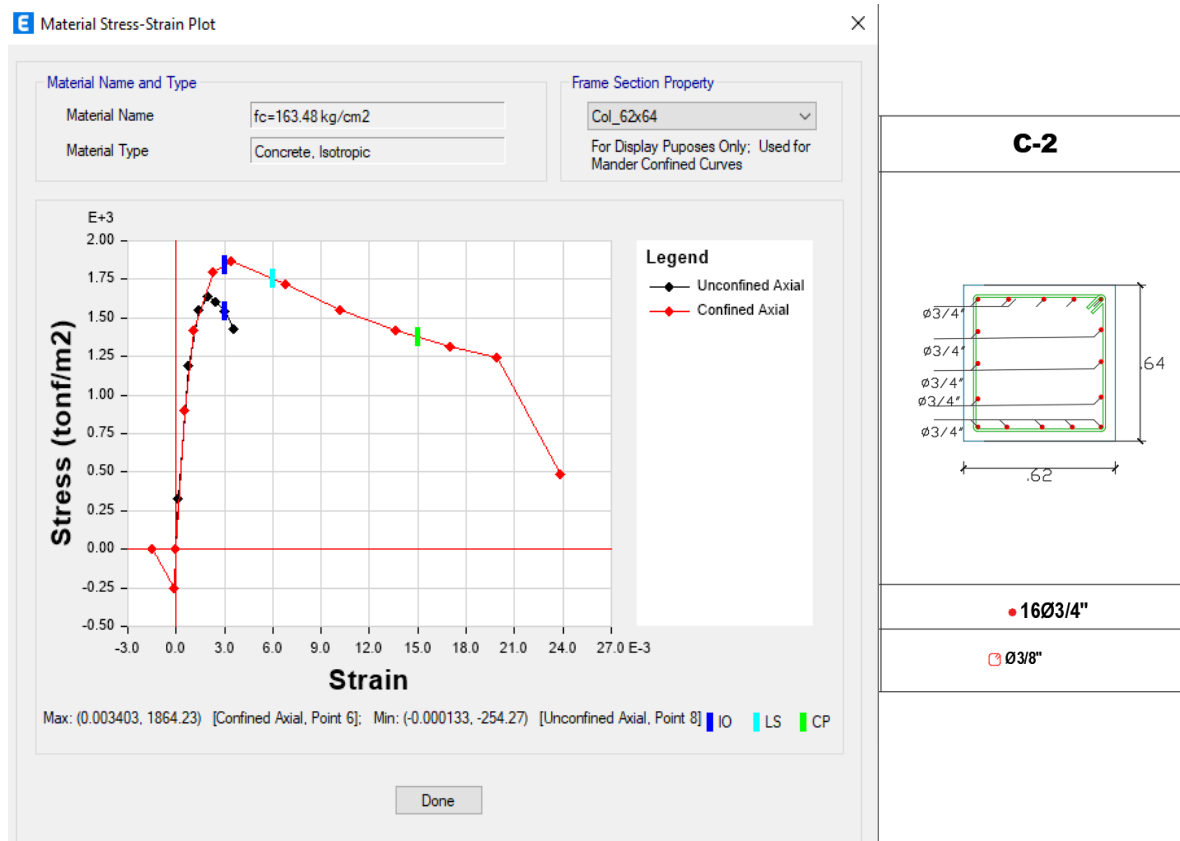
Nota: Extraída de "Apuntes del curso Concreto Armado 1".2016 (p.27).

El segundo modelo es la de Mander, donde gracias al confinamiento incrementa su deformación unitaria última del concreto $\varepsilon_{cu} = 0.003$, se presenta al fracturarse los estribos; además puede concluir que ya no es necesario confinar el núcleo de concreto, estos modelos se observa la figura 51.

✓ Representación del concreto confinado y no confinado según Kent, Park & Mander
(C2 – 64 x62)

Figura 52

Columna cuadrada C2 de 62x 64 en el Bloque de las Torres de la Iglesia.



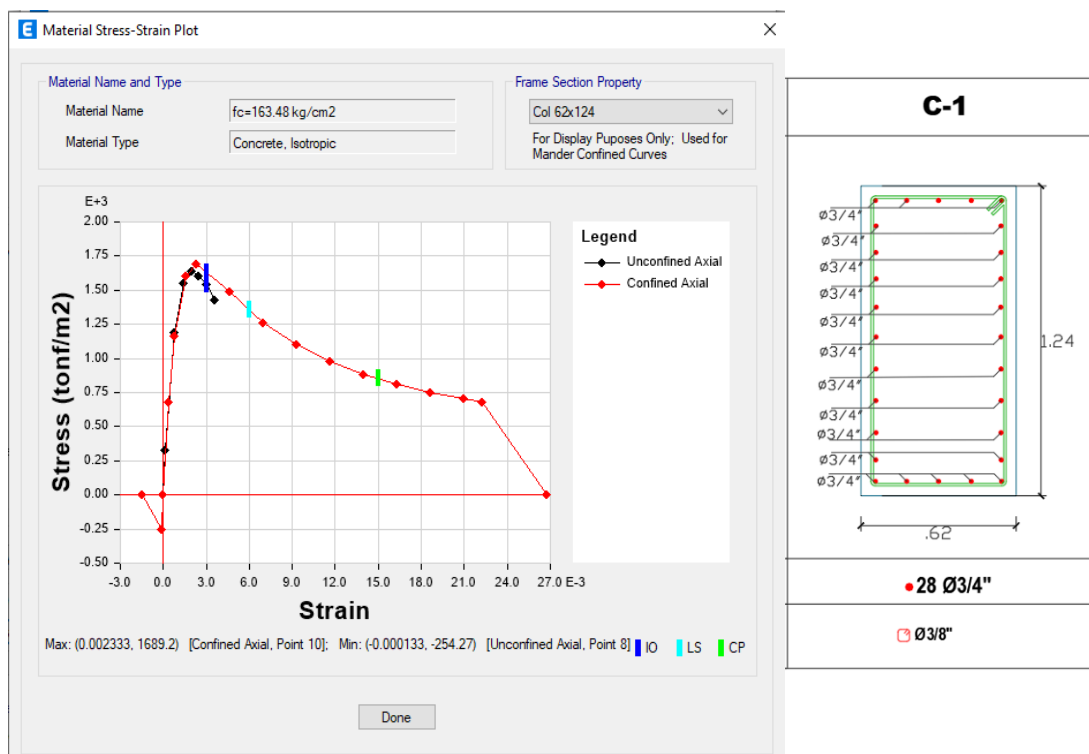
Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3

De acuerdo a la Figura 52, resulta una deformación máxima de 0.0034 donde se incluye el confinamiento de los estribos, cumpliendo lo propuesto por de Kent y Park, con 0.02 de deformación máxima, además se cumple con lo propuesto por Mander, calibrada a una compresión equivalente de una deformación de 0.003.

✓ Representación del concreto confinado y no confinado según Kent, Park & Mander (C1. 62 x 124).

Figura 53

Curva de capacidad de la columna rectangular C1 62x124 en el bloque de las Torres de la Iglesia.



Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3

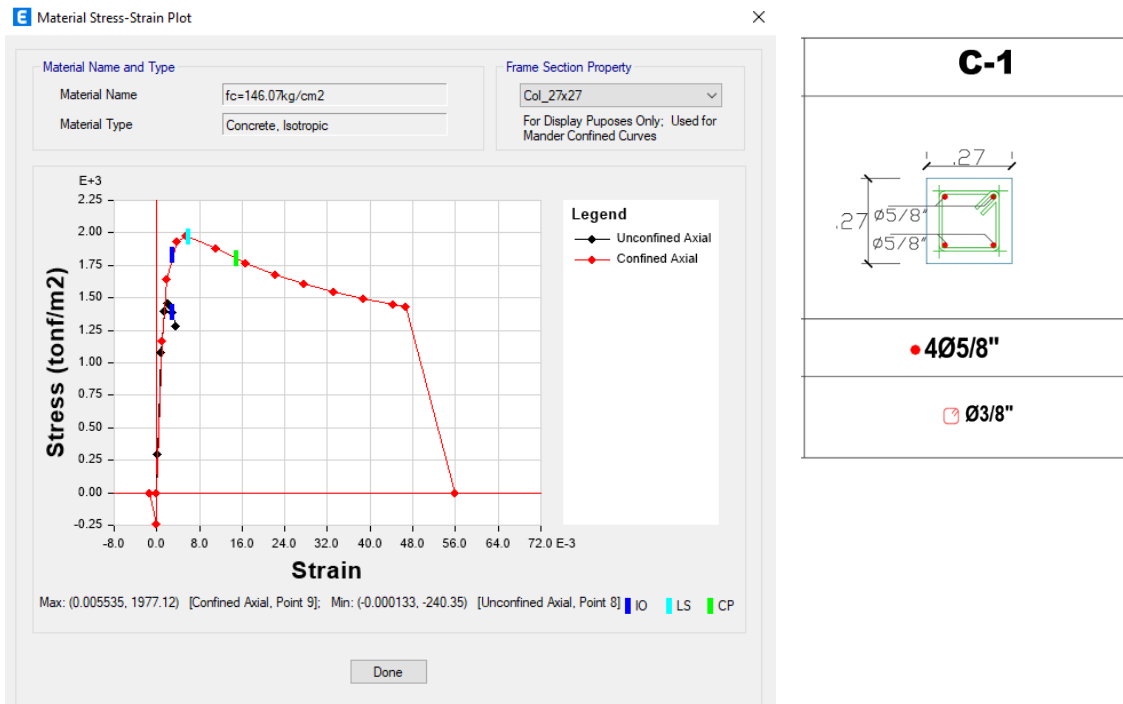
De acuerdo a la Figura 53, resulta una deformación máxima de 0.0023 donde se incluye el confinamiento de los estribos, cumpliendo lo propuesto por de Kent y Park, con una deformación máxima del concreto a 0.02, además se cumple con lo propuesto por Mander, calibrada a una compresión equivalente de una deformación de 0.003.

✓ Representación del concreto confinado y no confinado según Kent, Park & Mander (C1. 27 x 27)

De acuerdo a la Figura 54, resulta una deformación máxima de 0.0055 donde se incluye el confinamiento de los estribos, cumpliendo lo propuesto por de Kent y Park, con una deformación máxima del concreto a 0.02, además se cumple con lo propuesto por Mander, calibrada a una compresión equivalente de una deformación de 0.003.

Figura54

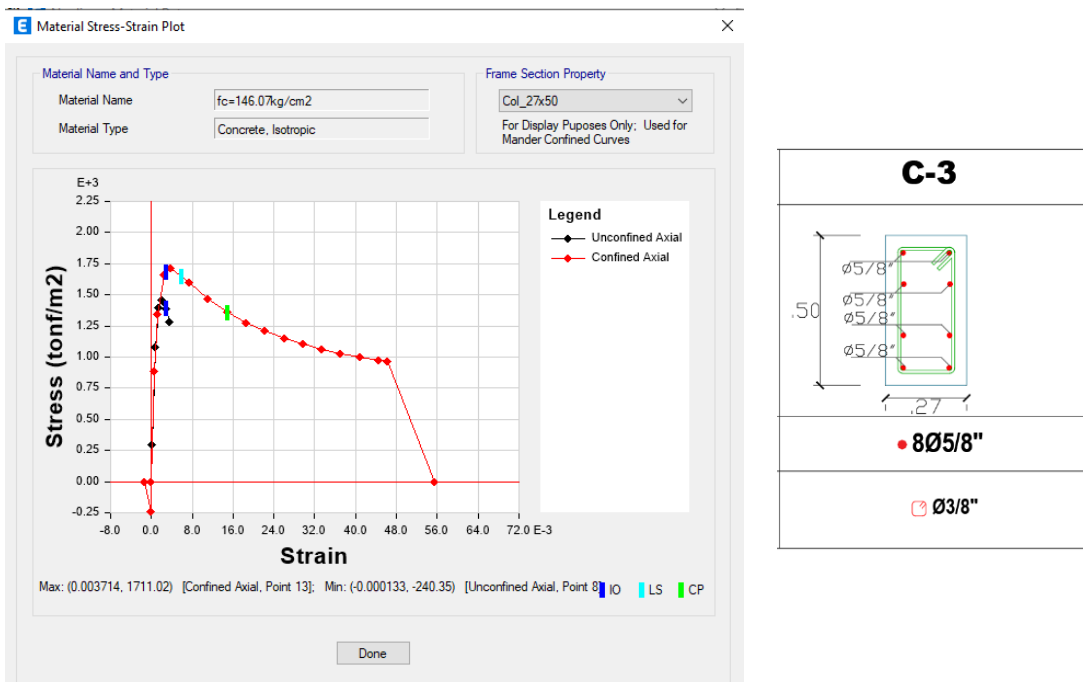
Columna rectangular C1 27x27 en el bloque de la Nave de la Iglesia.



✓ Representación del concreto confinado y no confinado según Kent, Park & Mander (C3. 27 x 50)

Figura 55

Curva de capacidad de la columna rectangular C3 50x27 en el bloque de la Nave de la Iglesia.

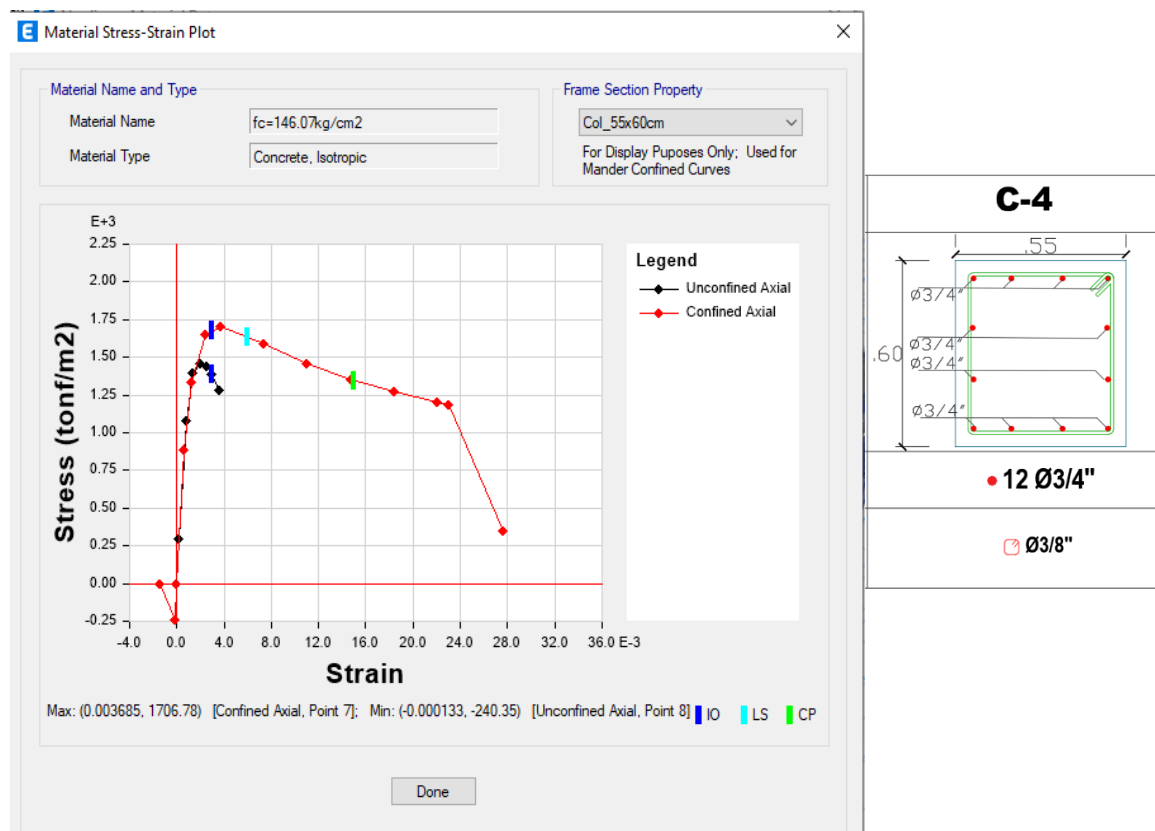


De acuerdo a la Figura 55, resulta una deformación máxima de 0.0037, donde se incluye el confinamiento de los estribos, cumpliendo lo propuesto por de Kent y Park, con una deformación máxima del concreto a 0.02, además se cumple con lo propuesto por Mander, calibrada a una compresión equivalente de una deformación de 0.003.

✓ Representación del concreto confinado y no confinado según Kent, Park & Mander (C4 – 55x 60)

Figura 56

Columna rectangular C3 50x27 en el bloque de la Nave de la Iglesia.



Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3

En las figuras anteriormente mencionadas se puede concluir que el concreto sin confinar, ante un esfuerzo máximo la deformación de rotura se incrementa rápidamente, la resistencia a compresión y la capacidad de deformación que tiene el concreto está en función a la cantidad de los estribos.

4.1.3.4. Creación de carga estáticas no lineales

Durante este proceso ya no es importante tener en cuenta las masas participativas y los modos fundamentales en las direcciones X-X y YY, como se observa en la Tabla 14 del capítulo III.

Ya que se incrementará monotónicamente una aceleración paralela a la dirección evaluada, de este modo en cada nudo se irán incrementando fuerzas laterales proporcionales a la masa de cada elemento estructural.

a) Definición de la carga gravitacional no lineal (CGNL)

La evaluación estructural mediante Pushover se inicia partiendo de las cargas vivas y cargas muertas, la carga gravitacional no lineal considerara dichas cargas sísmicas acorde a los lineamientos de la norma peruana E.030, donde indica el 100 %CM + 50 %CV, al ser una edificación tipo B, véase la Figura 57.

Figura 57

Creación de la carga gravitacional (CGNL).

Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.5

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

OK Cancel

Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3.

b) Configuración de la carga para análisis estático no lineal (AENL), para ambas direcciones de análisis.

Se parte desde el caso de las cargas gravitacionales no lineal y las cargas laterales inducidas por la excitación de una aceleración lateral para el AENL, por acción de estas cargas las estructuras se desplazan en ambas direcciones del análisis, controlada por un punto clave, para ubicar dicho punto se realiza acorde al ASCE 41-17, donde el punto de control es el más cercano al centro de masa del último nivel.

El desplazamiento máximo de colapso, se obtuvo al alcanzar la deriva máxima de colapso acorde a la tabla 5.9 c de HAZUS MR4 en la figura 58.

Para el caso del bloque de las Torres de la iglesia, el cual está en un rango de 15 m a 35.57m de altura, con un sistema estructural de tipo pórticos (C1H) bajo las condiciones de un código sísmico antiguo, tal que la edificación es de 1970, recomienda que para una deriva de 25/1000 se dará el colapso.

En el bloque de la Nave de la iglesia, es inferior a 15 m de altura con un sistema estructural del tipo pórticos (C1M), bajo las condiciones de un código sísmico antiguo, ya que la edificación es de 1970, recomienda que para una deriva de 33/1000 se dará el colapso.

Figura 57

Selección del tipo de Edificación Según HAZUS MR04 .

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame (≤ 5,000 sq. ft.) Wood, Commercial and Industrial (> 5,000 sq. ft.)		1 - 2	1	14
2	W2			All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120

Nota. Tomada de National Institute of Building Sciences, HAZUS MR04,2003 (p.215)

Figura 58

Derivas para diversos estados de daño - Deriva de colapso para el bloque la Nave de 33/1000 y para el bloque de la Torre 25/1000, para un Pre código.

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.50	0.93	1.25	0.98	3.86	1.02	9.45	0.99
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.86	0.97	2.14	0.90	6.62	0.89	16.20	0.99
S1L	288	216	0.0060	0.0096	0.0203	0.0500	1.30	0.77	2.07	0.78	4.38	0.78	10.80	0.96
S1M	720	540	0.0040	0.0064	0.0135	0.0333	2.16	0.68	3.44	0.78	7.30	0.85	18.00	0.98
S1H	1872	1123	0.0030	0.0048	0.0101	0.0250	3.37	0.66	5.37	0.70	11.38	0.76	28.08	0.92
S2L	288	216	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500	1.08	0.96	1.73	0.89	4.32	0.86	10.80	0.98
S2M	720	540	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333	1.80	0.70	2.88	0.73	7.20	0.85	18.00	0.98
S2H	1872	1123	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250	2.81	0.66	4.49	0.67	11.23	0.74	28.08	0.92
S3	180	135	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.54	0.98	0.87	0.99	2.17	1.01	5.91	0.90
S4L	288	216	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.86	1.05	1.38	0.98	3.47	0.89	9.45	0.98
S4M	720	540	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.44	0.76	2.31	0.78	5.78	0.90	15.75	0.99
S4H	1872	1123	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	2.25	0.70	3.60	0.75	9.01	0.90	24.57	0.98
SSL	288	216	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350	0.65	1.11	1.30	1.04	3.24	0.99	7.56	0.95
S5M	720	540	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233	1.08	0.77	2.16	0.79	5.40	0.87	12.60	0.98
S5H	1872	1123	0.0015	0.0030	0.0075	0.0175	1.68	0.70	3.37	0.73	8.42	0.89	19.66	0.97
C1L	240	180	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500	0.90	0.95	1.44	0.91	3.60	0.85	9.00	0.97
C1M	600	450	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333	1.50	0.70	2.40	0.74	6.00	0.86	15.00	0.98
C1H	1440	864	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250	2.16	0.70	3.46	0.81	8.64	0.89	21.60	0.98
C2L	240	180	0.0040	0.0076	0.0197	0.0500	0.72	1.04	1.37	1.02	3.55	0.99	9.00	0.95
C2M	600	450	0.0027	0.0051	0.0132	0.0333	1.20	0.82	2.29	0.81	5.92	0.81	15.00	0.99
C2H	1440	864	0.0020	0.0038	0.0099	0.0250	1.73	0.68	3.30	0.73	8.53	0.84	21.60	0.95
C3L	240	180	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350	0.54	1.09	1.08	1.07	2.70	1.08	6.30	0.91
C3M	600	450	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233	0.90	0.85	1.80	0.83	4.50	0.79	10.50	0.98
C3H	1440	864	0.0015	0.0030	0.0075	0.0175	1.30	0.71	2.59	0.74	6.48	0.90	15.12	0.97
PC1	180	135	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.54	1.00	0.87	1.05	2.17	1.12	5.91	0.89
PC2L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.08	1.15	1.03	2.89	0.98	7.88	0.96
PC2M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.81	1.92	0.79	4.81	0.84	13.12	0.99
PC2H	1440	864	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	1.73	0.71	2.77	0.75	6.93	0.89	18.90	0.98
RM1L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.11	1.15	1.10	2.89	1.10	7.88	0.92
RM1M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.87	1.92	0.84	4.81	0.79	13.12	0.96
RM2L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.05	1.15	1.07	2.89	1.09	7.88	0.91
RM2M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.84	1.92	0.81	4.81	0.77	13.12	0.96
RM2H	1440	864	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	1.73	0.69	2.77	0.72	6.93	0.87	18.90	0.96
URML	180	135	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350	0.41	0.99	0.81	1.05	2.03	1.10	4.73	1.08
URMM	420	315	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233	0.63	0.91	1.26	0.92	3.15	0.87	7.35	0.91
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Nota. Tomada de *National Institute of Building Sciences*, HAZUS MR04,2003 (p.215)

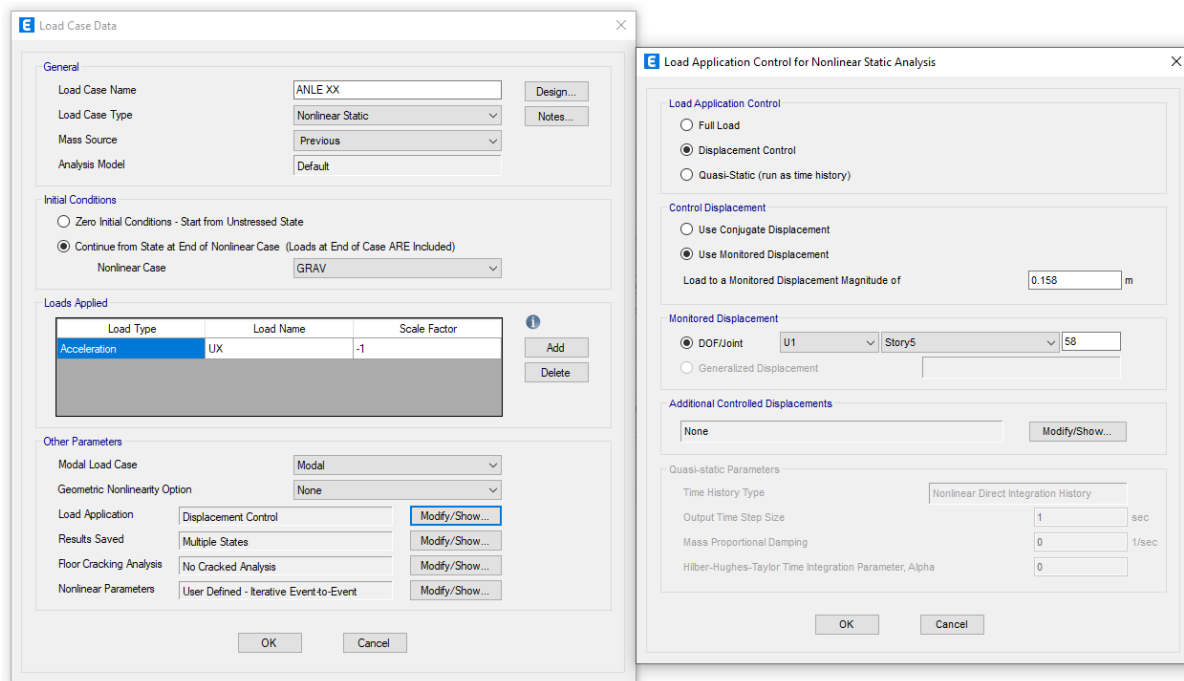
Para obtener el desplazamiento máximo de colapso se obtiene a través de la deriva de colapso recomendada por HAZUS MR4 según el tipo de Edificación.

- **En el bloque de la nave y Torre de la Iglesia.**

En dirección X – X: El punto de control asignado fue en el último nivel más cercano al centro de masa, para la nave fue Join Label 58 y para la torre Join Label 6, con un desplazamiento máxima de colapso en 0.158 m y 0.241m respectivamente, lo indicado se observa en la Figura 59.

Figura 59

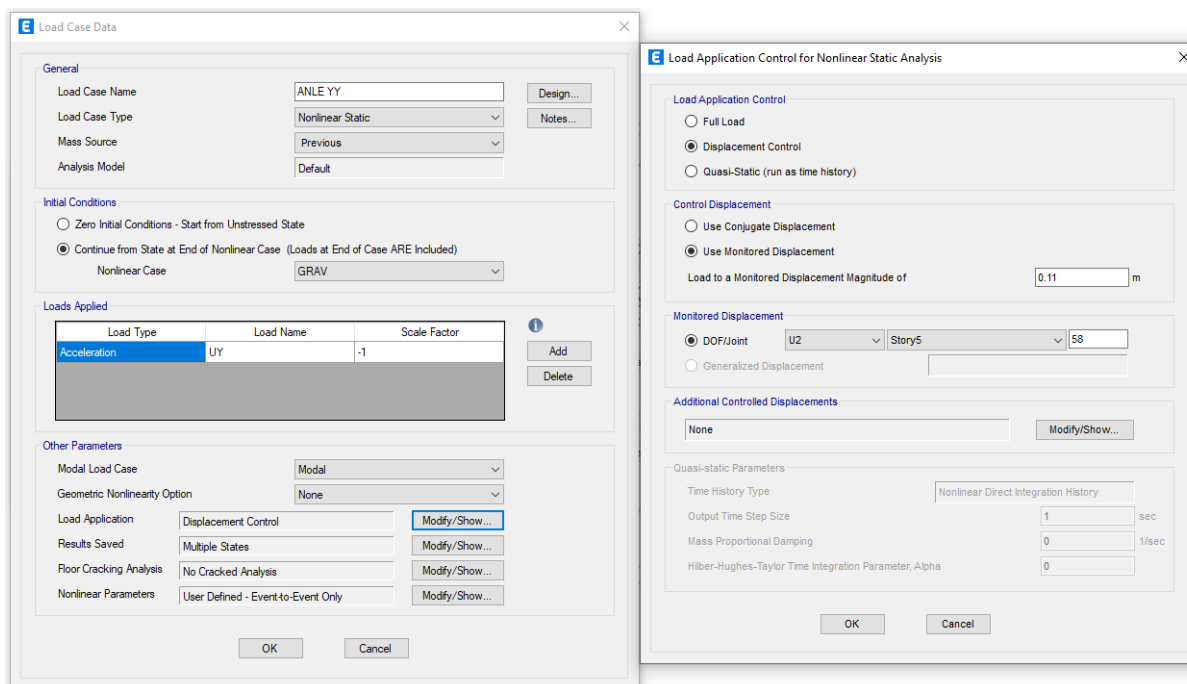
Configuración del Análisis estático no lineal, dirección "X-X" para la Nave.



En dirección Y – Y: El punto de control asignado para la nave fue Join Label 58 y para la torre Join Label 6, con un desplazamiento máxima de colapso en 0.110 m y 0.286 m respectivamente, lo indicado se observa en la Figura 60.

Figura 60

Ingreso de datos para el análisis estático no lineal, dirección "Y-Y" para la Nave.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

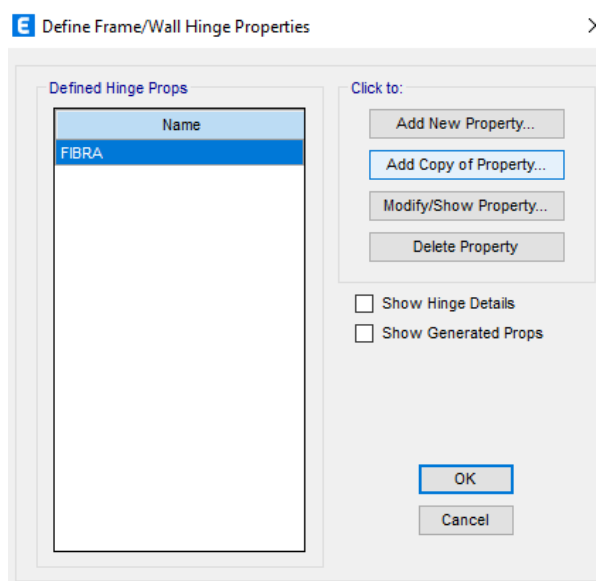
4.1.3.5. Asignación de plasticidad distribuida tipo fibra

a) Fibras plásticas en los elementos estructurales (viga y columna)

Dado su capacidad para disipar la energía, se seleccionaron las rótulas de plasticidad distribuida de fibra. Esta subdivisión de la sección del concreto reforzado ofrece un análisis más abreviado, donde se clasifican en fibras de acero de refuerzo, de concreto confinado y no confinado, véase las figuras 61 y 62.

Figura 61

Definición de plasticidad Tipo fibra para vigas y columnas.

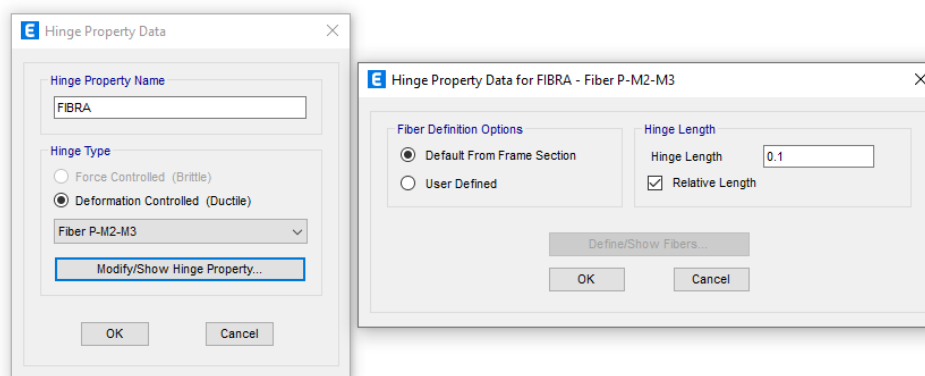


Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3

En la Figura 62, bajo las recomendaciones experimentales se coloca 0.1m la longitud de plasticidad para el tramo inelástico de la rótula (L_p).

Figura 62

Selección de propiedades para la plasticidad tipo fibra.

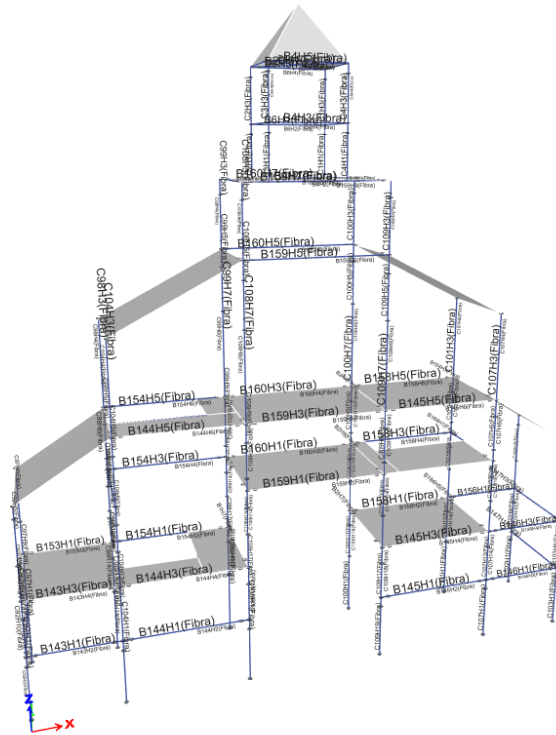


Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

Con las plasticidades tipo fibra creadas se asignaron a las vigas y columnas del modelo, esto se visualiza en las figuras 63 ;64 y 65.

Figura 63

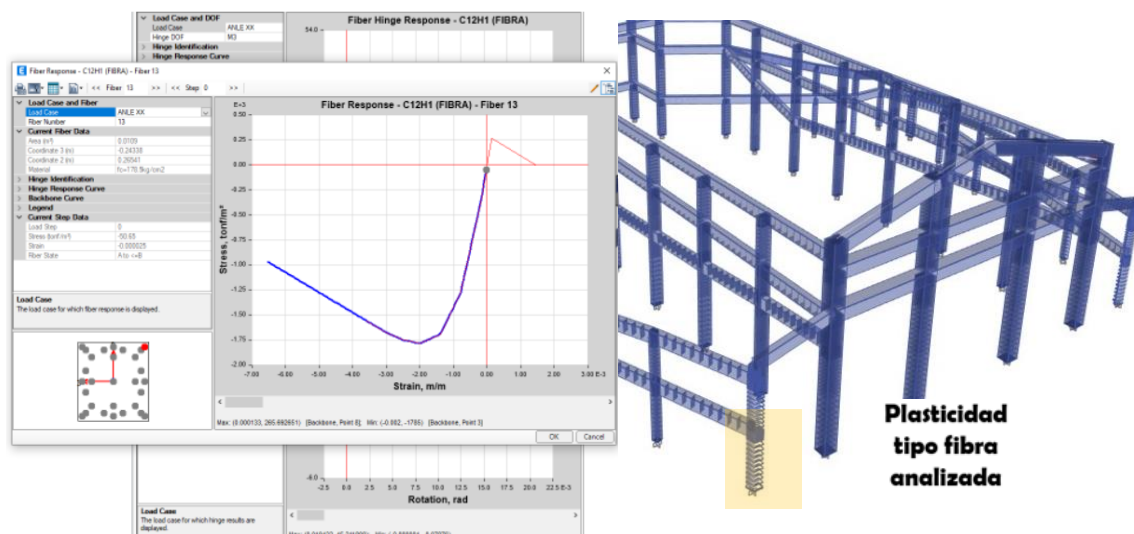
Visualización de las rótulas tipo fibra asignadas en la Torre de la Iglesia



Nota: Captura Propia del software Etabs V.20.0.3

Figura 64

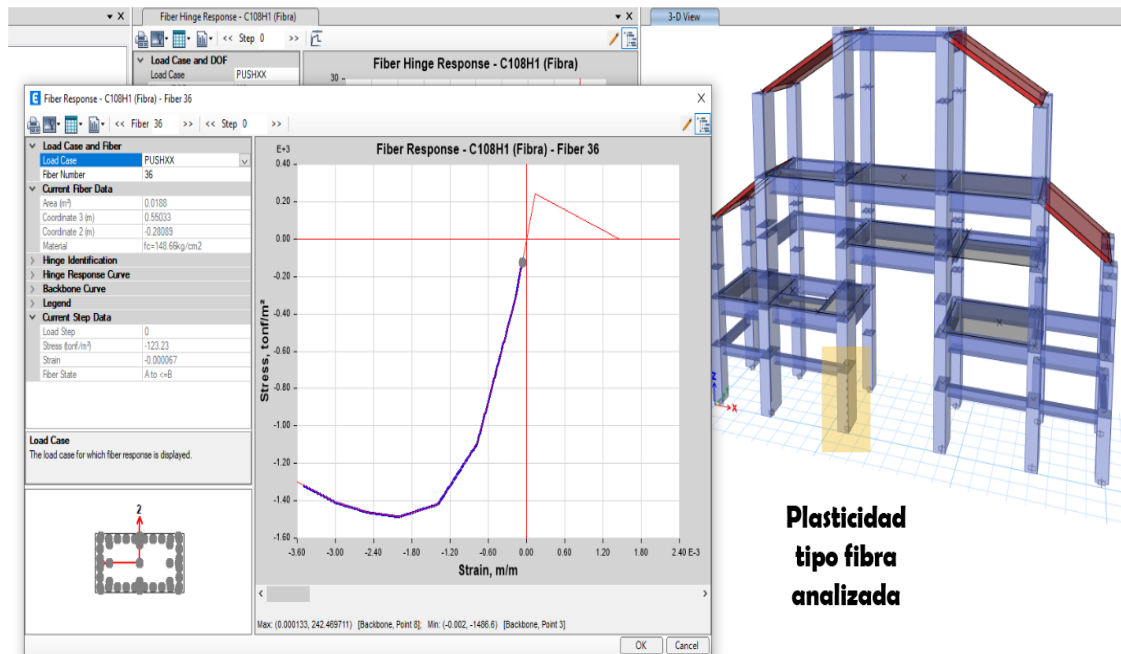
Visualización de la plasticidad tipo fibra en la columna seleccionada de la Nave.



Nota: Captura Propia del software Etabs V.20.0.3

Figura 65

Visualización de la plasticidad tipo fibra en la columna seleccionada de la Torre de la Iglesia.



Nota: Capturada del modelo realizado en el software Etabs V.20.0.3.

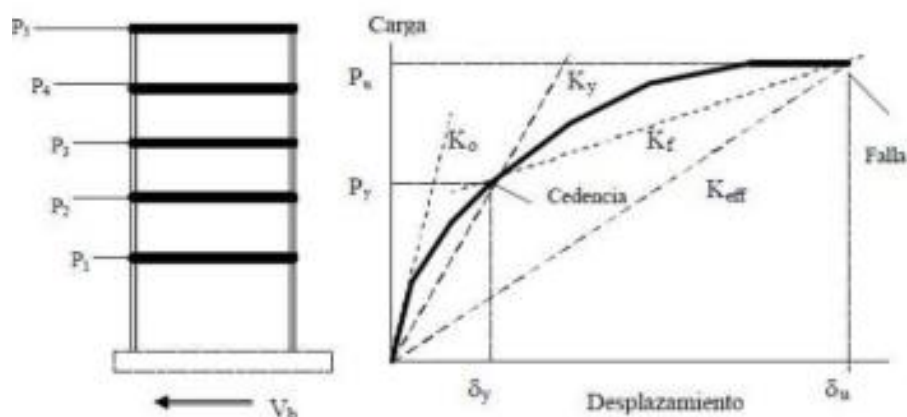
4.1.4. Capacidad Estructural

La curva de capacidad es la representación de la relación que existe entre la cortante basal y el desplazamiento del nivel superior de la estructura. Esta curva de capacidad se representa evaluando el modo fundamental como respuesta predominante en el resultado del análisis estructural.

Lo indicado es válido para estructuras con un periodo fundamental de vibración en el intervalo de un segundo. En el caso de edificaciones mucho más flexibles, con un periodo fundamental de vibración mayor de un segundo, el análisis debe considerar los efectos de los modos más altos de vibración. (Guevara, Osorio, S, & Arturo, E, 2006)

Figura 66

Curva de capacidad para el análisis Pushover



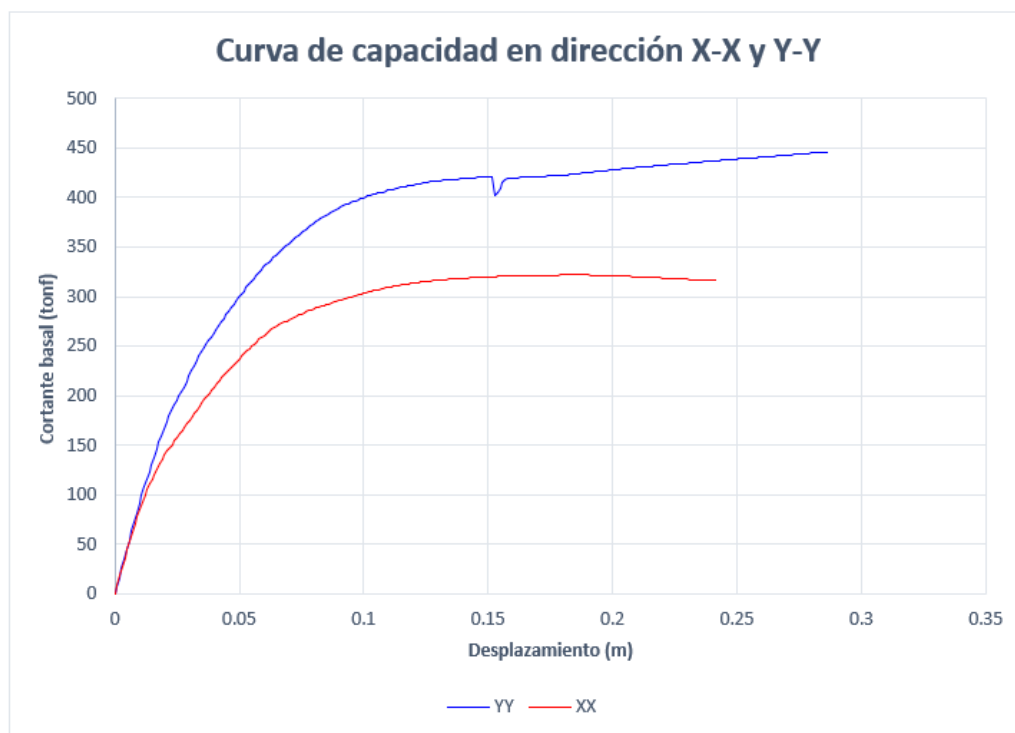
Nota: Tomada de Hernandez,2017 (p.34).

De la figura 66 se puede observar que ante el efecto de patrones de cargas distribuidas lateralmente y el incremento monotónico de una aceleración lateral hasta el colapso o alcance la capacidad máxima, agrietamiento, cedencia o estados de limite como las deformaciones y cortantes de los elementos de la estructura.

a) Curva de capacidad en la dirección X-X y Y-Y, Torre de la Iglesia.

Figura 67

Curva de capacidad en dirección X-X y Y-Y del bloque de la Torre Iglesia.



b) Curva de capacidad en la dirección X-X y Y-Y, Nave de la Iglesia.

Figura 68

Curva de capacidad en dirección X-X y Y-Y, del bloque de la Nave de la Iglesia.



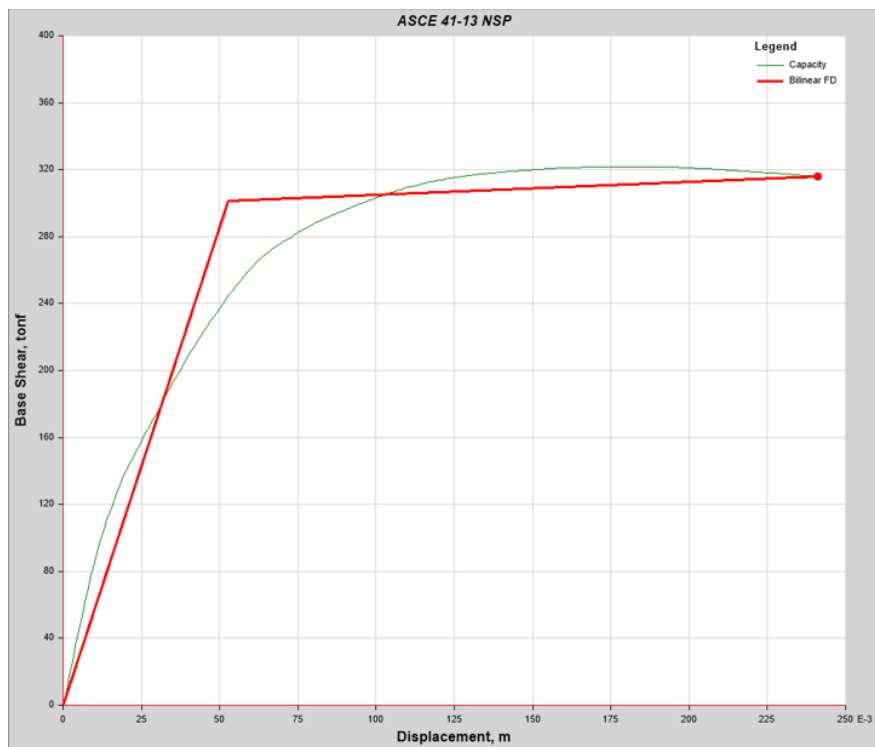
4.1.5. Representación bilineal

La curva de capacidad de la estructura se puede representar a través de una recta bilineal para poder construir dicha recta es primordial ubicar los puntos de cedencia y agotamiento. Es preciso señalar que dichos puntos, para ser definidos hasta la actualidad no cuentan con una aprobación internacional. En consecuencia, a ello se ha creado espectros en relación a los desplazamientos límites y dúctiles,

Para la presente investigación se realizó acorde a los lineamientos del HAZUS MR4, este recomienda derivas de colapso según las características de la estructura analizada, lo indicado se puede observar en las figuras 69;70;71 y 72.

Figura 69

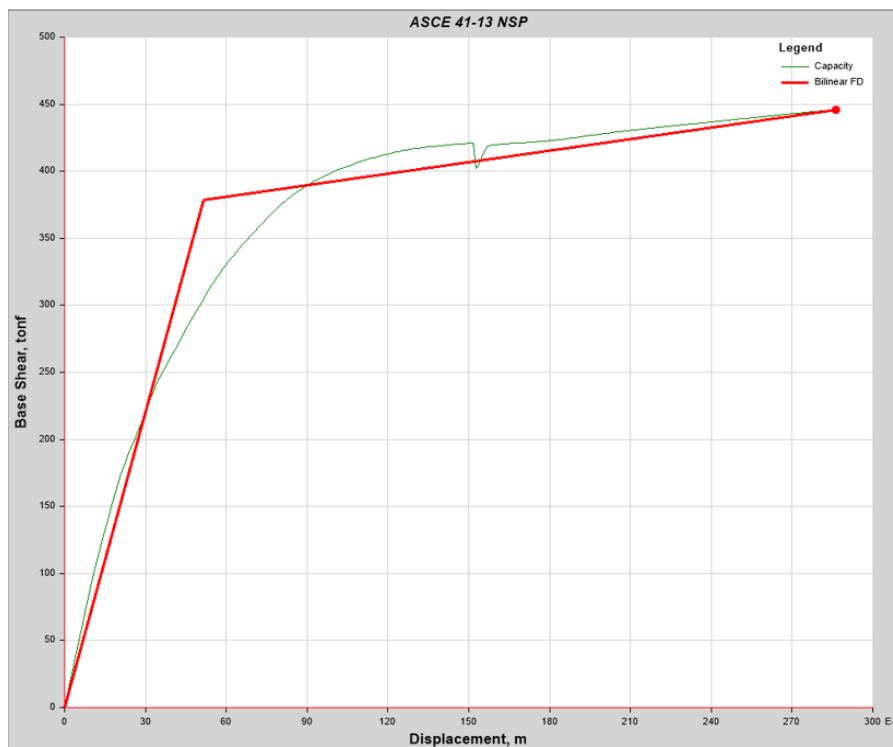
Curva de capacidad y la recta bilineal en dirección XX, para el bloque de las Torres.



Nota: Capturada del Análisis realizado en el software Etabs V.20.0.3.

Figura 70

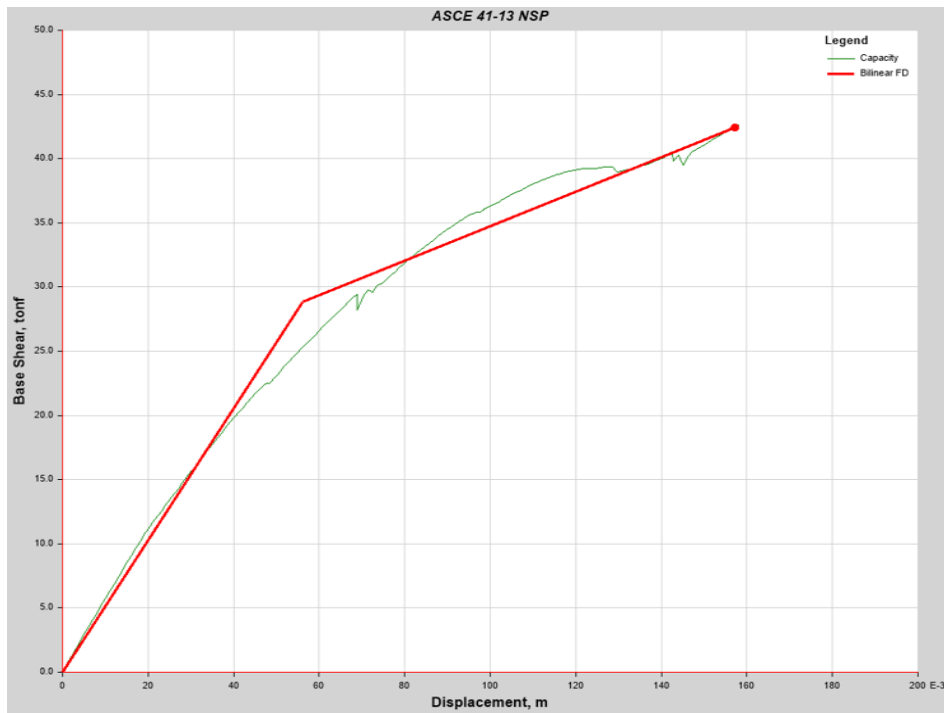
Curva de capacidad y la recta bilineal en dirección Y-Y, para el bloque de las Torres.



Nota: Capturada del Análisis realizado en el software Etabs V.20.0.3.

Figura 71

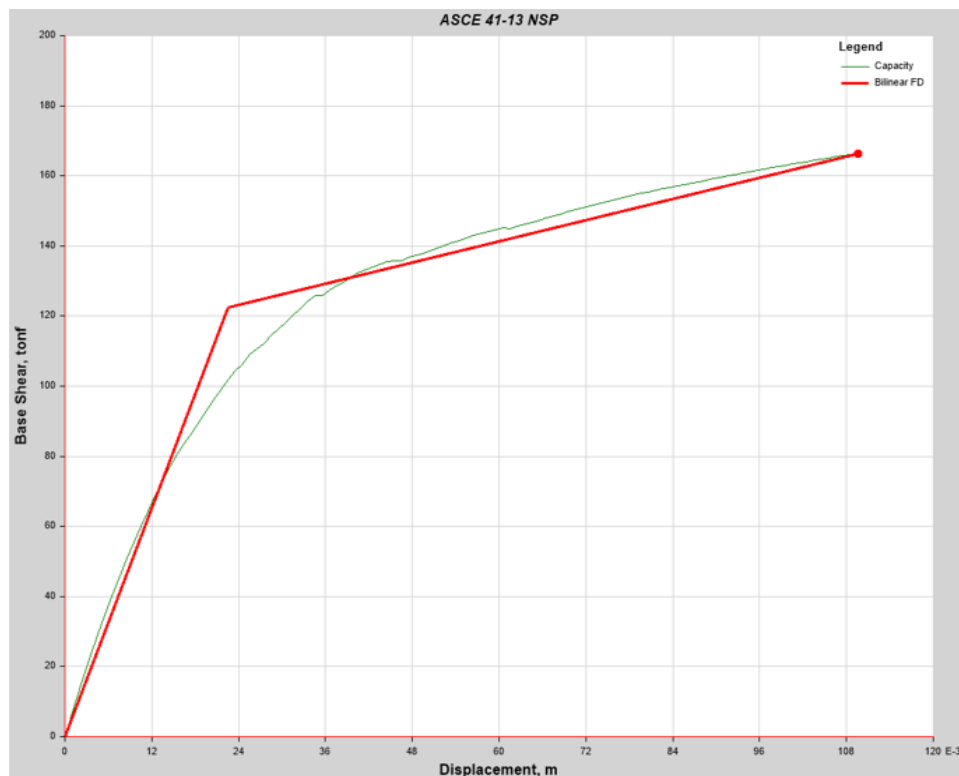
Curva de capacidad y la recta bilineal en dirección X-X, para el bloque de la Nave.



Nota: Capturada del Análisis realizado en el software Etabs V.20.0.3.

Figura 72

Curva de capacidad y la recta bilineal en dirección Y-Y, para el bloque de la Nave.



Nota: Elaborado mediante el software Etabs V.20.0.3.

4.1.6. Obtención del punto de desempeño

a) Punto de desempeño dirección “X-X”

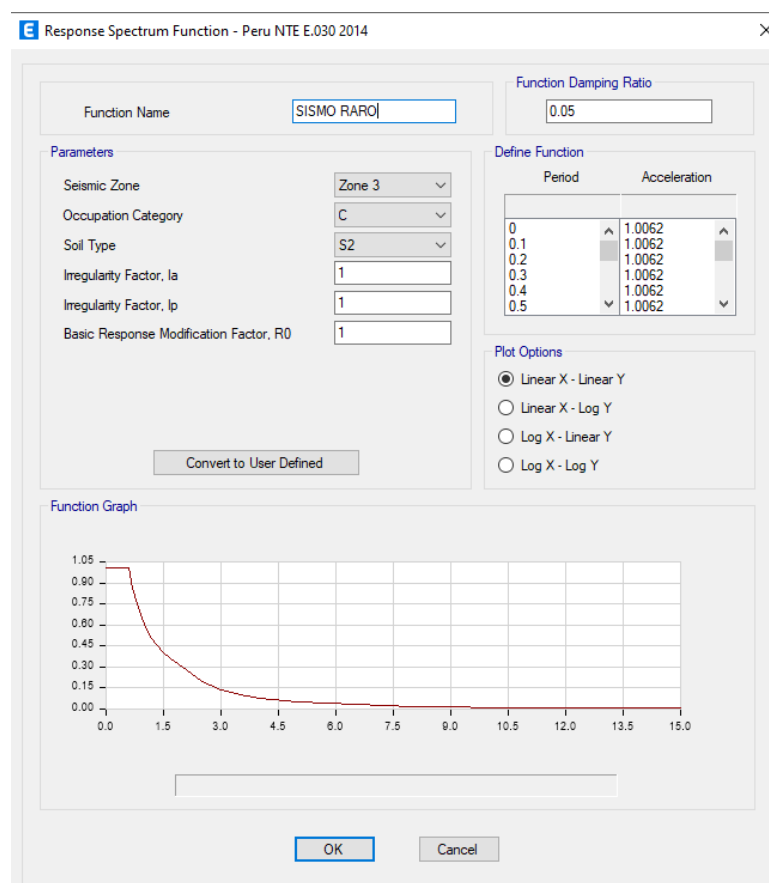
El cálculo del punto de desempeño se realizó acorde a los lineamientos de la normativa ASCE 41-17 (método de los coeficientes), estos puntos de desempeño son fundamentales debido a que nos ayudan a comprender mejor la respuesta de la edificación ante un sismo ocasional, raro y muy raro.

- **Cálculo del punto de desempeño ante un sismo raro o de diseño en la Torre de la Iglesia.**

Paso 1: Parámetros a considerar para el espectro de respuesta.

Figura 73

Curva del espectro de respuesta ante un sismo raro.



Nota. Extraída del software Etabs V.20.0.3.

Paso 2: Los siguientes datos fueron obtenidos del software, mediante el trazo de una recta bilineal, para el espectro de demanda según el tipo sismo evaluado:

$$k_e = 8258.585 \text{ (Tonf /m)}$$

$$k_i = 8952.264 \text{ (Tonf /m)}$$

$$T_i = 0.377 \text{ (seg)}$$

$$V_y = 165.3085 \text{ (Tonf)}$$

$$W = 630.17951 \text{ (Tonf)}$$

Paso 3: Mediante la siguiente ecuación se obtiene el periodo efectivo de la estructura:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

T_i = Periodo fundamental elástico

K_i = Rigidez lateral elástica

K_e = Rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada

$$T_e = 0.377 * \sqrt{\frac{8952.264}{8258.585}} = 0.377 \text{ s}$$

Paso 4: Obtención del desplazamiento como respuesta y el punto de desempeño:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

S_a = Respuesta aceleración del espectro = 1.006594 m/s²

g = Aceleración de la gravedad

- ✓ Obtención del coeficiente C_0 : Para la presente investigación se tiene una altura de 24.1 m, de acuerdo a la tabla 19 aproximándose a unos 10 pisos, nos corresponde en la tabla 19 la columna "otro edificio" con otro patrón de cargas, encontrándose el factor de modificación:

Tabla 18*Factores de modificación C0.*

Número de pisos	Edificio de corte*	Edificio de corte*	Otro edificio
	Patrón triangular	Patrón uniforme	Otro patrón de cargas
1	1	1	1
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Nota. Fuente del **ASCE/SEI 41-17**. Capítulo 7, 2017, p.75, los Edificios de Corte son los que, para todos los pisos, la deriva del piso disminuye con altura creciente.

Por lo tanto: $C_0 = 1.5$

✓ Obtención del coeficiente C_1 : Resulta del cálculo de:

$$C_1 = 1 + \frac{u_{strength} - 1}{\alpha T_e^2}$$

Donde:

a = Factor de clase de sitio

Clase de sitio A o B = 130

Clase de sitio C = 90

Clase de sitio D, E o F = 60

Para escoger el factor de clase de sitio, primero se define el tipo de suelo, para la presente investigación de acuerdo al estudio de mecánica de suelos el perfil del suelo es del tipo S2, con la ayuda de la tabla 20 y el tipo de suelo se obtiene la velocidad promedio de las ondas de corte, promedio ponderado del ensayo estándar de penetración y el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada, según la norma peruana de diseño sismorresistente E.030.

Tabla 19

Definición de los perfiles de suelo.

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Nota. Extraída de la **Norma Técnica E.030**.Capítulo 2. Artículo 12, 2019, (p.10).

De acuerdo con la tabla 20 y la velocidad promedio de onda nos dirigimos a la tabla 21 identificando la clase de sitio en la que se encuentra en la presente tesis.

Para la iglesia señor de la soledad según el tipo de suelo s2 nos encontraremos en un sitio del tipo E.

Tabla 20

Tipos de suelos según el ASCE/SEI 7-16.

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{60}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft ²
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft ²
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft ²
Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics:			
— Plasticity index $PI > 20$,			
— Moisture content $w \geq 40\%$,			
— Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft ²			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

Note: For SI: 1 ft=0.3048 m; 1 ft/s=0.3048 m/s; 1 lb/ft²=0.0479 kN/m².

Nota: Extraída del **ASCE/SEI 7-16**. Capítulo 20,2017, p.204

Para la presente investigación el suelo corresponde al tipo “E” en consecuencia el parámetro $a = 60$

Para el cálculo de $\mu strength$, es obtenida de acuerdo a la ecuación:

$$u_{strength} = \frac{S_a}{V_y/w} C_m$$

Donde:

V_y = Límite elástico del edificio

W = Peso sísmico efectivo

C_m = Factor de masa efectivo, en función al número de pisos, Tabla 22

Tabla 21

Valor del factor modificado C_m^* .

Número de pisos	Pórticos de concreto	Muros de Corte de concreto	Pórticos de acero
1-2	1	1	1
3 o más	0.9	0.8	0.9

Nota. Adaptada del **ASCE/SEI** 41-17. Capítulo 7, 2017, p.72. C_m se tomará como 1.0 si el período fundamental, T , en la dirección de respuesta en consideración es mayor que 1.0s.

$$u_{strength} = \frac{1.006594}{165.31/630.18} * 0.9 = 3.45$$

$$C_1 = 1 + \frac{3.45 - 1}{60 * 0.377^2} = 1.20$$

✓ Cálculo del coeficiente C_2 :

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{u_{strength} - 1}{aT_e^2} \right)^2$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{3.45 - 1}{60 * 0.377^2} \right)^2 = 1.025$$

- **Obtención del punto de desempeño sísmico**

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_t = 1.5 * 1.20 * 1.048 * 1.0065 * \frac{0.3925^2}{4\pi^2} * 9.81$$

$$\delta_t = 0.0767m$$

$$\delta_t = 7.67cm$$

Para el cálculo de los puntos de desempeño ante sismos ocasional, raro y muy raro se realizarán el mismo proceso realizado anteriormente, los resultados se muestran de manera resumida en las tablas 23 al 26.

Tabla 22

Puntos de desempeño ante un nivel de movimiento sísmico en el bloque de la Nave de la Iglesia ("X-X").

PUNTOS DE DESEMPEÑO ACORDE A LA NORMA ASCE 41-17 (DIRECCION X-X)			
Parámetros	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Sa (g)	0.343	0.667	0.834
Ke (tonf/m)	538.651	513.315	513.315
Ki (tonf/m)	657.607	657.607	657.607
Ti (seg)	0.801	0.801	0.801
Vy (tonf)	22.316	28.789	28.789
W (tonf)	449.354	449.354	449.354
Te (seg)	0.885	0.907	0.907
a	60.000	60.000	60.000
cm	0.900	0.900	0.900
U strength	6.212	9.368	11.710
c0	1.400	1.400	1.400
c1	1.111	1.170	1.217
c2	1.043	1.106	1.174
$\delta_t cm$	10.827	24.679	34.073

Nota. δ_t =Punto de desempeño, C0, C1, C2 = Coeficiente, Te, = periodo fundamental, Vy = Límite elástico del edificio, W=Peso sísmico efectivo, Cm=Factor de masa efectivo.

Tabla 23

Puntos de desempeño ante un nivel de movimiento sísmico en el bloque de Nave de la Iglesia ("Y-Y").

PUNTO DE DESEMPEÑO CON LA NORMA ASCE 41-17 (DIRECCION Y-Y)			
Parámetros	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Sa (g)	0.503	1.007	1.258

PUNTO DE DESEMPEÑO CON LA NORMA ASCE 41-17 (DIRECCION Y-Y)			
<i>Ke (tonf/m)</i>	5934.644	5479.346	5418.624
<i>Ki (tonf/m)</i>	6497.710	6497.710	6497.710
<i>Ti (seg)</i>	0.431	0.431	0.431
<i>Vy (tonf)</i>	86.929	118.513	122.469
<i>W (tonf)</i>	449.354	449.354	449.354
<i>Te (seg)</i>	0.451	0.469	0.472
<i>a</i>	60.000	60.000	60.000
<i>cm</i>	0.900	0.900	0.900
<i>u strength</i>	2.341	3.435	4.155
<i>c0</i>	1.400	1.400	1.400
<i>c1</i>	1.110	1.184	1.236
<i>c2</i>	1.011	1.034	1.056
$\delta_t cm$	3.996	9.442	12.725

Nota: δ_t =Punto de desempeño, C0, C1, C2 = Coeficiente, T_e , = periodo fundamental, V_y = Límite elástico del edificio, W =Peso sísmico efectivo, C_m =Factor de masa efectivo.

Tabla 24

Puntos de desempeño ante un nivel de movimiento sísmico en la Torre de la Iglesia ("X-X").

PUNTO DE DESEMPEÑO CON LA NORMA ASCE 41-17 (DIRECCION X-X)			
Parámetros	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
<i>Sa (g)</i>	0.50	1.01	1.26
<i>Ke (tonf/m)</i>	8952.26	8258.59	7490.89
<i>Ki (tonf/m)</i>	8952.26	8952.26	8952.26
<i>Ti (seg)</i>	0.38	0.38	0.38
<i>Vy (tonf)</i>	105.49	165.31	207.47
<i>W (tonf)</i>	630.18	630.18	630.18
<i>Te (seg)</i>	0.38	0.39	0.41

<i>a</i>	60.00	60.00	60.00
<i>cm</i>	0.90	0.90	0.90
<i>u strength</i>	2.71	3.45	3.44
<i>c0</i>	1.50	1.50	1.50
<i>c1</i>	1.20	1.27	1.24
<i>c2</i>	1.03	1.05	1.04
$\delta_t cm$	3.28	7.67	10.31

Nota: δ_t =Punto de desempeño, C0, C1, C2 = Coeficiente, T_e , = periodo fundamental, V_y = Límite elástico del edificio, W =Peso sísmico efectivo, C_m =Factor de masa efectivo.

Tabla 25

Puntos de desempeño ante un nivel de movimiento sísmico en la Torre de la Iglesia ("Y-Y").

PUNTO DE DESEMPEÑO CON LA NORMA ASCE 41-17 (DIRECCION Y-Y)			
Parámetros	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
<i>Sa (g)</i>	0.503	1.007	1.258
<i>Ke (tonf/m)</i>	9262.994	9262.994	8978.100
<i>Ki (tonf/m)</i>	9262.994	9262.994	9262.994
<i>Ti (seg)</i>	0.325	0.325	0.325
<i>Vy (tonf)</i>	127.893	180.006	214.177
<i>W (tonf)</i>	630.180	630.180	630.180
<i>Te (seg)</i>	0.325	0.325	0.330
<i>a</i>	60.000	60.000	60.000
<i>cm</i>	0.900	0.900	0.900
<i>u strength</i>	2.232	3.172	3.332
<i>c0</i>	1.500	1.500	1.500
<i>c1</i>	1.194	1.343	1.357
<i>c2</i>	1.018	1.056	1.062
$\delta_t cm$	2.41	5.618	7.366

Nota: δ_t =Punto de desempeño, C0, C1, C2 = Coeficiente, T_e = periodo fundamental, V_y = Límite elástico del edificio, W =Peso sísmico efectivo, C_m =Factor de masa efectivo.

4.1.7. Proceso de obtención de la ductilidad estructural

a) Ductilidad estructural en la Nave de la iglesia para un sismo en dirección "X-X"

Con la ayuda de la recta bilineal, se obtienen la ductilidad estructural, con la ayuda del software Etabs V.20.0.3, mostradas en la Tabla 27.

Tabla 26

Parámetros extraídas del software

DATOS DEL ETABS V.20.0.3	
Δ sísmico (Sismo raro)	24.68cm
D_y	5.62 cm
D_u	15.72 cm

Es necesario que se cumpla la siguiente desigualdad o condición ante sollicitaciones sísmicas:

$$\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$$

- **Capacidad de ductilidad:** Es la relación existente entre el desplazamiento máximo (D_u) y desplazamiento límite elástico (D_y):

$$u \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ último}}{\Delta \text{ cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$$

$$u \text{ Capacidad} = \frac{15.72}{5.62}$$

$$u \text{ Capacidad} = 2.80$$

- **Demanda de ductilidad:** Es la relación que existe entre el desplazamiento sísmico y desplazamiento límite elástico (D_y):

$$u \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ sísmico}}{\Delta \text{ cedencia}} = \frac{\Delta \text{ sísmico}}{D_y}$$

$$u \text{ Demanda} = \frac{24.68 \text{ cm}}{5.62}$$

$$u \text{ Demanda} = 4.39$$

-Interpretación

Los resultados obtenidos en el bloque de la Torre, indican que de acuerdo a la ductilidad estructural en la dirección "X-X", las componentes estructurales de la edificación no podrán resistir ante un sismo raro con una ductilidad de 2.80 y una demanda de 4.39.

De acuerdo al proceso realizado anteriormente, desde el primer paso al cuarto paso, ante sollicitaciones de sismos, sea ocasional, raro y muy raro, se obtienen los siguientes resultados en las tablas 27-30, donde, D_y =desplazamiento límite elástico; D_u =desplazamiento máximo que resiste la estructura.

Tabla 27

Ductilidad estructural en el bloque de la Nave en dirección "X-X"

Parámetros	DUCTILIDAD ESTRUCTURAL (DIRECCION X-X)		
	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Δ sísmico (cm)	10.827	24.679	34.073
D_y (cm)	5.620	5.620	5.620
D_u (cm)	15.720	15.720	15.720
u Capacidad	2.797	2.797	2.797
u Demanda	1.927	4.391	6.063

Tabla 28

Ductilidad estructural en el bloque de la Nave en dirección "Y-Y"

Parámetros	DUCTILIDAD ESTRUCTURAL (DIRECCION Y-Y)		
	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Δ sísmico (cm)	3.996	9.442	12.725

Parámetros	DUCTILIDAD ESTRUCTURAL (DIRECCION Y-Y)		
	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
<i>Dy (cm)</i>	2.260	2.260	2.260
<i>Du (cm)</i>	10.950	10.950	10.950
<i>u Capacidad</i>	4.845	4.845	4.845
<i>u Demanda</i>	1.768	4.178	5.631

Tabla 29

Ductilidad estructural en el bloque de la Torre en dirección "X-X"

Parámetros	DUCTILIDAD ESTRUCTURAL (DIRECCION X-X)		
	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Δ sísmico (cm)	3.282	7.672	10.306
<i>Dy (cm)</i>	5.260	5.260	5.260
<i>Du (cm)</i>	24.103	24.103	24.103
<i>u Capacidad</i>	4.582	4.582	4.582
<i>u Demanda</i>	0.624	1.459	1.959

Tabla 30

Ductilidad estructural en el bloque de la Torre en dirección "Y-Y".

Parámetros	DUCTILIDAD ESTRUCTURAL (DIRECCION Y-Y)		
	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Δ sísmico (cm)	2.409	5.618	7.366
<i>Dy (cm)</i>	5.171	5.171	5.171
<i>Du (cm)</i>	28.625	28.625	28.625
<i>u Capacidad</i>	5.536	5.536	5.536
<i>u Demanda</i>	0.466	1.086	1.425

4.1.8. Desempeño sísmico de edificaciones

Una edificación a base de pórticos de concreto armado, está conformada por columnas y vigas, las cuales fueron diseñadas con la finalidad de soportar las cargas vivas, muertas y las fuerzas sísmicas.

Actualmente existen muchas compañías internacionales enfocadas en desarrollar métodos de análisis, de diseño y evaluación acorde a las diferentes normativas, que sean aplicables en estructuras nuevas y antiguas. Existen Investigaciones que se han enfocado en incorporar de manera explícita la demanda de desplazamientos y la interpretación de las respuestas en el rango no lineal (Arévalo & Bermúdez, W, 2007)

Se trata de que dichos procedimientos sean más factibles en su uso en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía y, en segundo lugar, con la finalidad de no ser más complicadas de lo necesario. En consecuencia, existen diferentes propuestas con la finalidad de evaluar y diseñar las edificaciones en términos de desempeño sísmico. (Arévalo & Bermúdez, W, 2007)

4.1.8.1. Niveles de desempeño

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

Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión deterioro, degradación de los elementos estructurales o no estructurales, etc.). (SEAOC, 1995)

De los niveles de desempeño para la presente investigación se clasifico acorde a los lineamientos del SEAOC VISIÓN 2000.

a. Nivel de desempeño según SEAOC VISION 2000

La propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de amenaza sísmica. La Tabla 32., reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designan con los siguientes calificadores:

Tabla 31

Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995).

<i>Nivel del movimiento sísmico</i>	<i>Período medio de retorno T (años)</i>	<i>Probabilidad de excedencia (p, t)</i>
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

De acuerdo al comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) se clasifican en cinco niveles de desempeño mediante los siguientes calificadores.

Tabla 32

Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995).

Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Completamente Operativo	Sin temor a equivocarse, se puede afirmar que el edificio es seguro, sin daños ni riesgos. Las instalaciones y servicios se encuentran funcionando de forma normal, manteniendo su firmeza y resistencia, no siendo necesario realizar reparaciones.
Ligero	Operativo	Un daño mínimo se encuentra en los elementos no estructurales sin comprometer la seguridad de los usuarios. La resistencia y firmeza de los elementos estructurales casi no se ve afectada. En cuanto al terremoto, las instalaciones y servicios están o podrían estar temporalmente suspendidos, pero se puede recuperar fácilmente.
Moderado	Resguardo de la vida	Se ha evidenciado un daño moderado tanto a nivel estructural como no estructural. La

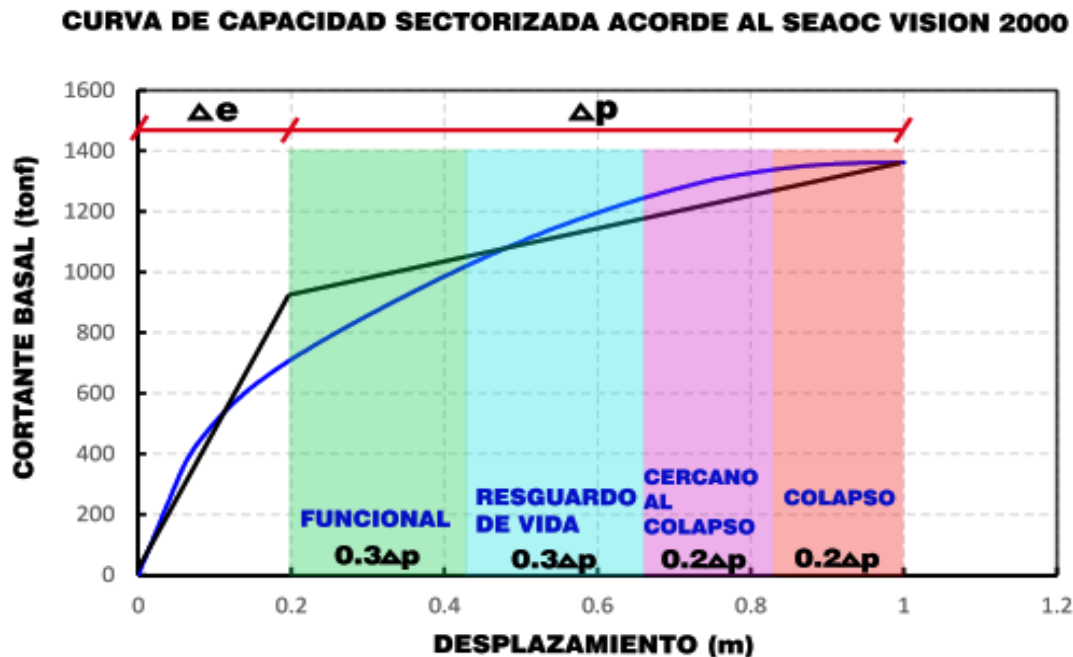
Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
		estructura ha dejado de contar con la rigidez y resistencia a la que estaba acostumbrada, no obstante, aún cuenta con el margen de seguridad para evitar el colapso. Es decir, hay una baja posibilidad de que se desplome el edificio. Los ascensores podrían andar fuera de servicio, pero las rutas de evacuación siguen siendo seguras. Aún así, el edificio puede ser reparado, aunque esta reparación no sea en todos los casos la más rentable.
Severo	Cerca al Colapso	El daño es considerable y abarca mucho territorio; la estructura ha sido gravemente dañada, desafiando su resistencia ante los impactos laterales y fuerzas de gravedad. Aún así, hay una escasa posibilidad de que no se derrumbe. Componentes no estructurales, ya derrumbados o a punto de caer. Probablemente, no se puede reparar el edificio desde el punto de vista técnico ni económico. Los remiendos podrían provocar su colapso final.
Completo	Colapso	El edificio ya no es capaz de soportar fuerzas laterales y su resistencia a la carga gravitacional se ha deteriorado. Pierde su verticalidad y se vuelve inestable. Está al borde del colapso total o parcial y no se pueden realizar reparaciones.
<p>Completamente Operativo Operativo Resguardo de vida Cerca al colapso Colapso</p>		

Se calculan los límites de cada desempeño acorde al SEAO VISION 2000 al dividir el desplazamiento plástico en $0.3\Delta p$, $0.3\Delta p$, $0.2\Delta p$ y $0.2\Delta p$ ($\Delta p = \Delta u - \Delta y$) con la finalidad de evaluar el desempeño acorde a la franja donde cae.

Se evalúa las curvas de capacidad para cada dirección y se coloca el punto de desempeño en cada uno para evaluar el desempeño.

Figura 74

Sectorización de la curva de capacidad acorde al SEAOC VISION 2000



4.1.9. Generación de Curvas de fragilidad

Para generar las curvas de fragilidad existen 3 metodologías conocidas: como el Hazus MR04, la Unión Europea y formulación propia.

Una vez culminado el análisis no lineal estático (Pushover). La metodología Hazus desarrollado por FEMA, explica en base al HAZUS MR4 TECH que, para distintas tipologías, estructurales y niveles de sofisticación de la norma propone valores de media y desviación estándar para generar curvas de fragilidad.

Para la presente investigación se realizará acorde los lineamientos de la Unión Europea (RISK-UE-WP04), se generaron las cuatro curvas de fragilidad para según los estados de daño.

- **Procedimiento para cálculo de las curvas de fragilidad**

El procedimiento que se siguió por ejemplo para el caso del bloque de la Nave ante un sismo raro o de diseño en la dirección X-X fue la siguiente:

Paso 1: Se requiere de los desplazamientos en el punto de fluencia (D_y) y colapso (D_u), para nuestro caso en dirección X-X en la Nave de la Iglesia vienen a ser.

$$D_y = 5.62 \text{ cm}$$

$$D_u = 15.72 \text{ cm}$$

Paso 2: Cálculo de la media (\overline{Sd}_i) de acuerdo a la tabla 2.11 de la Unión Europea, para las 4 curvas de fragilidad, en la dirección X-X.

$$\overline{Sd}_1 = 0.7D_y = 3.93$$

$$\overline{Sd}_2 = D_y = 5.62$$

$$\overline{Sd}_3 = D_y + 0.25(D_u - D_y) = 8.14$$

$$\overline{Sd}_4 = D_u = 15.72$$

Paso 3: Cálculo de la desviación estándar ($\beta_{\overline{Sd}_i}$) de acuerdo a la tabla 2.11 de la Unión Europea, para las 4 curvas de fragilidad, en la dirección X-X.

$$u_u = \frac{D_u}{D_y} = 2.79$$

$$\beta_{\overline{Sd}_1} = 0.25 + 0.07 \ln(u_u) = 0.32$$

$$\beta_{\overline{Sd}_2} = 0.20 + 0.18 \ln(u_u) = 0.39$$

$$\beta_{\overline{Sd}_3} = 0.1 + 0.4 \ln(u_u) = 0.51$$

$$\beta_{\overline{Sd}_4} = 0.15 + 0.5 \ln(u_u) = 0.66$$

Paso 4: Para generar un modelo de fragilidad de una edificación, se desarrollan en base a un conjunto de curvas de fragilidad que definen la probabilidad condicional de estar en $P[D=ds]$ o superar $P[D>ds]$ un cierto estado de daño ds .

El método FEMA/NIBS (HAZUS) considera cuatro estados de daño denotados como: Ligero (Ds1), Moderado (Ds2), Extensivo (Ds3) y Completo (Ds4) figura 75.

Figura 75

Table 1.4. Damage Grading and Loss Indices

Damage Grade	Damage Grade Label			Description	Loss Indices			
	LM1	LM2	FEMA/NIBS (HAZUS)		AUTH	IZIIS		UNIGE
						RC	Masonry	
0 (D0)	None	None	None	No damage	0.0	0.0	0.0	0.0
1 (D1)	Slight	Minor	Slight	Negligible to slight damage	0-0.05	<0.15	<0.2	0.1
2 (D2)	Moderate	Moderate	Moderate	Slight structural, moderate nonstructural	0.05-0.2	0.15-0.25	0.20-0.30	0.2
3 (D3)	Substantial to heavy	Severe	Extensive	Moderate structural, heavy nonstructural	0.2-0.5	0.25-0.35	0.30-0.40	0.35
4 (D4)	Very heavy	Collapse	Complete	Heavy structural, very heavy nonstructural	0.5-1.0	0.35-0.45	0.40-0.50	0.75
5 (D5)	Destruction			Very heavy structural, total or near total collapse	-	>0.45	>0.50	1.00

Nota: Tomada de (RISK-UE, 2003)

Cada curva de fragilidad de un modelo de fragilidad se caracteriza por el valor de la mediana y la desviación estándar logarítmica normal (β) del parámetro de peligro sísmico; es decir, el espectro desplazamiento S_d :

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right]$$

Donde:

S_d = Es el desplazamiento espectral (parámetro de peligro sísmico)

$\bar{S}_{d,ds}$ = Es el valor medio del desplazamiento espectral en el que el edificio alcanza un cierto umbral del estado de daño ds ;

β_{ds} = Es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del daño estado, ds .

Φ = Es la función de distribución acumulada normal estándar.

Para un sismo severo de acuerdo a la norma peruana E030 (tabla 1.2) se tiene para diferentes desplazamientos la probabilidad de daño en la siguiente tabla 3.

Tabla 33

Parámetros de los daños para generar las curvas de fragilidad en dirección "X-X", en el bloque de la Nave.

Daño Ligero (DS1)		Daño moderado (DS2)	
$\bar{\delta}_{d,ds}$	3.93	$\bar{\delta}_{d,ds}$	5.62
β_{ds}	0.32	β_{ds}	0.39
$\ln(\bar{S}_{d,ds})$	1.37	$\ln(\bar{S}_{d,ds})$	1.73

Daño Extensivo (DS3)		Daño Completo (DS4)	
$\bar{\delta}_{d,ds}$	8.15	$\bar{\delta}_{d,ds}$	15.72
β_{ds}	0.51	β_{ds}	0.66
$\ln(\bar{S}_{d,ds})$	2.10	$\ln(\bar{S}_{d,ds})$	2.75

Tabla 34

Puntos de las curvas de fragilidad en dirección "X-X" en el bloque de la Nave.

Daño Ligero (DS1)		Daño moderado (DS2)	
δ_d	$P[ds \delta_d]$	δ_d	$P[ds \delta_d]$
0.001	4.9981E-146	0.001	1.327E-111
0.1	1.98751E-30	0.1	6.545E-26
0.2	1.10387E-20	0.2	2.338E-18
0.3	6.60692E-16	0.3	1.389E-14
0.4	6.27549E-13	0.4	3.412E-12
0.5	7.46051E-11	0.5	1.672E-10
1	1.05197E-05	1	3.693E-06
2	0.017822797	2	3.653E-03
3	0.199964715	3	5.157E-02
4	0.520603919	4	1.887E-01
5	0.771760486	5	3.808E-01
6	0.905049047	6	5.674E-01
7	0.963240477	7	7.157E-01
8	0.986247881	8	8.204E-01
9	0.994916092	9	8.893E-01

Daño Ligero (DS1)		Daño moderado (DS2)	
δ_d	$P[ds \delta_d]$	δ_d	$P[ds \delta_d]$
10.82	0.999161088	10.82	9.555E-01
18	0.999998836	18	9.987E-01
22	0.999999955	22	9.998E-01
23	0.999999979	23	9.999E-01
24.68	0.999999994	24.68	9.999E-01
25	0.999999995	25	9.999E-01

Tabla 35

Puntos de las curvas de fragilidad en dirección "X-X'" en el bloque de la Nave.

Daño Extensivo (DS3)		Daño Completo (DS4)	
δ_d	$P[ds \delta_d]$	δ_d	$P[ds \delta_d]$
0.001	1.08015E-69	0.001	3.11196E-48
0.1	3.87874E-18	0.1	1.33599E-14
0.2	2.11733E-13	0.2	2.51796E-11
0.3	5.4091E-11	0.3	1.265E-09
0.4	1.90131E-09	0.4	1.63391E-08
0.5	2.43141E-08	0.5	1.04843E-07
1	2.0571E-05	1	1.68345E-05
2	0.003019207	2	0.000955607
3	0.025415825	3	0.006327566
4	0.082202974	4	0.019686377
5	0.170016209	5	0.042321207
6	0.275048394	6	0.07354232
7	0.383534708	7	0.111639177
8	0.485991327	8	0.154613216
9	0.577371924	9	0.200582376
10.82	0.710647858	10.82	0.286955293
18	0.939484177	18	0.580776522
22	0.973981128	22	0.693557054
23	0.978808316	23	0.716634803

Daño Extensivo (DS3)		Daño Completo (DS4)	
δ_d	$P[ds \delta_d]$	δ_d	$P[ds \delta_d]$
24.68	0.984904672	24.68	0.751430588
25	0.985837983	25	0.757533721

Paso 5: Finalmente con los puntos calculados generamos las curvas de fragilidad según el tipo de daño, en la presente investigación se evalúa para un sismo raro tal como lo establece la norma peruana E030 (tabla 1.2) para un sismo raro o de diseño, se tiene un desplazamiento de $S_d=24.68$ cm (punto de desempeño), con la cual se evaluará el desempeño en las curvas de fragilidad generadas.

Figura 76

Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección X-X, En la nave.



Tabla 36

Probabilidad de daño en la dirección X-X, bloque Nave de la Iglesia.

PROBABILIDAD DE DAÑO -DIRECCION X-X	
ESTADO DE DAÑO	DESEMPEÑO
Sin Daño	0.0%
D. Ligero	0.0 %
D. Moderado	1.5%
D. Extensivo	23.3 %
D. completo	75.1 %
Total	100.0 %

Se observa en la dirección X-X que entre el estado de daño Completo principalmente se obtiene un 75.1% de probabilidad, por lo que lo más probable que en esta dirección el edificio se encuentra entre un daño completo. Este daño es considerado muy vulnerable y de igual forma de acorde al desempeño por el SEAOC VISION 2000 ya no puede resistir acciones laterales y así mismo ya no puede soportar cargas de gravedad, pues se encuentra ante un colapso parcial o total.

Nota: Con la misma secuencia de cálculos del primer hasta el quinto paso, se obtienen los resultados en cada dirección, ante un sismo raro por ser exigida acorde a la norma peruana de diseño sismorresistente, dichos resultados se muestran en el capítulo V.

4.1.10. Generación de la curva de vulnerabilidad

A partir de las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño $P(ds)$, el índice de daño (ID) esperado o curva de vulnerabilidad se obtiene mediante las curvas de fragilidad, el resultado viene a ser el daño medio normalizado interpretándose como una medida del daño global esperado en la estructura.

$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n iP(ds_i)$$

Siendo n es el número de estados de daños considerados, $P(ds)$ es la probabilidad de que ocurra un ds . En la figura 77 se puede apreciar el ID calculado con el enfoque determinista, a partir de las curvas de fragilidad de la figura 76 y los desplazamientos. La curva de la figura 77 y 78 puede interpretarse como una curva de vulnerabilidad, es preciso señalar que las curvas de fragilidad y vulnerabilidad son evaluadas ante un sismo raro o de diseño establecido por la norma E.030, con la finalidad de evaluar el riesgo sísmico.

a) Curva de vulnerabilidad en el bloque de la Nave de la Iglesia Señor de la soledad.

Tabla 37

Índice de Daño en el Bloque de la Nave de la Iglesia Señor de la Soledad.

INDICE DE DAÑO EN EL BLOQUE DE LA NAVE DE LA IGLESIA SEÑOR DE LA SOLEDAD			
Dirección X-X		Dirección Y-Y	
<i>n</i>	4	<i>n</i>	4
δ_d	<i>ID</i>	δ_d	<i>ID</i>
0.001	0	0.001	0
0.1	3.34095E-15	0.1	9.82243E-08
0.2	6.34783E-12	0.2	5.41771E-06
0.3	3.298E-10	0.3	4.90412E-05
0.4	4.5611E-09	0.4	0.000238863
0.5	3.23497E-08	0.5	0.000885048
1	1.29045E-05	1.926	0.309305029
2	0.00636266	2	0.32898346
3	0.070819686	3.996	0.61513902
4	0.202786395	4	0.615446975
5	0.34121278	5	0.679046713
6	0.45527157	6	0.724881859
7	0.543528543	7	0.76026972
8	0.611808168	8	0.788723964
9	0.665533784	9.442	0.821304831
10.82	0.73806875	12.725	0.872192628
18	0.879751323	15	0.895867656
22	0.916835147	18	0.918514606
23	9.238E-01	22	0.939261364
24.68	0.934068546	26	0.953422554
25	0.93582961	30	0.963495904

Nota: δ_d es el desplazamiento del punto de control .

Se obtiene el índice de daño (ID) o el porcentaje de vulnerabilidad ante un desplazamiento (Punto de desempeño) bajo los parámetros del reglamento peruano E030, para un sismo raro o de diseño.

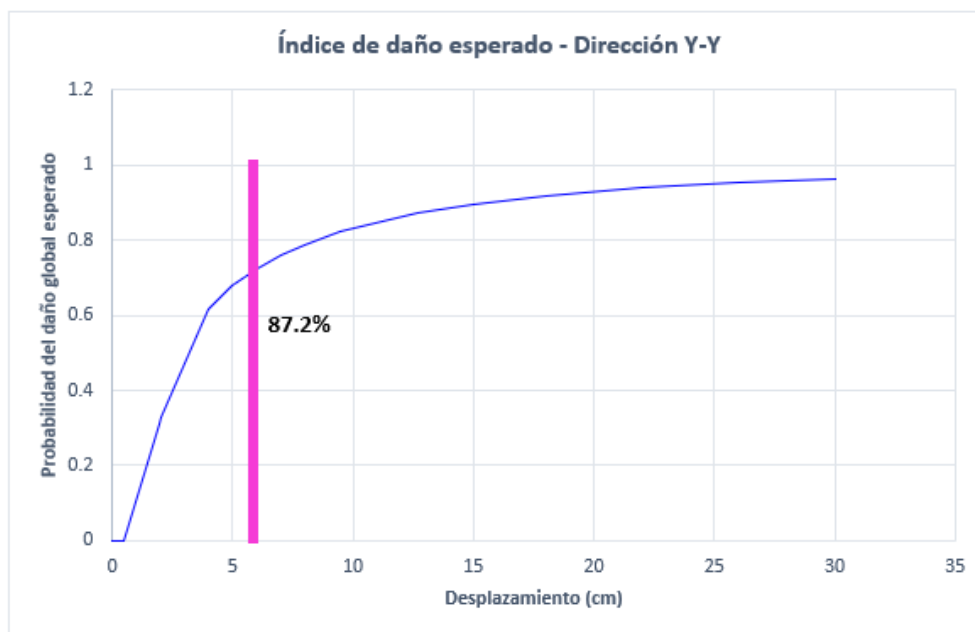
Figura 77

Índice de daño esperado en la dirección X-X, bloque de la Nave de la Iglesia.



Figura 78

Índice de daño esperado en la dirección Y-Y, bloque de la Nave de la Iglesia.



En la dirección X-X para la estructura de la nave se tiene una vulnerabilidad de 93.4% con un $\delta_d = 24.68 \text{ cm}$, mientras que en la dirección Y-Y se tiene una vulnerabilidad de 87.2% con $\delta_d = 12.72 \text{ cm}$.

b) Curva de vulnerabilidad en el bloque de las Torres de la Iglesia Señor de la soledad.

Se obtiene el índice de daño (ID) o el porcentaje de vulnerabilidad ante un desplazamiento (Punto de desempeño) acorde los lineamientos del reglamento E.030, para un sismo raro.

Tabla 38

Índice de Daño en el Bloque de las Torres de la Iglesia Señor de la Soledad.

INDICE DE DAÑO EN EL BLOQUE DE LAS TORRES DE LA IGLESIA SEÑOR DE LA SOLEDAD			
Dirección X-X		Dirección Y-Y	
<i>n</i>	4	<i>n</i>	4
δ_d	ID	δ_d	ID
0.001	0	0.001	0
0.1	2.28416E-10	0.1	2.56754E-09
0.2	2.24446E-08	0.2	1.3947E-07
0.3	2.81233E-07	0.3	1.27003E-06
0.4	1.57644E-06	0.4	5.7088E-06
0.5	5.74601E-06	0.5	1.76762E-05
1	0.000296714	1	0.000597895
2	0.019753177	2.41	0.058740106
3.28	0.15127259	3	0.127149612
4	0.249181402	4	0.259050337
5	0.367316661	5.6179	0.423744425
6	0.456070965	6	0.452013638
7.672	0.556902139	7.3662	0.530342058
10.31	0.653552282	8	0.558052056
13	0.716641287	9	0.594475031
14	0.734979476	12	0.671720548
18	0.791815409	15	0.723596767
22	0.831676753	18	0.762213168
25	0.854534839	22	0.801255665
27	0.867333491	26	0.830965625
30	0.883676871	30	0.854293357

Nota: δ_d es el desplazamiento.

Figura 79

Índice de daño esperado en la dirección X-X, Bloque de la Torre de la Iglesia.

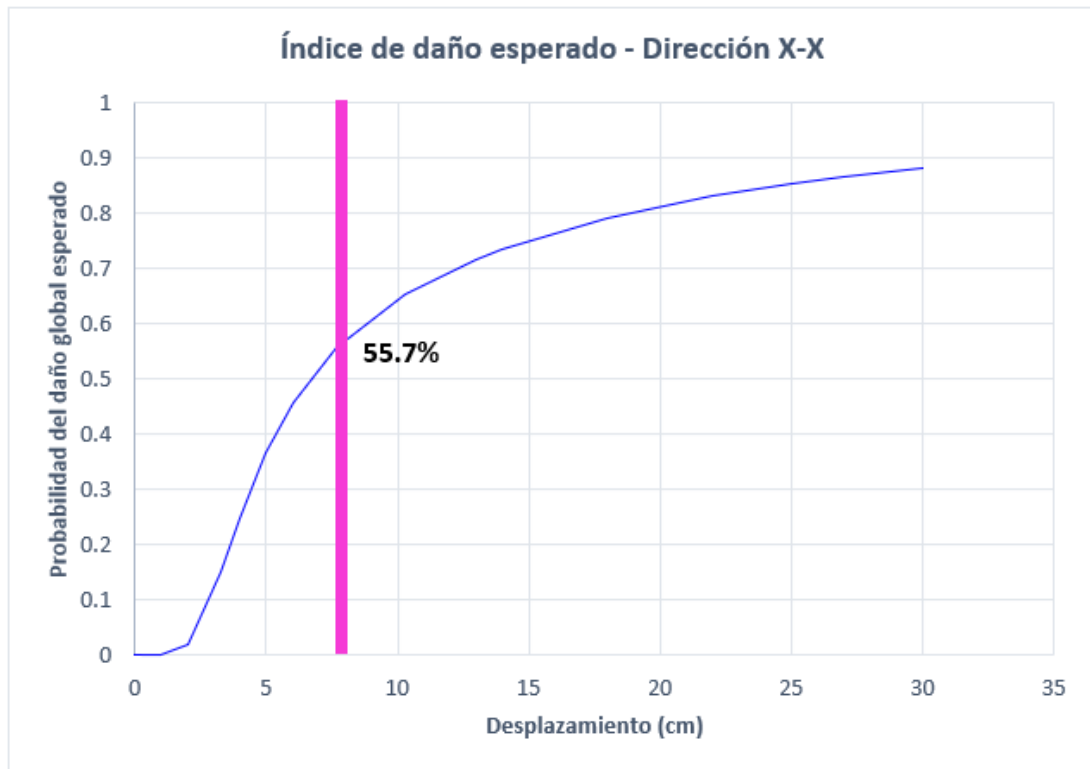
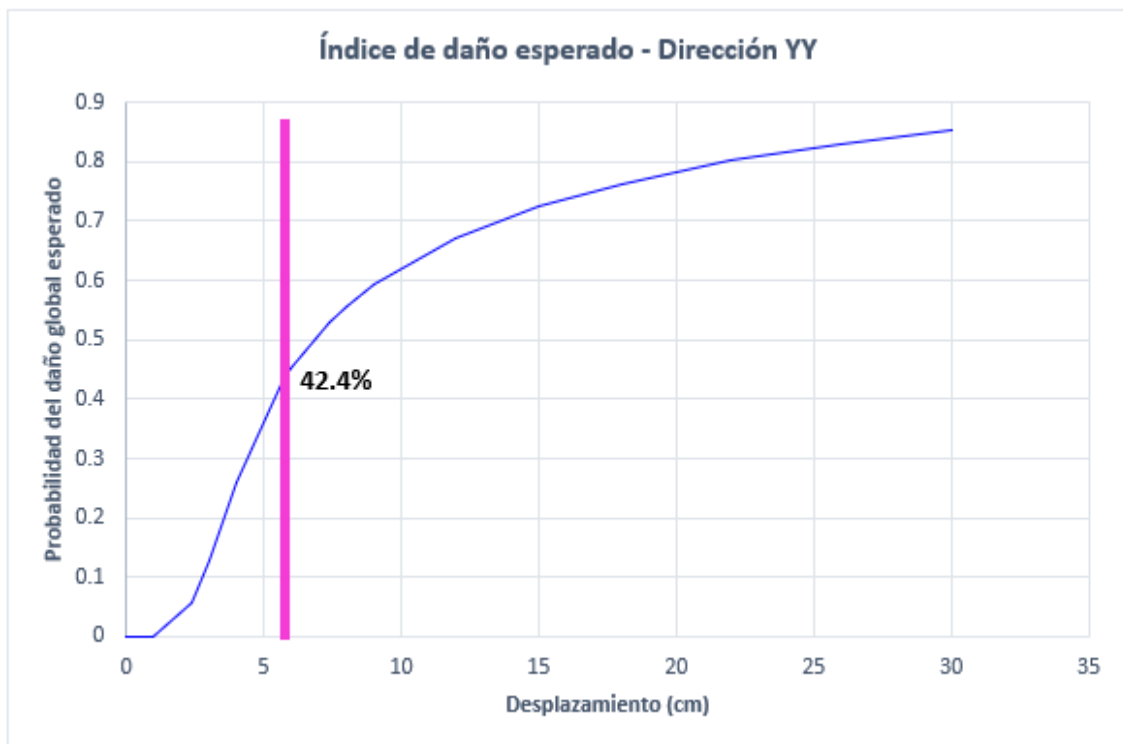


Figura 80

Índice de daño esperado en la dirección Y-Y, Bloque de la Torre de la Iglesia.



En la dirección X-X para las estructuras de la nave se tiene una vulnerabilidad de 55.7 % con $\delta_d = 7.67 \text{ cm}$, mientras que En la dirección Y-Y se tiene una vulnerabilidad de 42.4% con $\delta_d = 5.62 \text{ cm}$.

4.1.11. Cálculo del nivel de la vulnerabilidad sísmica

El nivel de intensidad de daño esperado en cada dirección X y Y, se obtiene mediante la curva de Vulnerabilidad Sísmica.

Tabla 39

Niveles de la Vulnerabilidad Sísmica.

Vulnerabilidad Sísmica	Rango
Baja	1.00 a 1.40
Media	1.50 a 2.10
Alta	2.20 a 3.00

Nota: Tomada de Mosqueira y Tarque, 2005.

El nivel de Vulnerabilidad Sísmica se calculó multiplicando el índice de daño global de la edificación por el nivel más alto de Vulnerabilidad, véase la tabla 40 y la siguiente ecuación:

$$\text{Nivel de Vulnerabilidad Sísmica} = 3 \times \text{Índice de daño Esperado}$$

Nota: Adaptada de Mosqueira y Tarque, 2005.

4.1.12. Cálculo del nivel de peligro sísmico

Se obtiene a partir del análisis de tres factores: La sismicidad, el tipo de suelo y la topografía del sitio donde se encuentra ubicada la edificación analizada.

El nivel del Peligro Sísmico se obtiene de acuerdo a la siguiente función:

$$\text{Peligro Sísmico} = (0.40 \cdot \text{Sismicidad}) + (0.40 \cdot \text{Suelo}) + (0.20 \cdot \text{Topografía})$$

Nota: Adaptada de Mosqueira y Tarque, 2005.

Se califica los factores para el cálculo del nivel de peligro sísmico desde el nivel 1 como el más bajo hasta el nivel 3, véase la tabla 41:

Tabla 40

Valores de las Variables para Cuantificar el Peligro Sísmico.

SISMICIDAD (40%)		SUELO (40%)		TOPOGRAFIA (20%)	
Baja	1	Rígido	1	Plana	1
Media	2	Intermedio	2	Media	2
Alta	3	Flexible	3	Pronunciada	3

Nota: Tomada de (Mosqueira y Tarque, 2005).

Tabla 41

Calificación de los parámetros del peligro sísmico y el nivel del peligro sísmico.

Sismicidad (40%)	Estructural						Pesos (%)			Peligro sísmico	Valor Numérico	
	Suelo (40%)			Topografía (20%)			40	40	20			
	Rígidos	Intermedios	Flexibles	Plana	Media	Pronunciada						
ALTA	x			x			3	1	1	Bajo	1.80	
	x				x		3	1	2		Medio	2.00
	x					x	3	1	3			2.20
		x		x			3	2	1	2.20		
		x			x		3	2	2	2.40		
		x				x	3	2	3	2.60		
			x	x			3	3	1	2.60		
			x		x		3	3	2	2.80		
			x			x	3	3	3	3.00		
MEDIA	x			x			2	1	1	Bajo	1.40	
	x				x		2	1	2		1.60	
	x					x	2	1	3		1.80	
		x		x			2	2	1	1.80		
		x			x		2	2	2	2.00		
		x				x	2	2	3	2.20		
			x	x			2	3	1	2.20		
			x		x		2	3	2	2.40		
			x			x	2	3	3	2.60		
BAJA	x			x			1	1	1	Bajo	1.00	
	x				x		1	1	2		1.20	
	x					x	1	1	3		1.40	
		x		x			1	2	1	1.40		
		x			x		1	2	2	1.60		
		x				x	1	2	3	1.80		
			x	x			1	3	1	1.80		
			x		x		1	3	2	2.00		
			x			x	1	3	3	2.20		

Nota. Tomada de (Mosqueira y Tarque, 2005)

Mediante un cálculo de suma y multiplicación del nivel clasificado y el % de participación de los factores de peligro sísmico, se obtiene el Nivel de Peligro Sísmico de la estructura. La comparación de dicho valor con los mostrados en la Tabla 42 nos permite asignar la clasificación a la edificación examinada en la tabla 43.

Tabla 42

Calificación del Peligro Sísmico.

SISMICIDAD	PELIGRO SÍSMICO	RANGO
ALTA	Bajo	1.80
	Medio	De 2.00 a 2.40
	Alto	De 2.60 a 3.00
MEDIA	Bajo	De 1.40 a 1.60
	Medio	De 1.80 a 2.40
	Alto	2.60
BAJO	Bajo	De 1.00 a 1.60
	Medio	De 1.80 a 2.00
	Alto	2.20

Nota: Tomada de (Mosqueira y Tarque, 2005).

4.1.12.1. Sismicidad

Tomando en cuenta lo establecido en la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones, el territorio peruano se divide en cuatro zonas sísmicas según la tabla 44.030 “Diseño Sismorresistente” (2018), el territorio peruano se ha dividido en cuatro zonas sísmicas, como se aprecia en la tabla 44.

Tabla 43

Calificación de Zonas Sísmicas.

SISMICIDAD	ZONA
BAJA	ZONA Z1: Zona de Baja Sismicidad, en la cual puede darse una aceleración máxima del terreno del 10% de la aceleración de la gravedad, con una probabilidad del 10% de ser excedida.

SISMICIDAD	ZONA
MEDIA	<p>ZONA Z2: Zona de Moderada Sismicidad, en la cual puede darse una aceleración máxima del terreno del 25% de la aceleración de la gravedad, con una probabilidad del 10% de ser excedida.</p> <p>ZONA Z3: Zona de Moderada Sismicidad, en la cual puede darse una aceleración máxima del terreno del 35% de la aceleración de la gravedad, con una probabilidad del 10% de ser excedida.</p>
ALTA	<p>ZONA Z4: Zona de Alta Sismicidad, en la cual puede darse una aceleración máxima del terreno del 45% de la aceleración de la gravedad, con una probabilidad del 10% de ser excedida.</p>

Nota: Adaptada de (Mosqueira y Tarque, 2005).

4.1.12.2. Tipo de suelo

Conforme a las consideraciones de la norma peruana de Diseño Sismorresistente (2018), se establece cinco perfiles de clasificación, según la velocidad promedio de propagación de ondas de corte. Estos, desde S0 (Roca Dura) con velocidad de propagación de ondas de corte mayor que 1500 m/s, hasta S4 (Condiciones Excepcionales), en donde las condiciones geológicas o topográficas son particularmente desfavorables. También se encuentran en esta clasificación S1 (**Roca o Suelos Muy Rígidos**) y S3 (**Suelos Flexibles** o con estratos de gran espesor) con períodos fundamentales, para vibraciones de baja amplitud, no excediendo de 0,25s y mayores a 0,6s respectivamente. Por último, se encuentra el perfil S2 (**Suelos Intermedios**) con características entre S1 y S3.

4.1.12.3. Topografía

Mediante el eclímetro y los mapas de peligro de la ciudad de Huaraz se obtiene una topografía plana, cuyo gradiente es inferior a 15 %; topografía media, el cual se ubica entre 15 % y 50 %; y la topografía pronunciada, la cual es superior a 50 %.

4.1.13. Nivel de Riesgo sísmico

Se adopto la metodología propuesta Ingeniero Miguel Mosqueira Moreno en su Tesis Doctoral, basándose en la Ecuación de Kuroiwa (2002), cuantifica

numéricamente el comportamiento de la edificación obteniendo el nivel de riesgo sísmico, peligro sísmico y vulnerabilidad estructural. Según esta propuesta se puede estimar el nivel o grado de riesgo de la edificación ante un sismo severo. Dicha metodología fue justificada y aplicada en edificaciones de albañilería confinada por Mosqueira y Tarque (2005). Posteriormente Mosqueira (2012) evaluó el comportamiento estructural de edificaciones adaptando la propuesta anterior a sistemas estructurales del tipo pórticos.

$$RiesgoSismico(R) = (0.50.Vulnerabilidad Sismica) + (0.50.PeligroSismico)$$

Fuente: Adaptada de Kuroiwa,2002.

De acuerdo a los valores numéricos del nivel de vulnerabilidad y peligro sísmico se obtiene mediante la ecuación anterior el nivel de riesgo sísmico de la iglesia Señor de la Soledad, para luego clasificarlo de acuerdo a la siguiente tabla planteada por Mosqueira y Tarque.

Tabla 44

Clasificación del Riesgo sísmico mediante un valor numérico.

CLALIFICACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO			
VULNERABILIDAD PELIGRO	1	2	3
1	1	1.5	2
2	1.5	2	2.50
3	2	2.50	3

Nota: "Recomendaciones Técnicas para Mejorar la Seguridad Sísmica de Viviendas de Albañilería Confinada de la Costa Peruana". (Mosqueira y Tarque, 2005).

Tabla 45

Clasificación del nivel de Riesgo Sísmico.

NIVEL DEL RIESGO SISMICO			
VULNERABILIDAD PELIGRO	Baja	Media	Alta
Bajo	BAJO	MEDIO	MEDIO
Medio	MEDIO	MEDIO	ALTO
Alto	MEDIO	ALTO	ALTO

Nota: “Recomendaciones Técnicas para Mejorar la Seguridad Sísmica de Viviendas de Albañilería Confinada de la Costa Peruana”. Mosqueira y Tarque, 2005.

c) Descripción de los niveles de riesgo sísmico.

- **Nivel de Riesgo Sísmico Alto** significa que la edificación sufrirá daños importantes ante un sismo raro y existe gran probabilidad que la edificación colapse ya que no tiene un adecuado comportamiento sísmico y se encuentra sobre suelo blando.
- **Nivel de Riesgo Sísmico Medio** significa que la edificación tiene aceptable comportamiento sísmico y se encuentra sobre un suelo rígido o intermedio. Los pórticos y muros de la edificación podrían sufrir daños menores y algunos tabiques podrían colapsar parcial o totalmente.
- **Nivel de Riesgo Sísmico Bajo** significa que la edificación tiene adecuado comportamiento sísmico y el estado actual de la edificación es de regular a buena. La edificación se encuentra sobre suelo rígido sin pendiente y solo podría sufrir el colapso parcial o total de sus tabiques.

CAPITULO V

RESULTADOS

En el capítulo anterior se ha observado la metodología y el procesamiento de información, donde se usó el método estático no lineal o Pushover, con la ayuda del software ETABS V.20.0.3 también reglamentos como el ASCE 41-17, SEAOC VISION 2000, HAZUS. ® MH. MR4 y entre otros para la obtención de la vulnerabilidad estructural. Ahora en este capítulo nos enfocaremos en evaluar los resultados obtenidos en base a los objetivos planteados; el nivel de Vulnerabilidad Sísmica o Índice de daño esperado de la edificación bajo las sollicitaciones de un sismo raro, correspondiente a lo exigido por la norma E030, el Nivel Peligro Sísmico y Nivel de riesgo sísmico mediante indicadores adaptadas de Mosqueira y Tarque.

5.1 NIVEL DE VULNERABILIDAD SISMICA

5.1.1. Comportamiento sísmico de la iglesia del señor de la Soledad.

5.1.1.1. Curva de Capacidad y respuesta Frente a un sismo Ocasional, raro y muy raro.

En la Estructura de la iglesia Señor de la Soledad se encontró dos bloques independientes, la Nave y las torres, por esa razón se procesó la información de manera independiente para cada bloque. Los resultados de los puntos de desempeño sísmico fueron obtenidos con la metodología de coeficiente de desplazamiento basado en la norma ASCE/SEI 41-17, mediante el análisis estático no lineal “Pushover” ante un sismo ocasional, raro y muy raro.

a) Análisis del bloque de la Nave de la iglesia señor de la soledad

Figura 81

Curva de capacidad y desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro X-X.

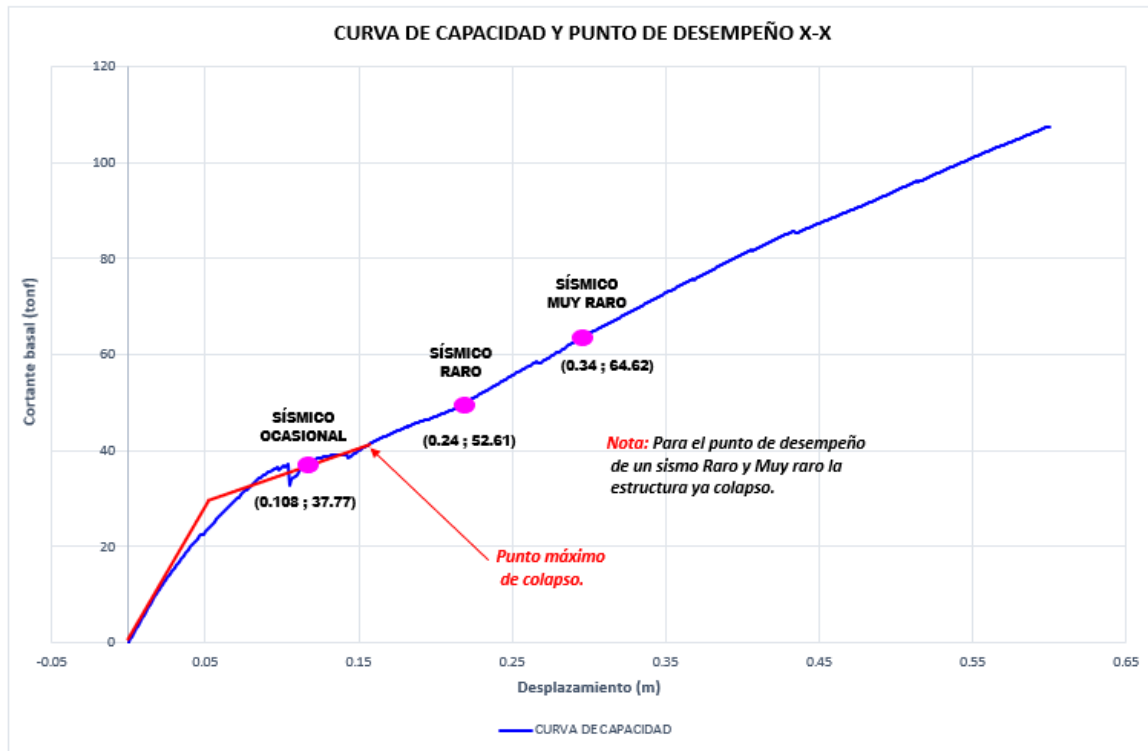
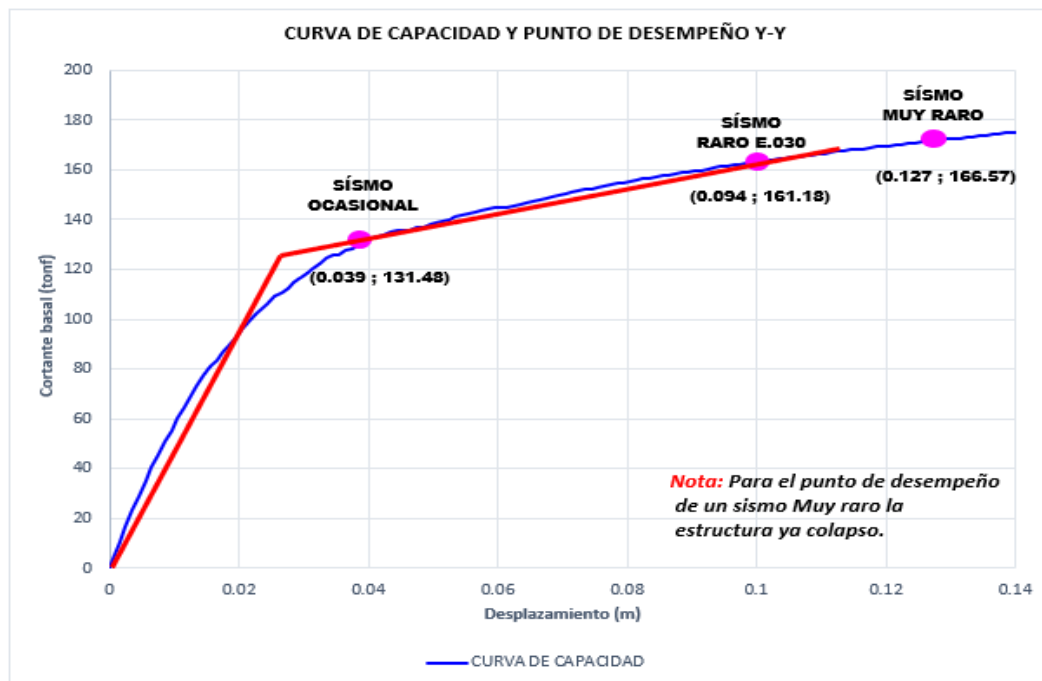


Figura 82

Curva de capacidad y desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro Y-Y.



Se observa en la curva de capacidad mostrada en la figura 81 en dirección X-X, la plasticidad inicia aproximadamente a un desplazamiento de 5.62 cm y que tanto en la respuesta para sismo ocasional, raro y muy raro se obtiene daños debido a que incursiona en el rango no lineal además se observa que el punto de desempeño para un sismo raro y muy raro esta sobre el punto máximo de fractura o colapso lo que indica que es muy vulnerable. En la tabla 46 se tiene el desplazamiento y la cortante basal ante respuestas a sismo ocasional, raro y muy raro.

Se observa en la curva de capacidad mostrada en la figura 82 en dirección Y-Y, que la plasticidad inicia aproximadamente a un desplazamiento de 2.26 cm y que tanto la respuesta para sismo ocasional, raro y muy raro se obtienen daños debido a que incursiona en el rango no lineal además se observa que el punto de desempeño para un sismo muy raro esta sobre el punto máximo de fractura o colapso lo que indica que es muy vulnerable ante este estos sismos. En la tabla 47 se tiene el desplazamiento y la cortante basal ante respuestas a sismo ocasional, raro y muy raro.

Tabla 46

Respuesta del bloque de la Nave frente a sismo ocasional, raro y muy raro en X-X.

Sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (tonf)
Ocasional	10.82	37.77
Raro	24.68	52.61
Muy Raro	34.07	64.62

Tabla 47

Respuesta del bloque de la Nave frente a sismo ocasional, raro y muy raro en Y-Y.

Sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (tonf)
Ocasional	3.99	131.48
Raro	9.44	161.18
Muy Raro	12.73	166.57

b) Análisis en el bloque de la Torre de la iglesia del Señor de la Soledad.

Figura 83

Curva de capacidad y desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro X-X.

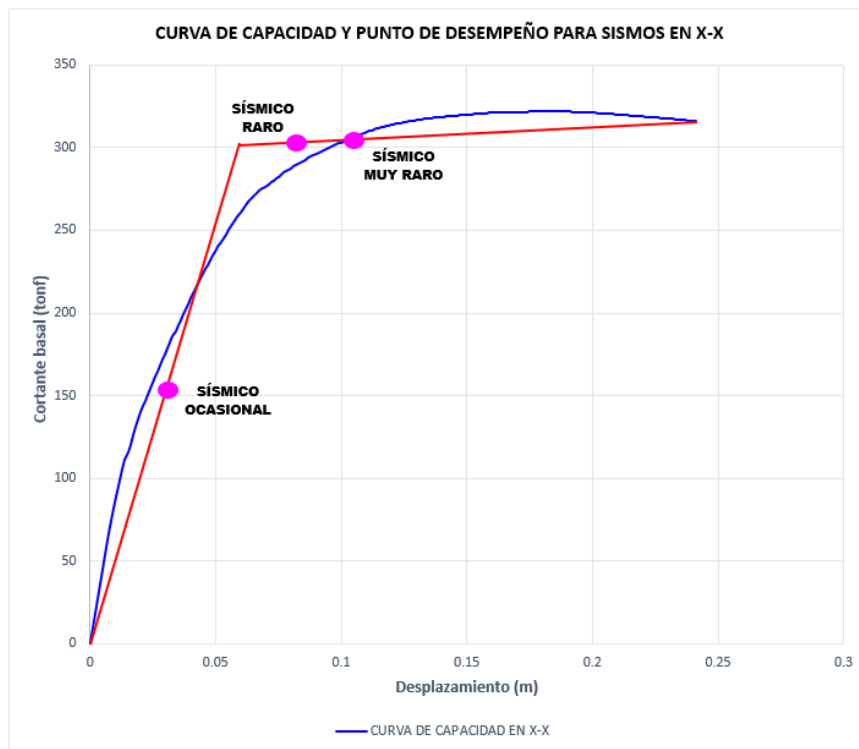
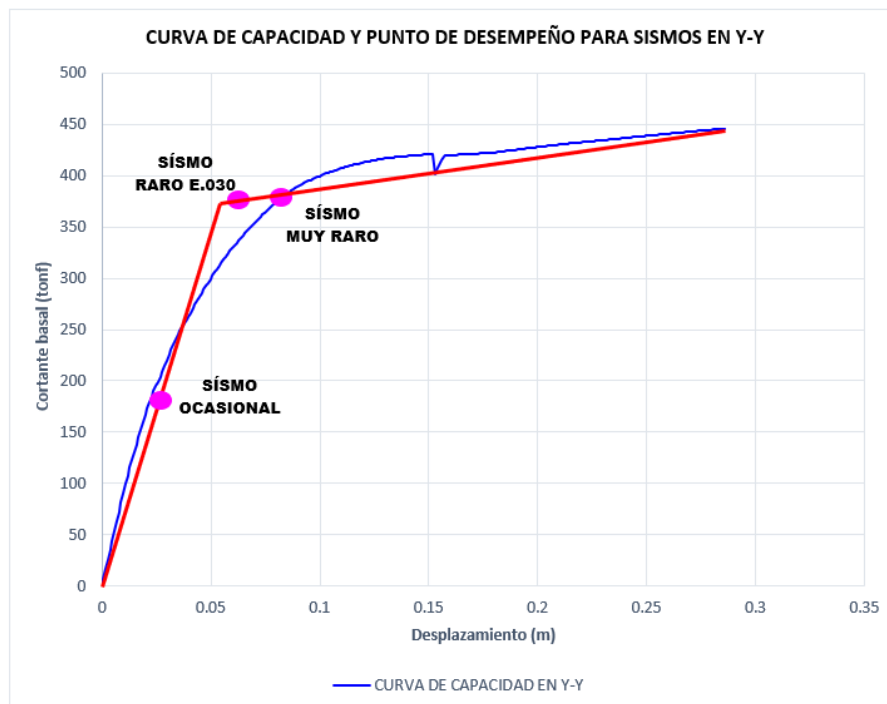


Figura 84

Curva de capacidad y desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro Y-Y.



Se observa en la curva de capacidad mostrada en la figura 83 en dirección X-x, que la plasticidad inicia aproximadamente a un desplazamiento de 5.26 cm y que tanto en la respuesta para sismo raro y muy raro se obtiene daño debido a que incursiona en el rango no lineal. En la tabla 48 se tiene el desplazamiento y la cortante basal ante respuestas a sismo ocasional, raro y muy raro.

Se observa en la curva de capacidad mostrada en la figura 84 en dirección Y-Y, que la plasticidad inicia aproximadamente a un desplazamiento de 5.17 cm y que tanto en la respuesta para sismo muy raro se obtiene daño debido a que incursiona en el rango no lineal. Se obtiene como respuesta a sismo ocasional, raro y muy raro el desplazamiento, cortante basal en la tabla 49.

Tabla 48

Respuesta del bloque de las Torres de la iglesia frente a sismo ocasional, raro y muy raro en X-X.

Sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (tonf)
Ocasional	3.28	185.43
Raro	7.67	284.39
Muy Raro	10.31	305.39

Tabla 49

Respuesta del bloque de las Torres de la iglesia frente a sismo ocasional, raro y muy raro en Y-Y.

Sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (tonf)
Ocasional	2.41	192.55
Raro	5.62	319.34
Muy Raro	7.37	361.03

5.1.1.2. Derivas de entrepiso en la Nave y Torre de la Iglesia.

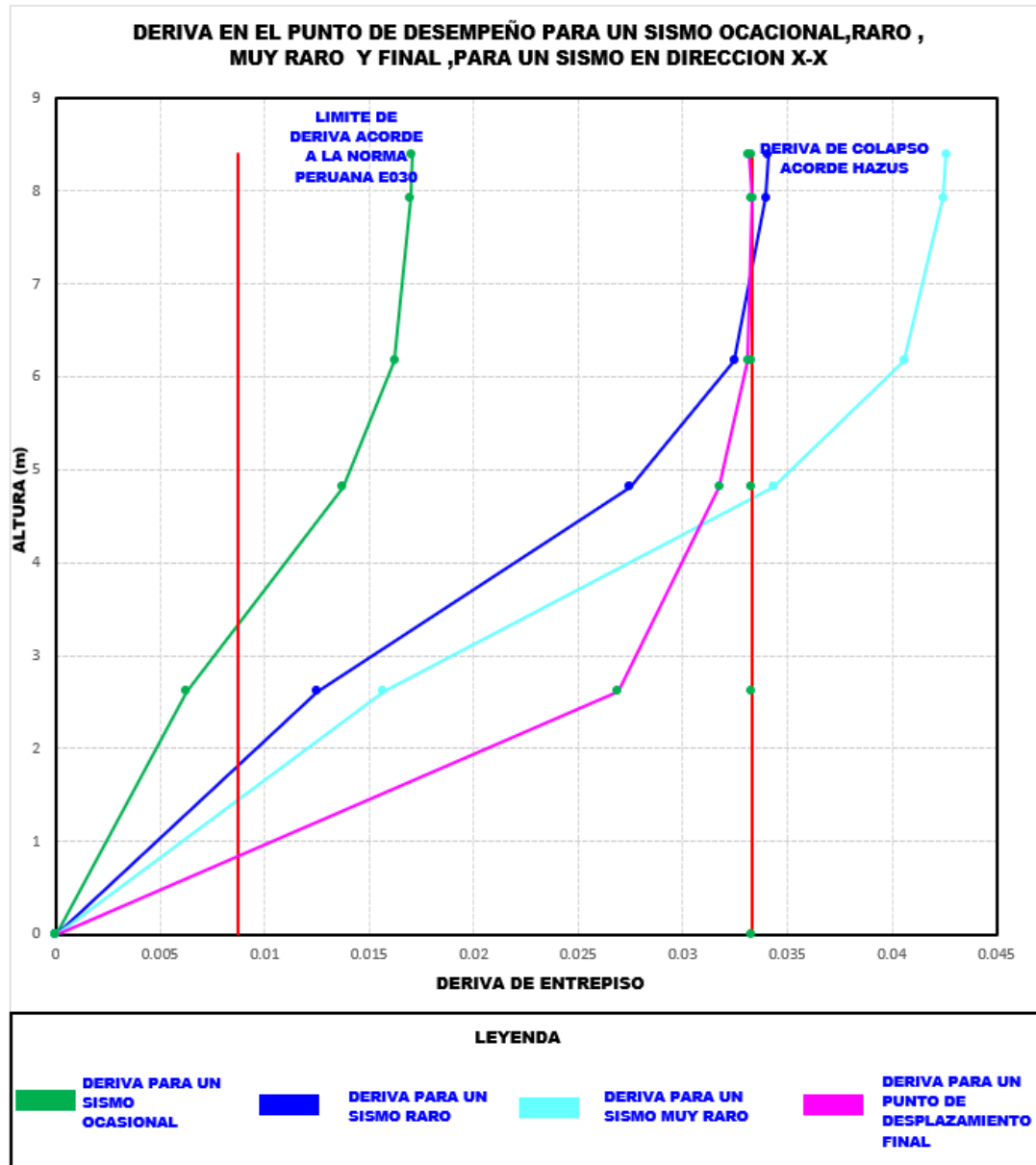
Se muestra en la figura 85 las derivas como respuesta para sismo ocasional, raro, muy raro y para el punto final de desplazamiento de la curva de capacidad. Además, se muestra el límite de deriva permitida para un sismo raro acorde a la norma E.030 de 8.75 ‰ y el límite de deriva de colapso de un de 33 ‰ y 25 ‰ acorde a HAZUS

MR4 según la tipología de la estructura C1M Y C1H para la nave y torre respectivamente.

a) Derivas en la Nave de la iglesia Señor de la Soledad

Figura 85

Deriva para sismo raro, muy raro, ultimo y límite de deriva acorde a la norma E030 y HAZUS en el bloque de la Nave de la Iglesia, X-X.

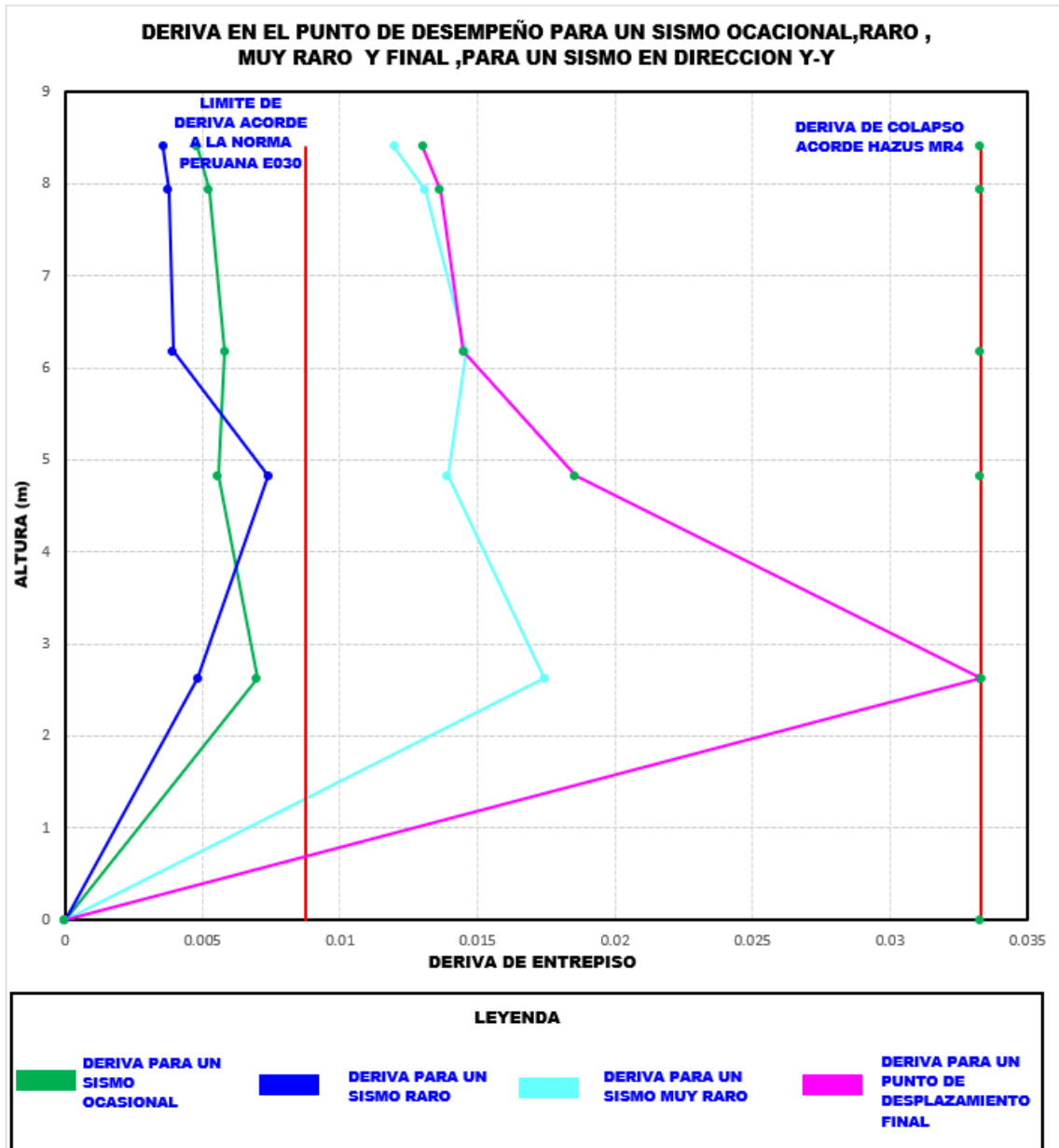


- En el bloque de la Nave de la iglesia, para un sismo en la dirección XX se observa acorde a la norma E030, supera la deriva máxima de 8.75‰ para sismo ocasional, raro y muy raro al límite de deriva y que la deriva máxima o de colapso es acorde

a lo estipulado en HAZUS MR4, este último límite de colapso también es superada por el sismo muy raro, así resultando la estructura con problemas de rigidez.

Figura 86

Deriva para sismo raro, muy raro, ultimo y límite de deriva acorde a la norma E030 y HAZUS en el bloque de la Nave de la Iglesia, Y-Y.



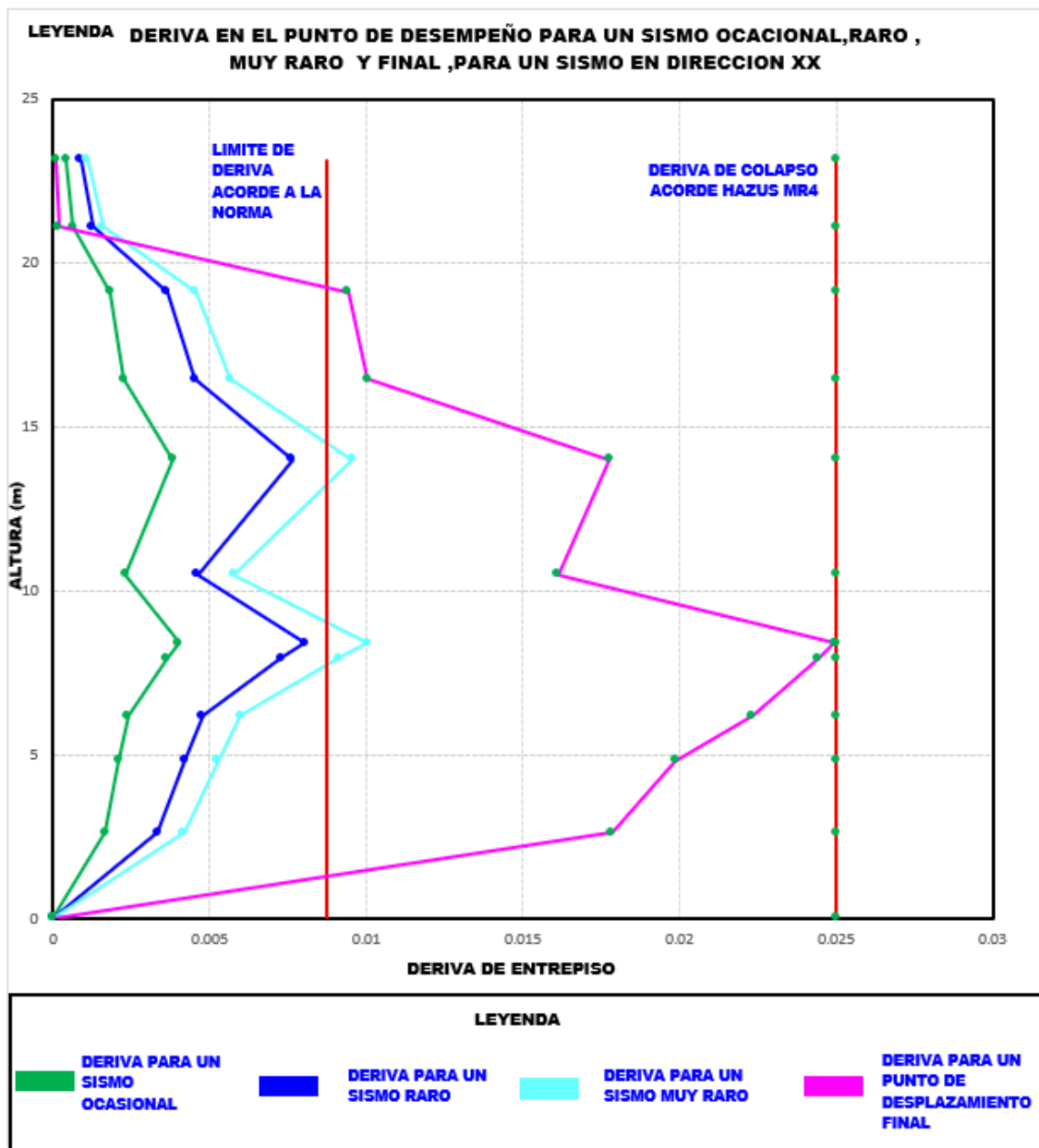
- Ante un sismo en la dirección Y-Y se observa acorde a la norma E030, supera a la deriva máxima de 8.75‰ para sismo muy raro y que la deriva máxima o de colapso es acorde a lo estipulado en HAZUS MR4.

- Examinando los efectos de un sismo, se concluye que la dirección X-X del edificio es más vulnerable además de tener muy baja capacidad de rigidez, ya que las derivas son mayores que las resultantes en la dirección Y-Y.

b) Derivas en la Torre de la iglesia Señor de la Soledad

Figura 87

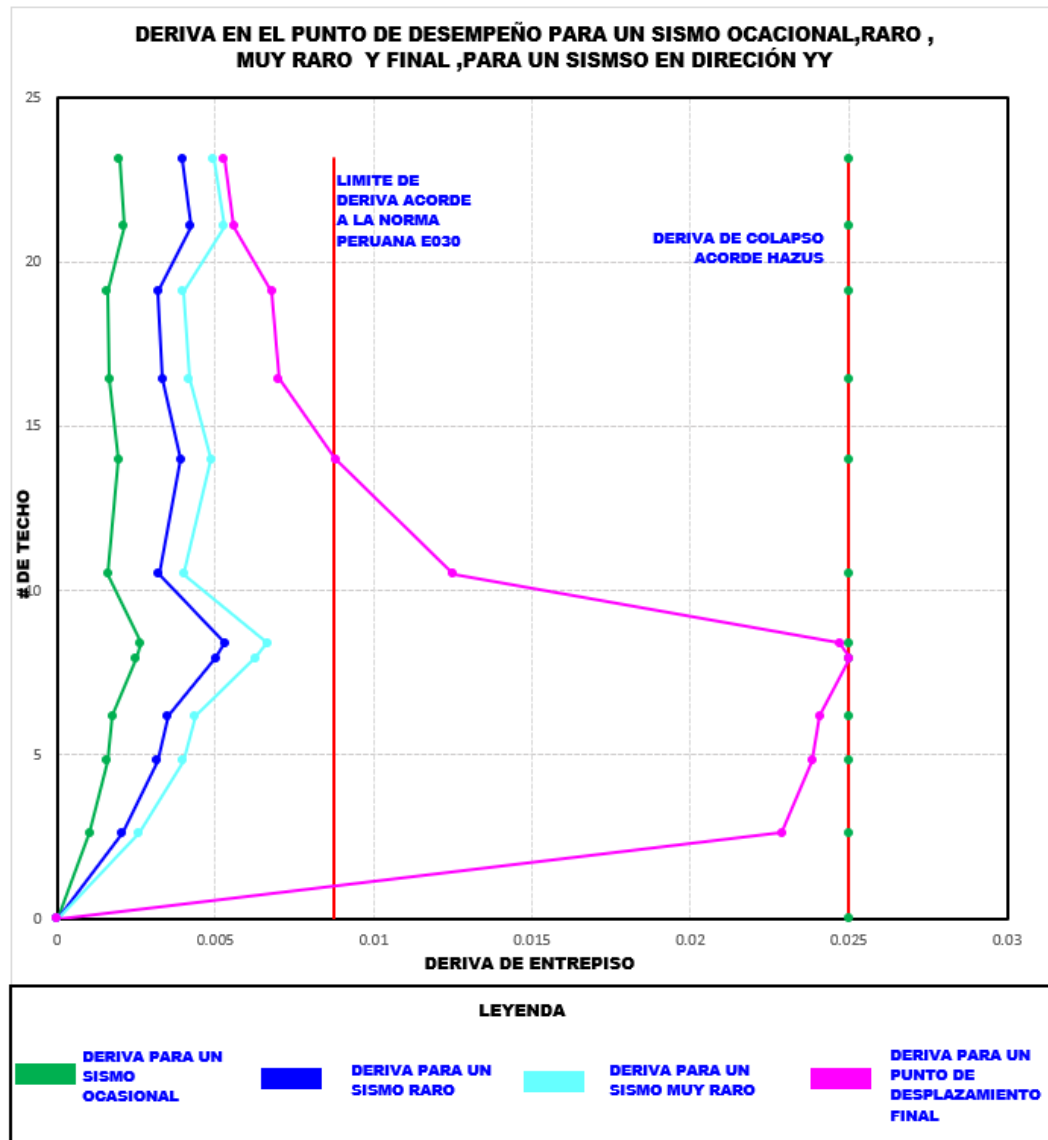
Deriva para sismo raro, muy raro, ultimo y límite de deriva acorde a la norma E030 y HAZUS en el bloque de las Torres de la Iglesia, X-X.



- Para un sismo en la dirección X-X se observa acorde a la norma E.030 cumple la deriva máxima de 8.75‰ para sismo raro, mientras que para un sismo muy raro ya supero, además la deriva máxima o colapso se planteó acorde a lo estipulado en HAZUS MR4 según la teología estructural.

Figura 88

Deriva para sismo raro, muy raro, ultimo y límite de deriva acorde a la norma E030 y HAZUS en el bloque de las Torres de la Iglesia, Y-Y.



- Para un sismo en la dirección Y-Y se observa acorde a la norma E030 ampliamente no se acerca la deriva máxima de 8.75‰ ante un sismo ocasional, raro, muy raro y que la deriva máxima para el punto de desplazamiento final es acorde a lo estipulado en HAZUS MR4.

- Examinando los efectos de un sismo, se concluye que la dirección X-X del edificio es más vulnerable, debido al mayor aporte de rigidez de las columnas en la dirección Y-Y.

5.1.1.3. Evaluación de la junta sísmica entre la Torre y Nave de la Iglesia.

El espesor de la junta sísmica entre el boque de la nave y Torre de la iglesia señor de la soledad fue comparado con lo normado en la E.030 “Diseño Sismorresistente”, 2018, Artículo 33.2.

Donde:

La distancia no será menor que los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, ni menor que $S=0.006h \geq 0.03m$, donde s es la distancia mínima para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, h es la altura medida desde el nivel del terreno considerado para evaluar s .

Se sabe que existe una junta sísmica entre la nave y torre de la iglesia de 2 pulgadas. Evaluando los desplazamientos ocurridos entre la nave y la torre de la iglesia durante un sismo raro, se detecta que el desplazamiento máximo en la nave de la iglesia en la dirección Y-Y a una altura de 11.0 m es 0.171m y en la torre de la iglesia en la dirección Y-Y a una altura 11.0 m el desplazamiento máximo es 0.029, resultando $\frac{2}{3}(0.171+0.029) = 0.13m$ mientras que de acuerdo a la norma resulta $0.006 \cdot 11.03m = 0.0661 m$, siendo 0.13 m el mínimo recomendado por la norma, para que el edificio se comporte adecuadamente ante un sismo severo o de diseño. Esto es debido a que el periodo de vibración fundamental de la estructura en la dirección de la junta sísmica Y-Y.

Finalmente, la junta sísmica existente no estaría cumplimiento de acuerdo al lineamiento de la norma E.030.(Este análisis se realiza a manera de verificación de las condiciones de la norma E.030)

5.1.1.4. El Nivel de desempeño acorde al SEAOC VISION 2000

El desempeño del edificio acorde a la sectorización que exige el SEAOC VISION 2000.

a) Análisis del Nivel de desempeño de la Nave de la iglesia Señor de la soledad

Figura 89

Desempeño del bloque de la Nave en la dirección X-X según SEAOC.

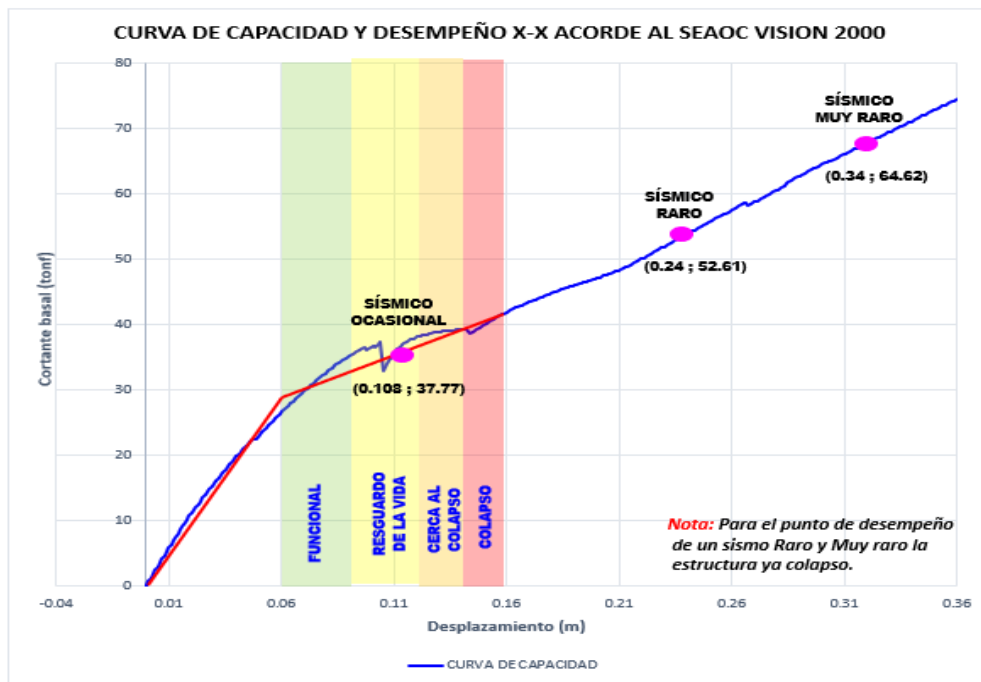
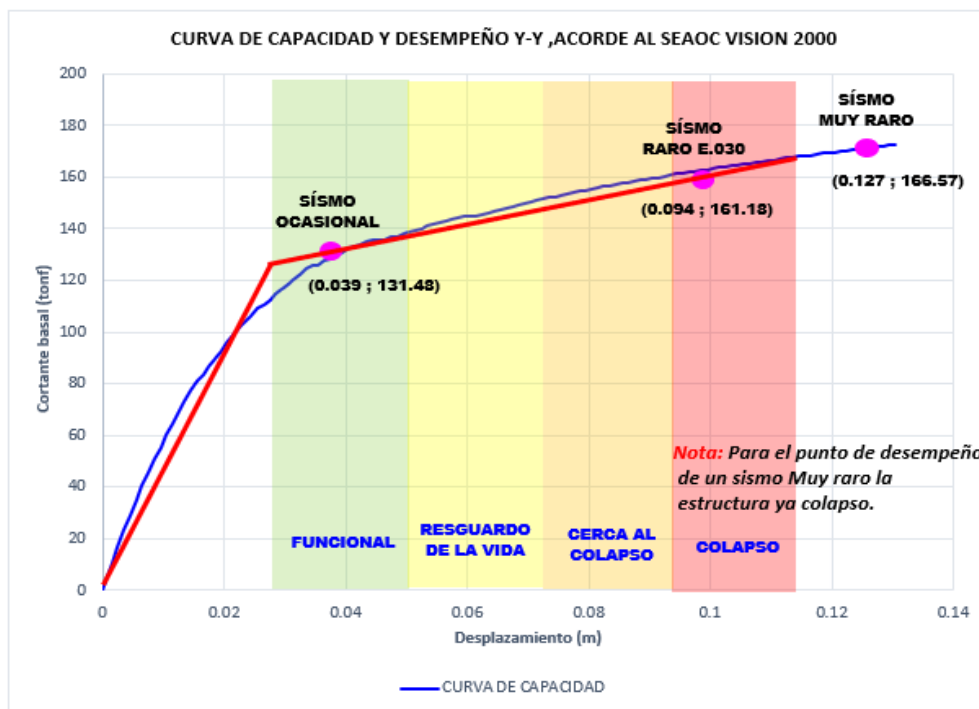


Figura 90

Desempeño del bloque de la Nave en la dirección Y-Y según SEAOC.



De la figura 89 se observa en la estructura del bloque de la Nave. El desempeño en la dirección X-X, para un sismo ocasional se encuentra en resguardo

de vida, lo cual significa que se tiene un comportamiento cercano al colapso. Para sismo raro y muy raro la estructura ya colapsó, lo cual no estaría cumpliendo con la filosofía de las normas de análisis sismorresistente.

De la figura 90 se observa en la estructura del bloque de la Nave. El desempeño en la dirección Y-Y, para un sismo ocasional es funcional, lo cual significa que se tiene un comportamiento inelástico. Para sismo raro se encuentra ligeramente cercano al resguardo de vida y para un sismo muy raro se observa que se encuentra dentro del colapso total y mientras que para un sismo muy raro la estructura ya colapso, lo cual no cumple con la filosofía de las normas de análisis sismorresistente de la norma E.030.

b) Análisis del Nivel de desempeño de la Torre de la iglesia Señor de la soledad

Figura 91

Desempeño del bloque de las Torres, en la dirección X-X, según SEAOC.

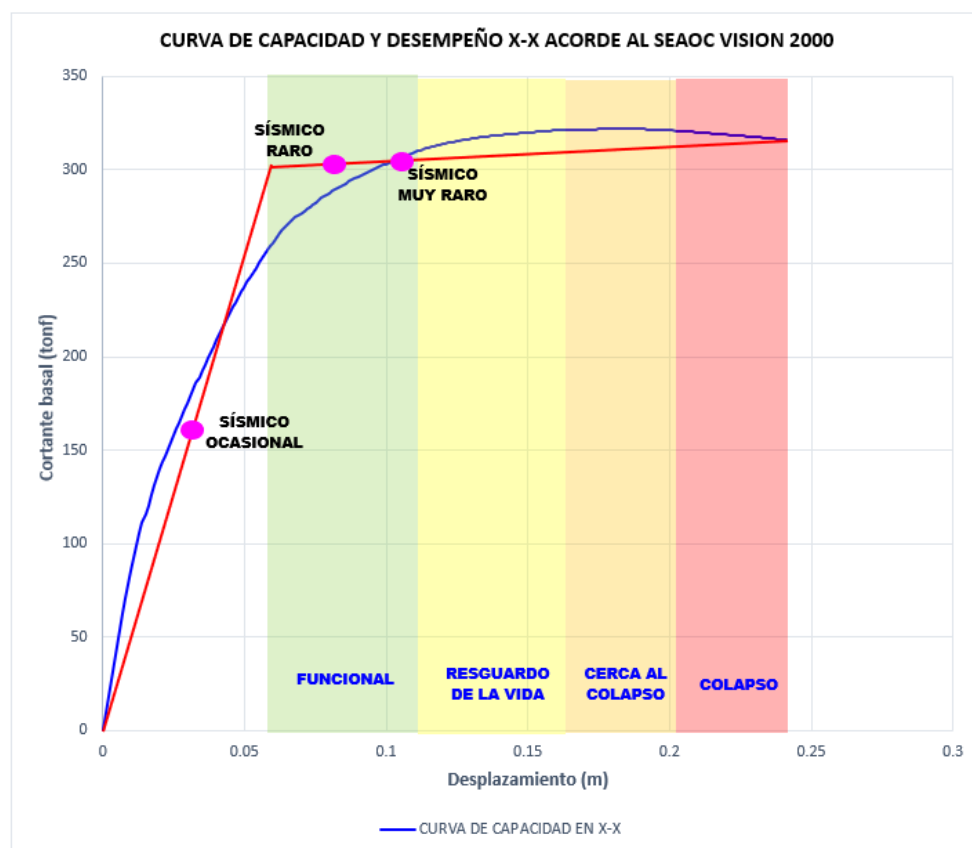
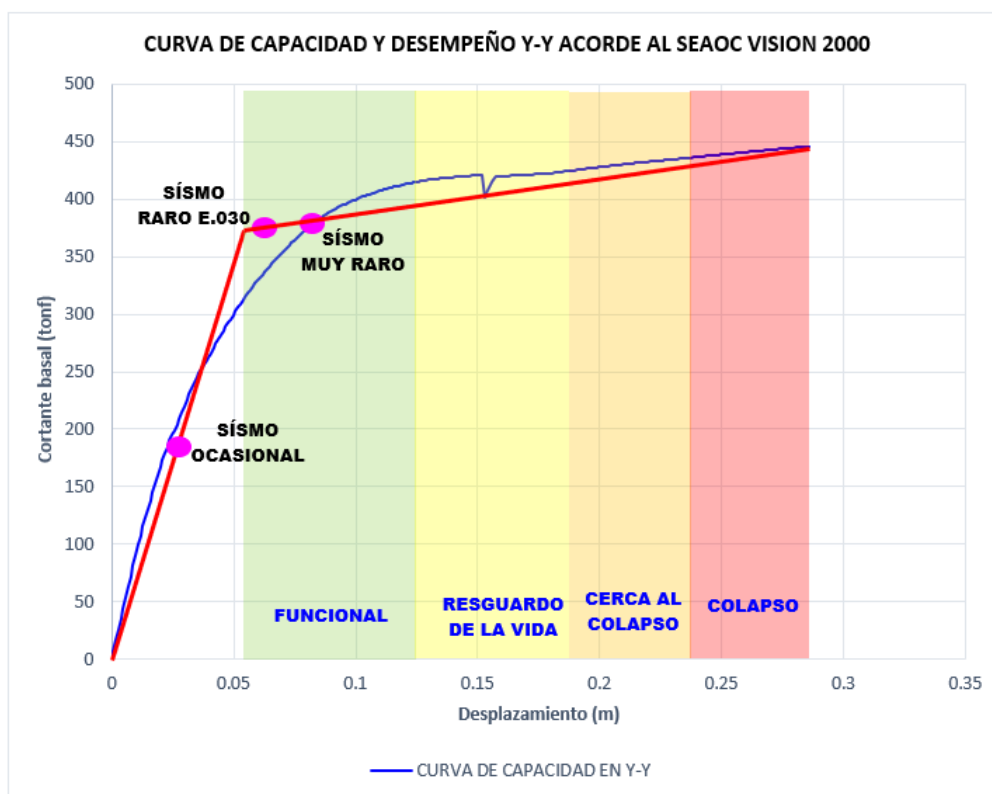


Figura 92

Desempeño del bloque de las Torres, en la dirección Y-Y, según SEAOC.



De la figura 91 se observa en la estructura del bloque de las torres. El desempeño en la dirección X-X, para un sismo ocasional es completamente operacional, lo cual significa que se tiene un comportamiento cercano al elástico. Para sismo raro y muy raro se observa que se encuentra ligeramente en un desempeño funcional o también llamado de ocupación inmediata, lo cual cumple ampliamente con la filosofía de las normas de análisis sismorresistente.

De la figura 92 se observa en la estructura del bloque de la Nave. El desempeño en la dirección Y-Y, para un sismo ocasional es completamente operacional, lo cual significa que se tiene un comportamiento cercano al elástico. Para sismo raro y muy raro se observa que se encuentra en un desempeño funcional o también llamado de ocupación inmediata, lo cual cumple ampliamente con la filosofía de las normas de análisis sismorresistente.

5.1.1.5. Curvas de fragilidad según Unión Europea.

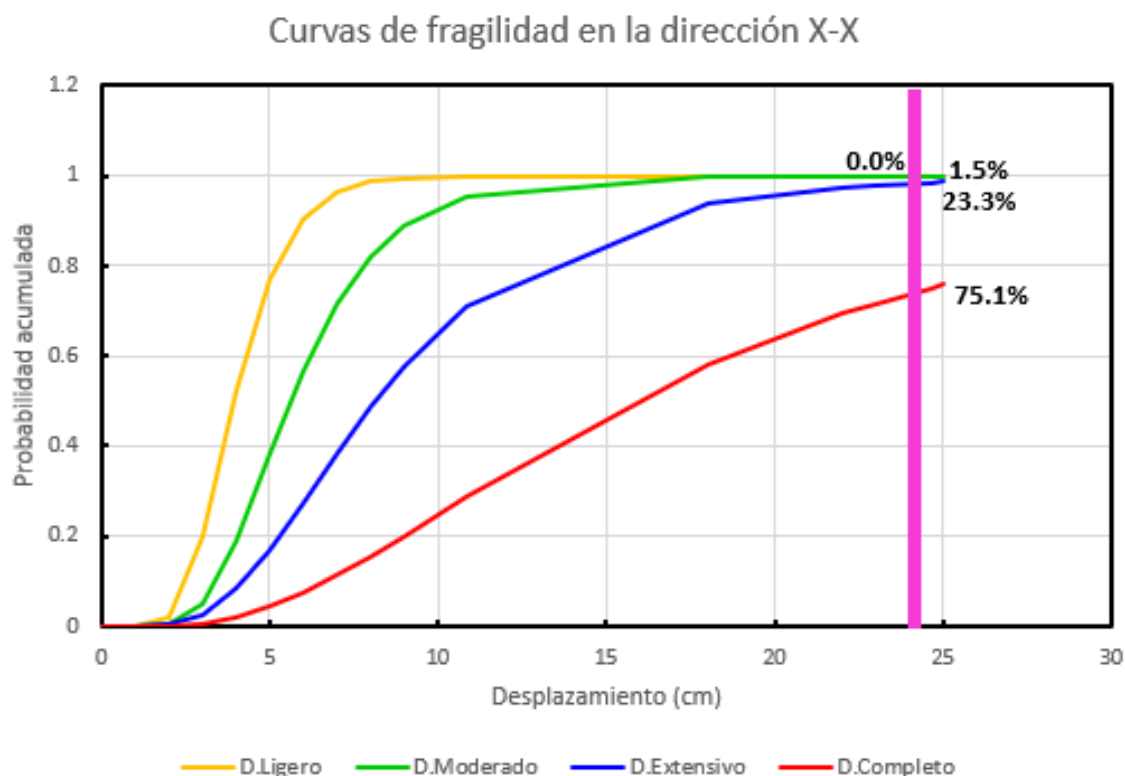
Los resultados de las curvas de fragilidad son 4, en ambas direcciones para el bloque de la Nave y Torres de la iglesia, se obtuvieron en función de la media y

desviación estándar de cada una que acorde a los lineamientos de riesgo de la Unión Europea, como se detalló en el capítulo anterior.

a) Curvas de fragilidad de la Nave en la iglesia Señor de la soledad

Figura 93

Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección X-X, En la nave.

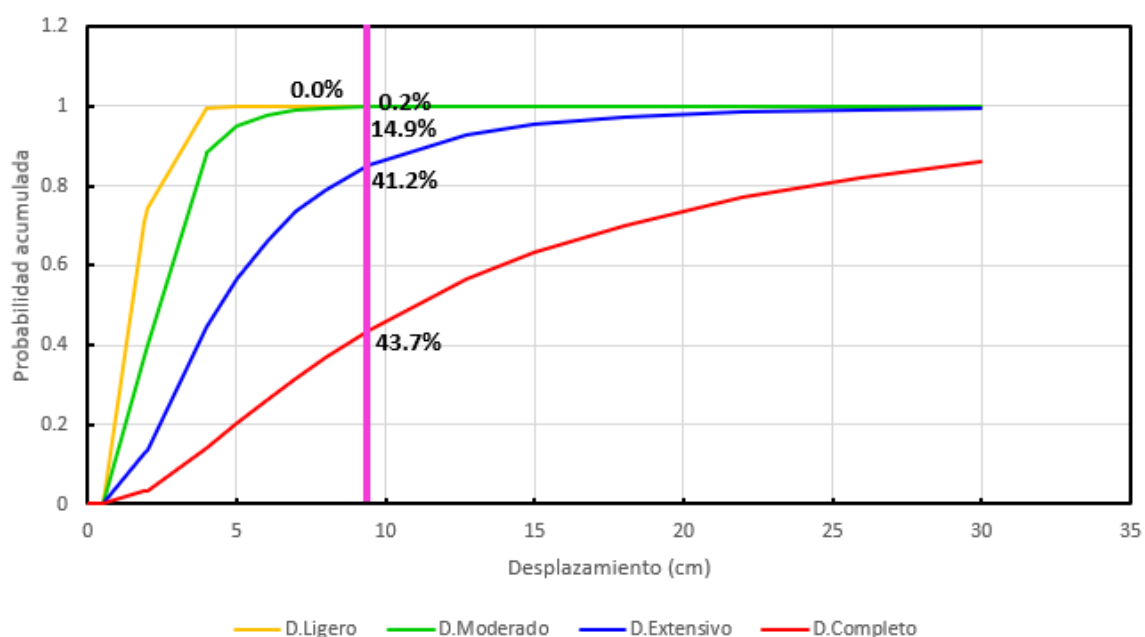


De la figura 93 el daño para sismo raro se encuentra principalmente entre un daño extensivo (23.3 %) y daño completo (75.1 %), siendo el daño completo el más representativo. Ante estos estados de daño principalmente se esperan un colapso parcial o total no es posible reparar la edificación.

Figura 94

Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección Y-Y, En la nave.

Curvas de fragilidad en la dirección Y-Y



De la figura 94 el daño para sismo raro se encuentra principalmente entre un daño extensivo (41.20%) y daño completo (43.70%), siendo el daño completo ligeramente el más representativo. Ante estos estados de daño principalmente se esperan que la estructura a sido afectada seriamente además de tener un colapso parcial o total.

b) Curvas de fragilidad de la Torre en la iglesia Señor de la soledad

De la figura 95 el daño para sismo raro se encuentra principalmente entre moderado (43.1%) y extensivo (25.1%), siendo el daño moderado más representativo. Ante estos estados de daño principalmente se esperan grietas a lo largo de los muros de tabiquería y pérdida de recubrimiento en los extremos de los muros de concreto armado.

Figura 95

Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección X-X, En la Torre.

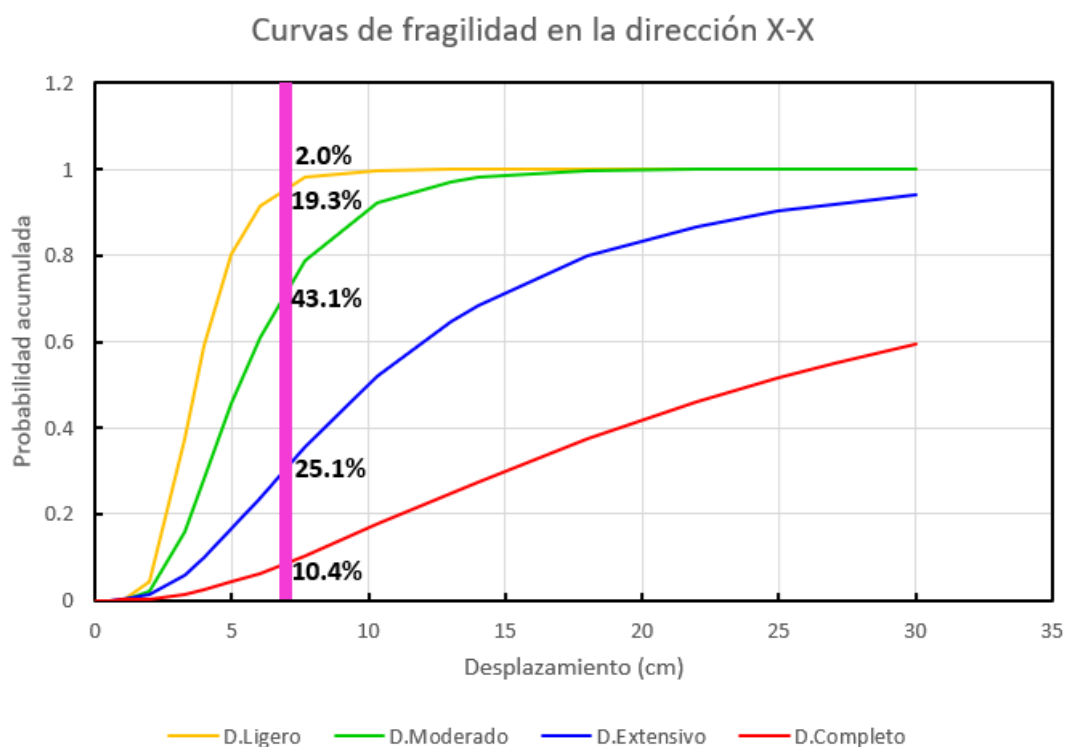
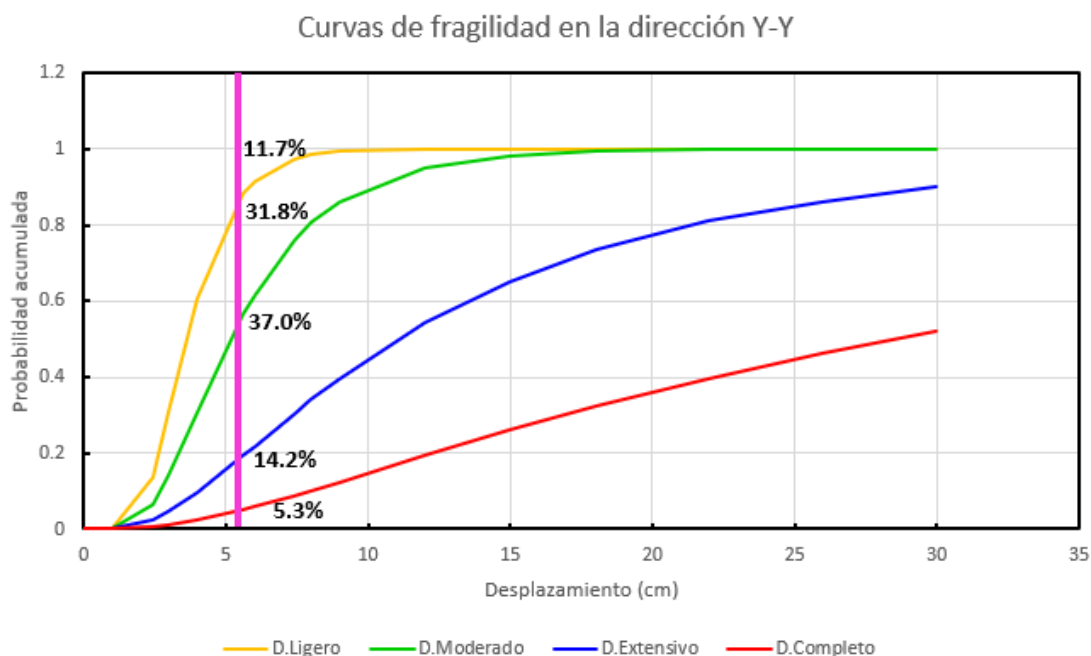


Figura 96

Daño estimado ante sismo raro acorde a las curvas de fragilidad de la Unión Europea en la dirección Y-Y, En la Torre.



En resumen:

En la Nave de la Iglesia se observa en la dirección X-X que entre el estado de daño extensivo y completo principalmente se obtiene un 98.5 % de probabilidad, en consecuencia, es más probable que en esta dirección el edificio se encuentre entre

un daño extensivo o completo. Respecto a la dirección Y-Y de forma similar con un 84.9 % de probabilidad entre el estado de daño extensivo y completo. Este daño es considerado muy vulnerable y de igual forma que acorde al desempeño por el SEAOC VISION 2000 se encontraría en parcial o total colapso frente a eventos sísmicos raro y muy raro.

En la Torre de la Iglesia se observa en la dirección XX que entre el estado de daño ligero y moderado principalmente se obtiene un 64.4% de probabilidad por lo que lo más probable en esta dirección sería que el edificio se encuentre entre un daño ligero y moderado. Respecto a la dirección Y-Y de forma similar con un 80.5% de probabilidad entre el estado de daño ligero y moderado. Este daño es considerado aceptable y de igual forma que acorde al desempeño por el SEAOC VISION 2000 se encontraría en buenas condiciones frente a eventos sísmicos.

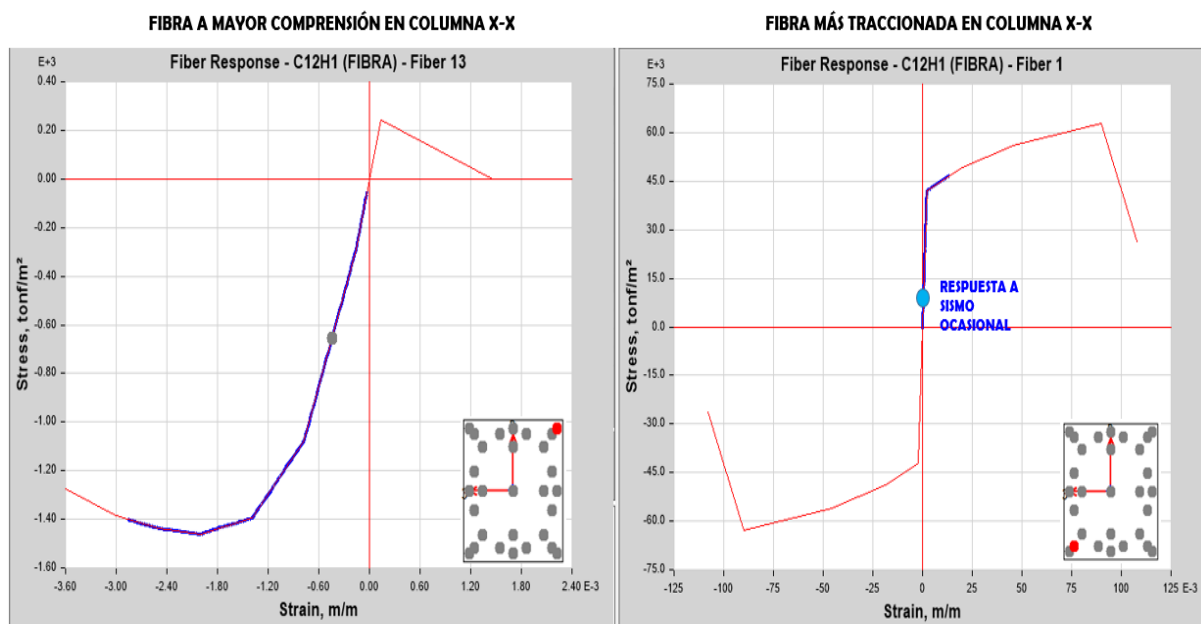
5.1.1.6. Estado de daño de las Columnas

a) Estado de daño en las Columnas de la iglesia Señor de la soledad (Parte Nave)

Se presenta el daño en las fibras más esforzadas de los muros del edificio para sismo ocasional, raro en la dirección XX y YY en las figuras 97-98 y 99-100 respectivamente.

Figura 97

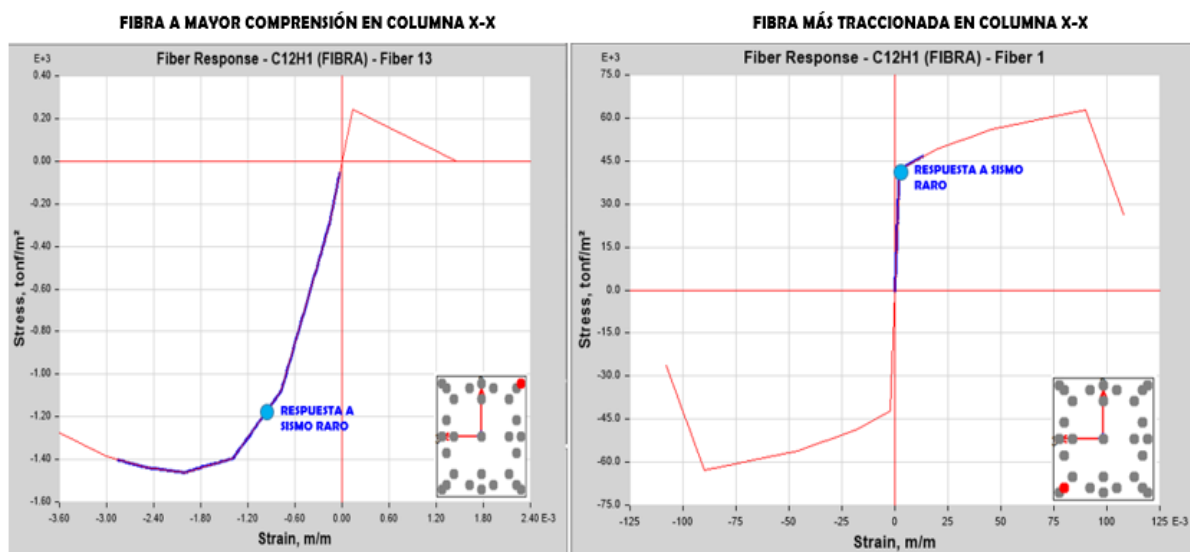
Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo ocasional X-X, Bloque Nave



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

Figura 98

Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro X-X, Bloque Nave

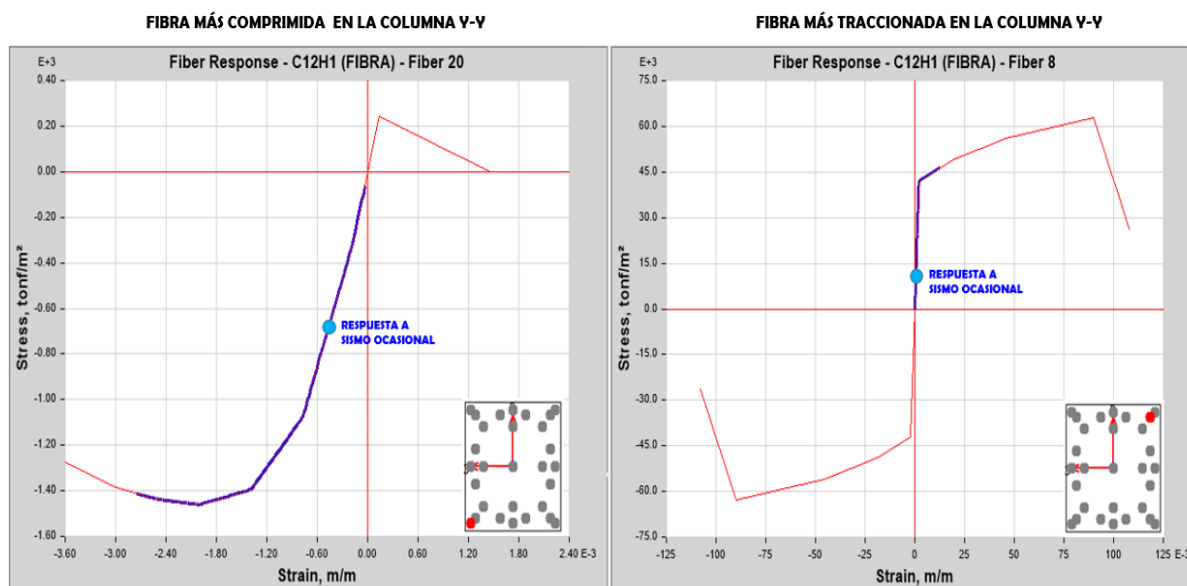


Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

El daño de las columnas en la dirección X-X es moderado ante un sismo raro, debido principalmente al agrietamiento a tracción en los extremos de algunas columnas.

Figura 99

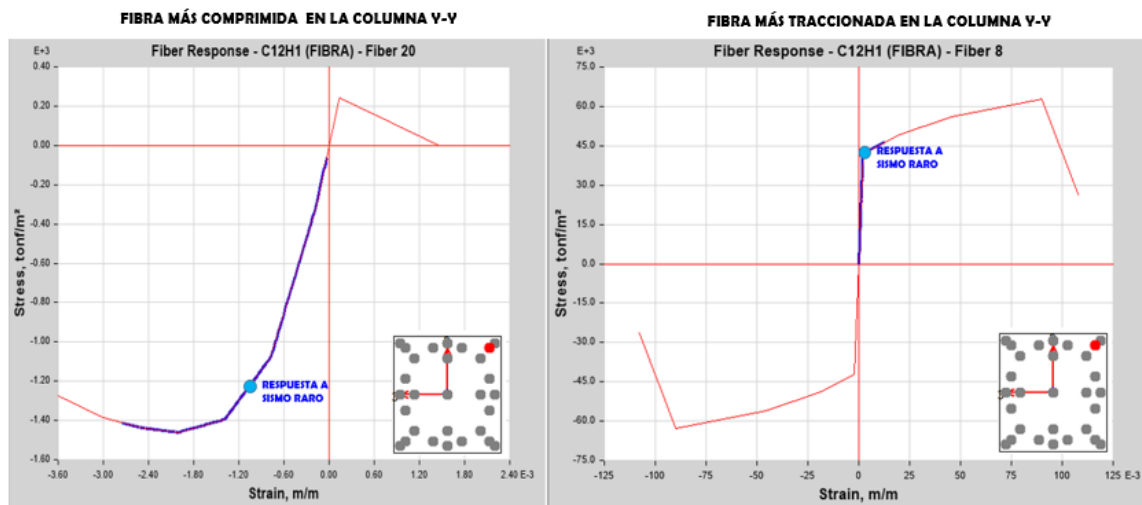
Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo ocasional Y-Y, Bloque Nave.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

Figura 100

Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro Y-Y, Bloque Nave.



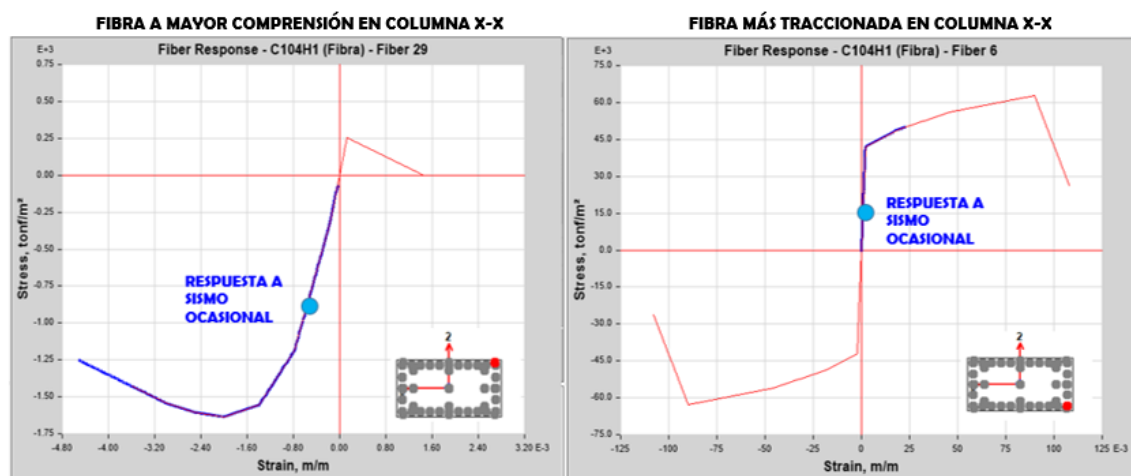
Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

En la dirección Y-Y, el daño en las columnas es moderado para un sismo ocasional, la deformación a tracción muestra que habrá una mayor deformación a tracción con el sismo raro por lo que se daría agrietamiento a tracción en mayor longitud en varias columnas y debido a la compresión inicia de la pérdida de recubrimiento en los extremos de algunas columnas.

b) Estado de daño en las Columnas de la iglesia Señor de la soledad (Parte Torres)

Figura 101

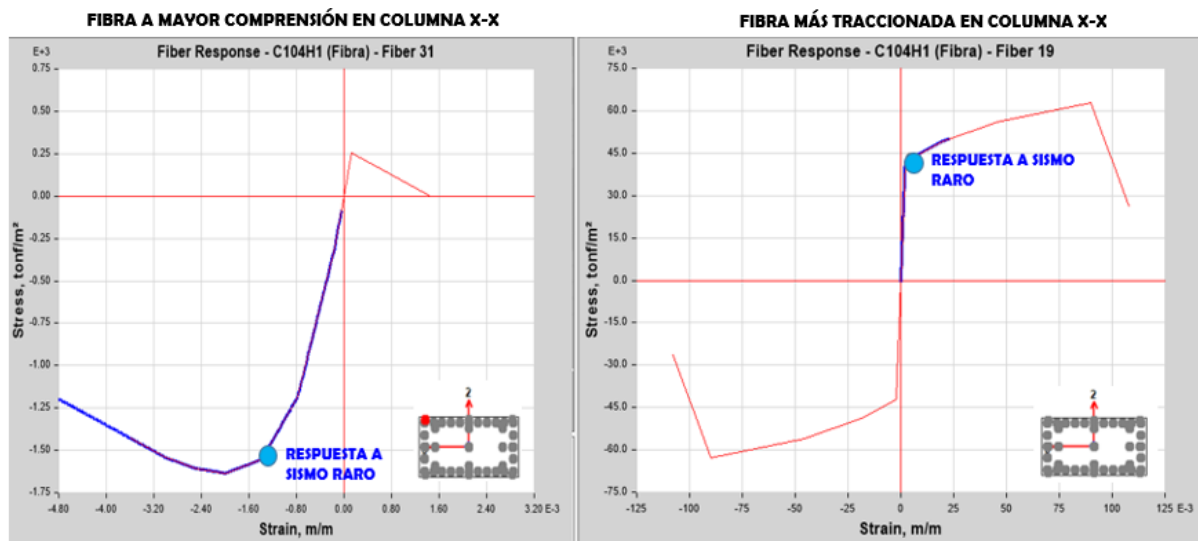
Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Ocasional X-X, Bloque Torre.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

Figura 102

Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro X-X, Bloque Torre.

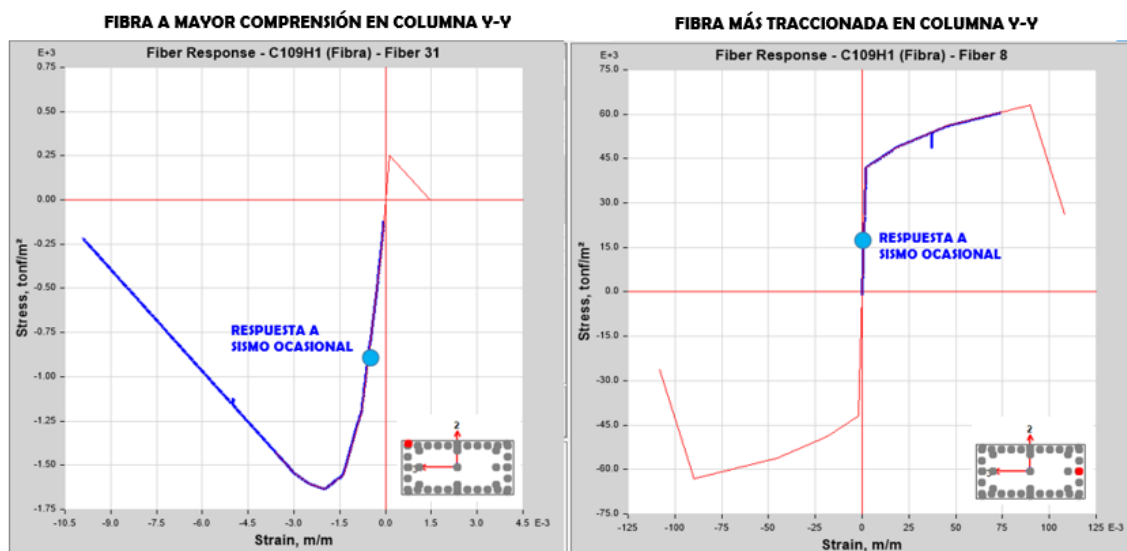


Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

En la figura 101-102 en la dirección X-X, el daño en las columnas es moderado para un sismo ocasional, la deformación a tracción muestra que habrá una mayor deformación a tracción con el sismo raro por lo que se daría agrietamiento a tracción en mayor longitud en varias columnas y debido a la compresión inicia de la pérdida de recubrimiento en los extremos de algunas columnas.

Figura 103

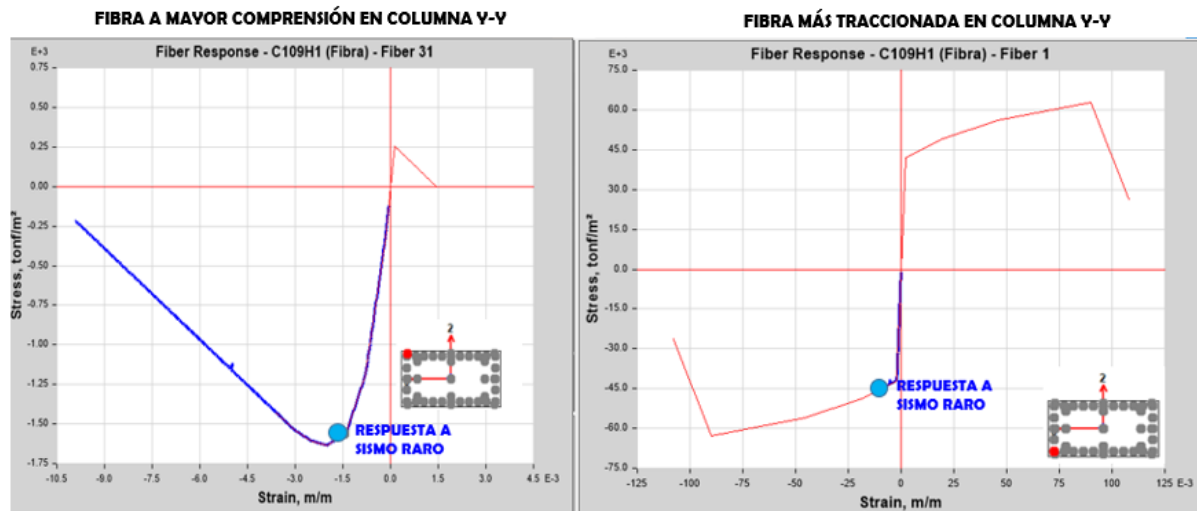
Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Ocasional Y-Y, Bloque Torre.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

Figura 104

Daño en las Columnas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro Y-Y, Bloque Torre.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

En las figuras 103 y 104, en la dirección Y-Y, el daño en las columnas es moderado para un sismo ocasional, la deformación a tracción muestra que habrá una mayor deformación a tracción con el sismo raro por lo que se daría agrietamiento a tracción en mayor longitud en varias columnas y debido a la compresión inicia de la pérdida de recubrimiento en los extremos de algunas columnas.

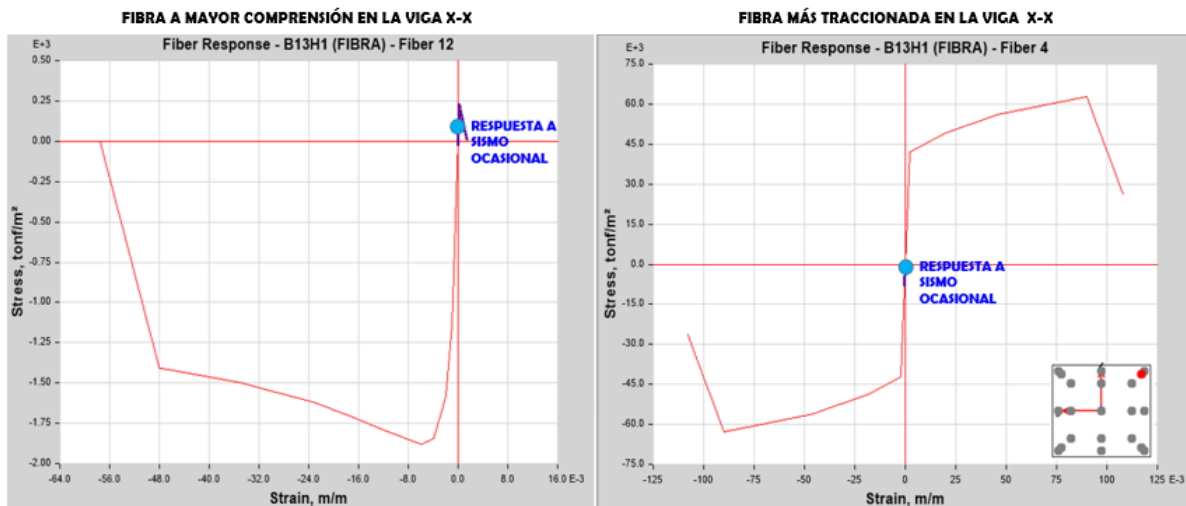
5.1.1.7. Estado de daño de las Vigas

Se presenta el daño en las fibras más esforzados de los muros del edificio para sismo raro y muy raro en la dirección "X-X" y "Y-Y" en las figuras 105 y 106 respectivamente.

a) Estado de daño en las Vigas de la iglesia Señor de la soledad (Parte Nave)

Figura 105

Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Ocasional X-X, Bloque Nave.

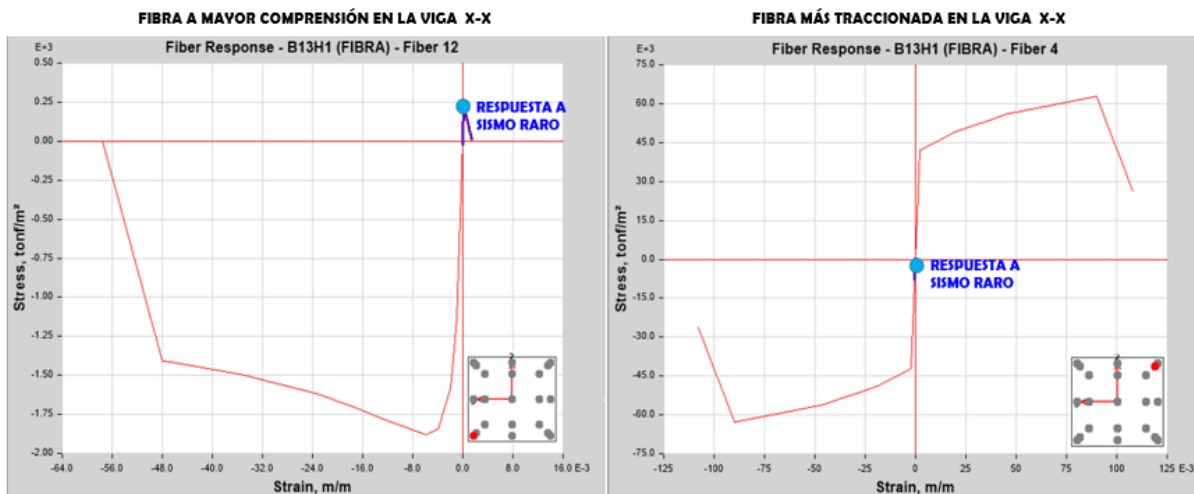


Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

El daño de las Vigas es ligero para un sismo ocasional, debido principalmente al agrietamiento a tracción en los extremos de algunas vigas.

Figura 106

Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Raro X-X, Bloque Nave.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

En las figuras 105-106, en la dirección X-X, el daño en las vigas es moderado para un sismo ocasional, la deformación a tracción muestra que habrá una mayor deformación a tracción con el sismo raro por lo que se daría agrietamiento a tracción en mayor longitud en varias vigas y debido a la compresión inicia de la pérdida de recubrimiento en los extremos de algunas vigas.

Figura 107

Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo ocasional Y-Y, Bloque Nave.

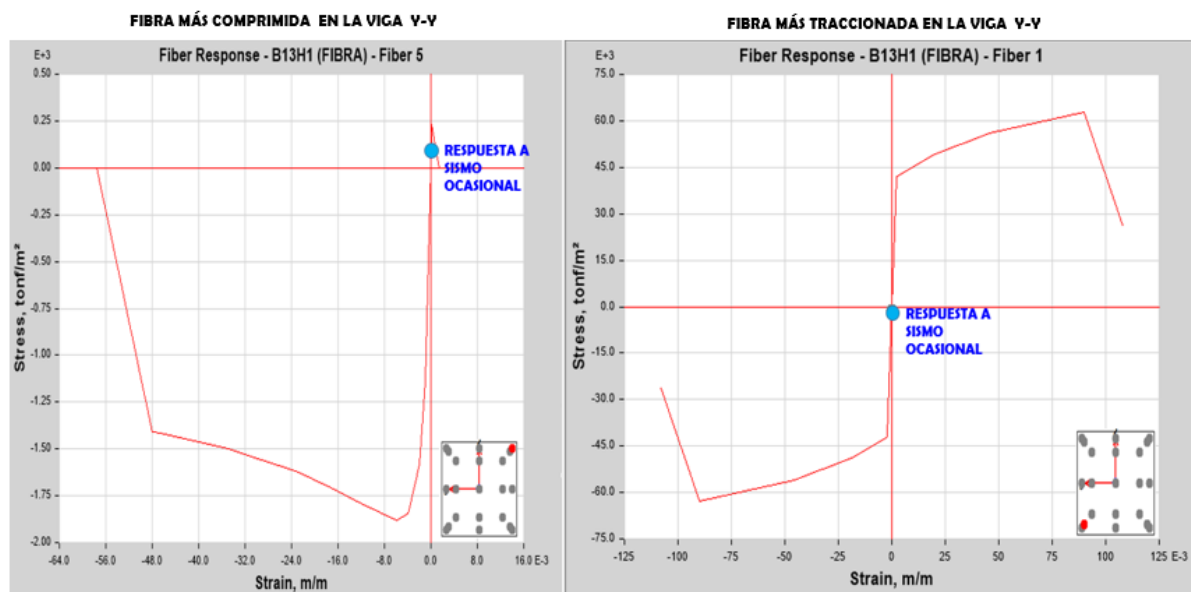
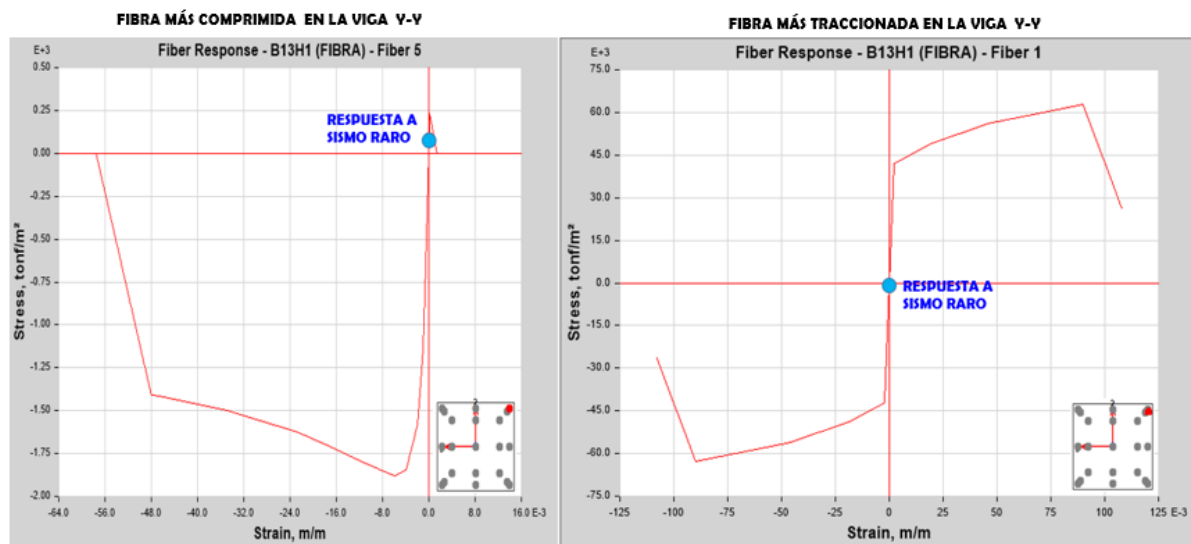


Figura 108

Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro Y-Y, Bloque Nave.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

En las figuras 107 y 108, en la dirección Y-Y, el daño en las vigas es moderado para un sismo ocasional, la deformación a tracción muestra que habrá una mayor deformación a tracción con el sismo raro por lo que se daría agrietamiento a tracción en mayor longitud en varias vigas y debido a la compresión inicia de la pérdida de recubrimiento en los extremos de algunas vigas.

b) Estado de daño en las Vigas de la iglesia Señor de la soledad (Parte Torres)

Figura 109

Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo Ocasional X-X, Bloque Torres.

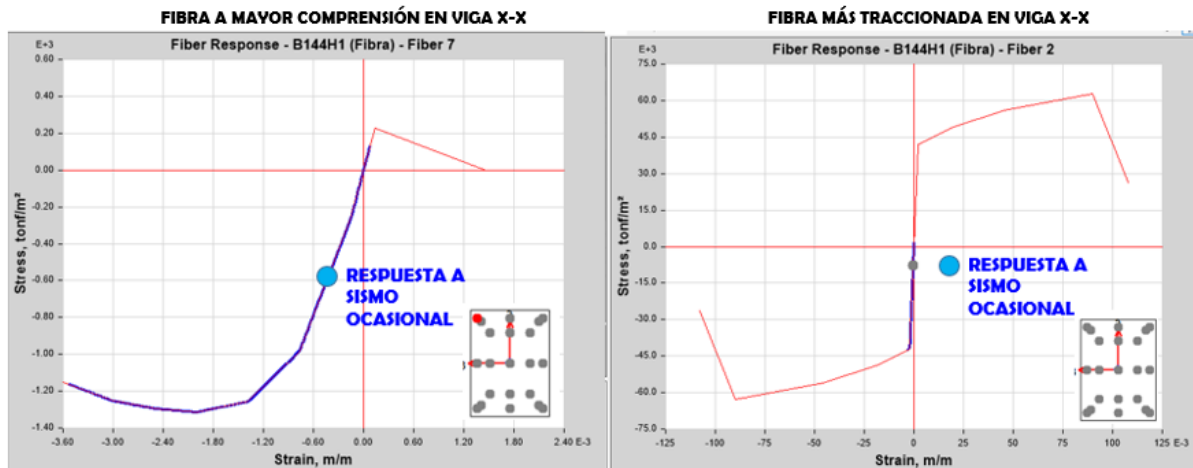
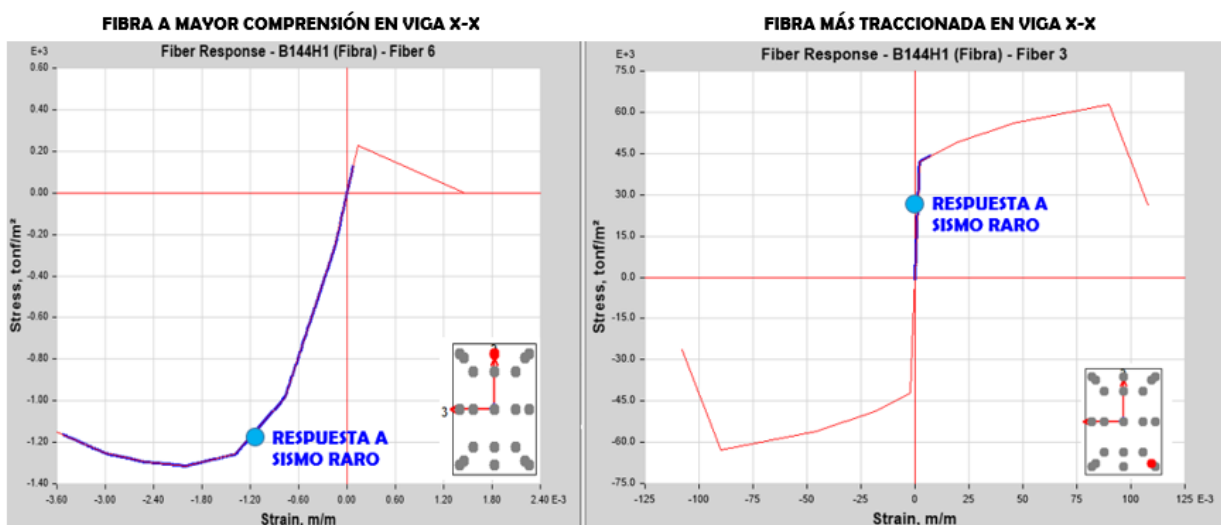


Figura 110

Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro X-X, Bloque Torres.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

En las figuras 109 y 110, en dirección X-X el daño en las vigas es moderado para un sismo ocasional, la deformación a tracción muestra que habrá una mayor deformación a tracción con el sismo raro por lo que se daría agrietamiento a tracción en mayor longitud en varias vigas y debido a la compresión inicia de la pérdida de recubrimiento en los extremos de algunas vigas.

Figura 111

Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo ocasional Y-Y, Bloque Torres.

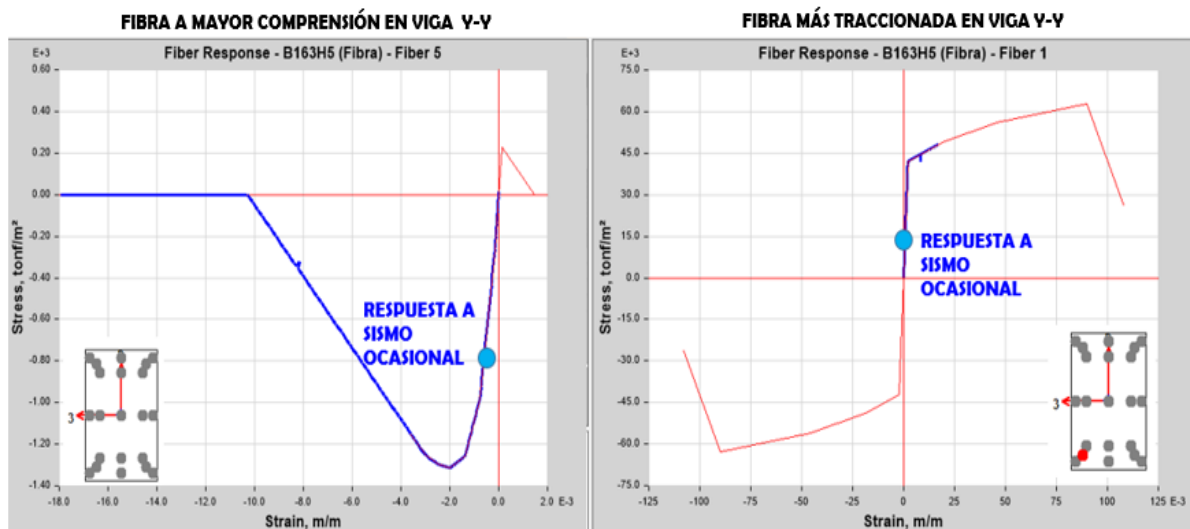
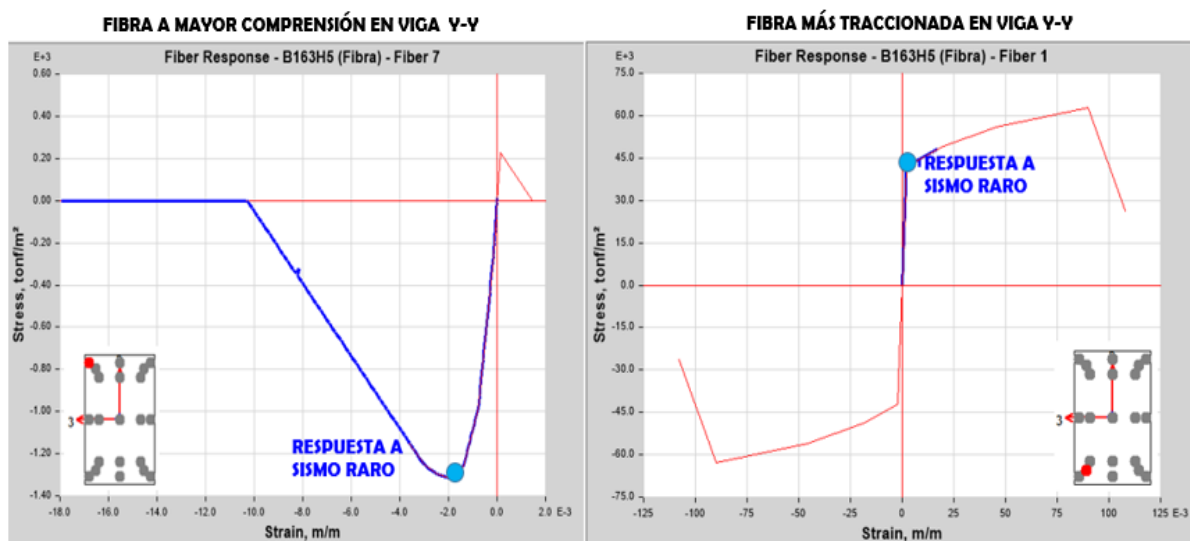


Figura 112

Daño en las Vigas a compresión y tracción en fibras más esforzadas sometidas a un sismo raro Y-Y, Bloque Torres.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

En la dirección Y-Y el daño en las vigas es casi nula para un sismo ocasional y raro.

5.1.1.8. Tipo de Falla Estructural.

Los resultados obtenidos concordaron con la premisa de que, dependiendo de si las fallas en la edificación sean frágiles o dúctiles, se evalúa cual es el elemento

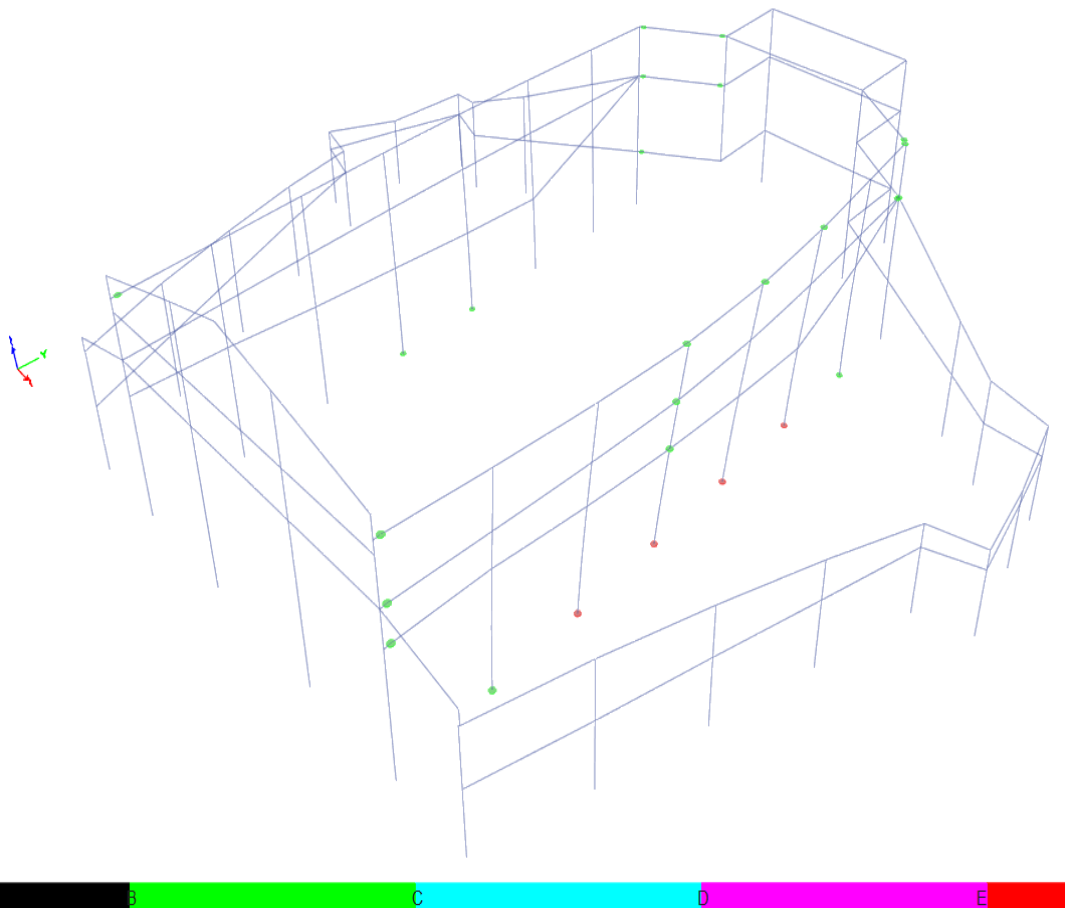
estructural (viga o columna) que falla primero para obtener el tipo de falla. Para esto, se empleó el software Etabs V.20.0.3. Si el elemento afectado es una columna, este será una falla frágil en sistema estructural, en cambio si falla la viga, se produce una falla dúctil. (Gonzales, 2017; Mosqueira, 2012)

a) Mecanismo de falla de la iglesia Señor de la soledad (Parte Nave)

En las figuras 113 y 114 se evaluó ante un sismo raro, al cual le corresponde un punto de desempeño ante un sismo en la dirección X-X, con desplazamiento de 0.157 m y step 158; para un sismo en dirección Y-Y con desplazamiento de 0.109 m y el step 111, lo indicado se muestra en las figuras 113 y 114.

Figura 113

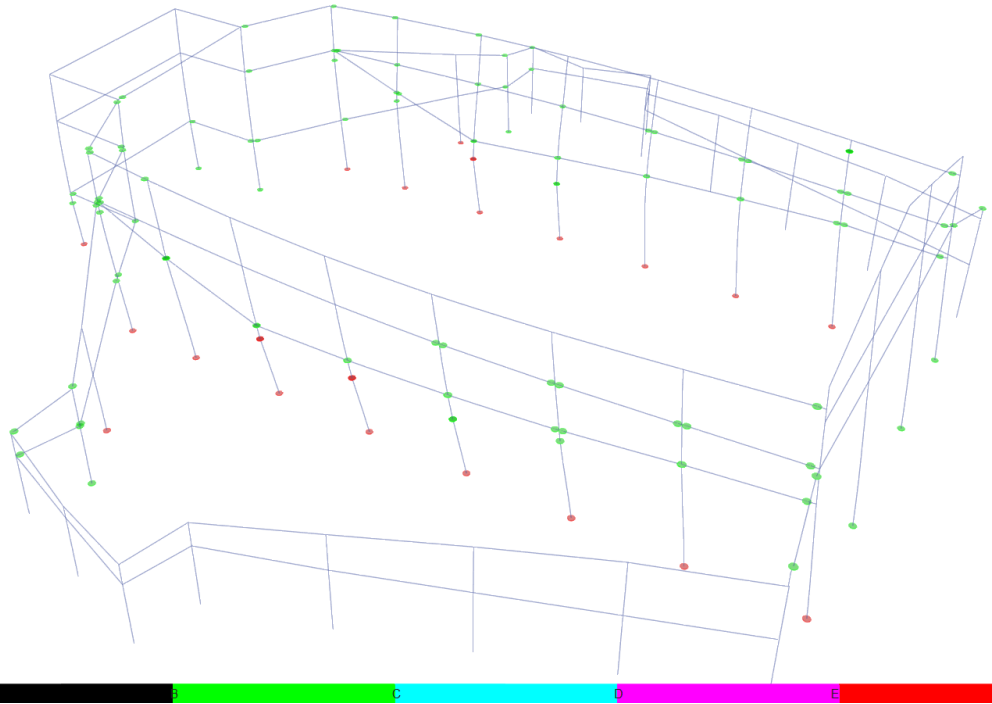
Mecanismo de Falla del edificio – Sismo Raro X-X.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

Figura 114

Mecanismo de Falla del edificio – Sismo Raro en Y-Y.

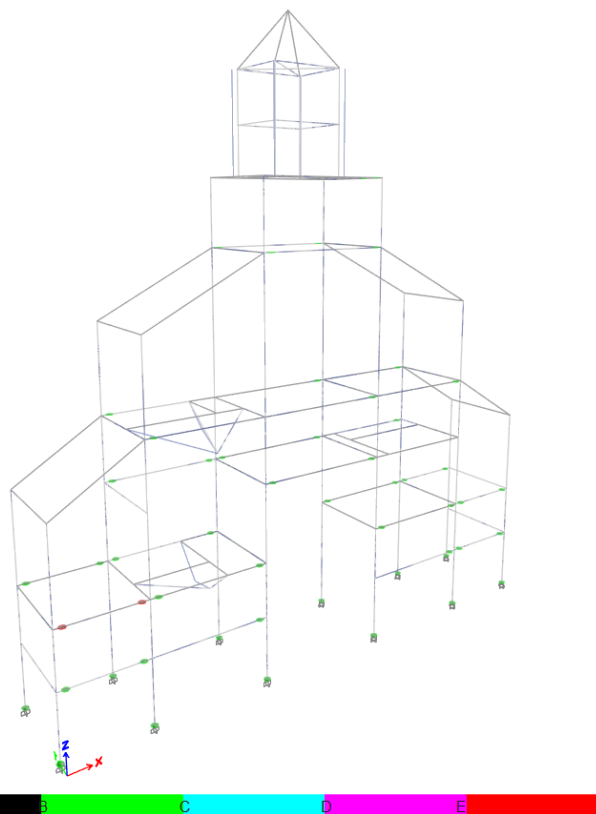


Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.1

b) Mecanismo de falla de la iglesia Señor de la soledad (Parte Torre)

Figura 115

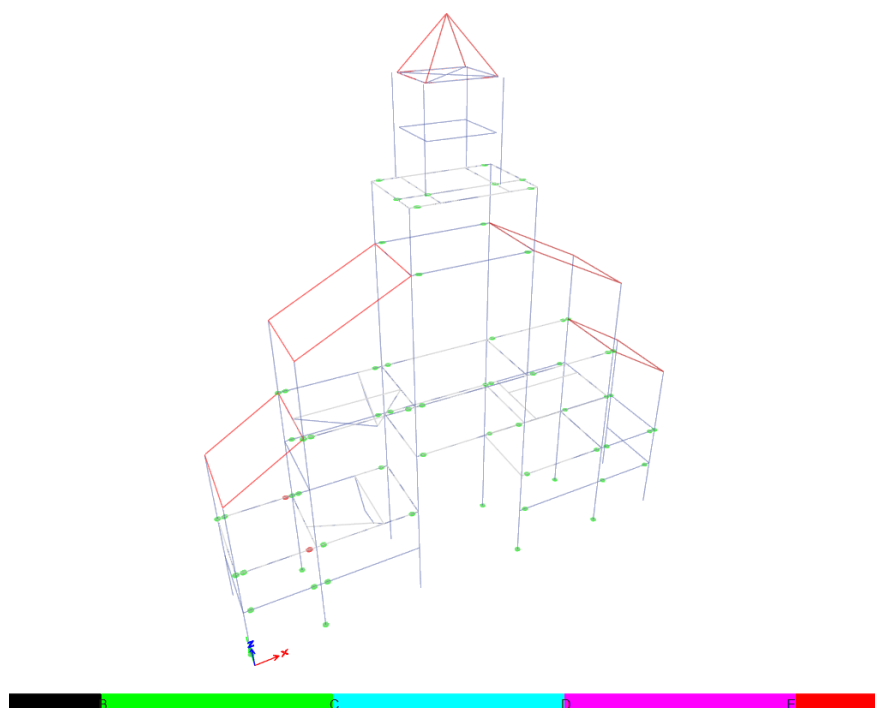
Mecanismo de Falla del edificio – Sismo Raro X-X.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

Figura 116

Mecanismo de Falla del edificio – Sismo Raro Y-Y.



Nota: Extraída del software Etabs V.20.0.3

En las figuras 115 y 116 se evaluó ante un sismo raro, con un desempeño en la dirección X-X de 0.0767 m, el step 77, así mismo en la dirección en Y-Y con un desempeño de 0.056 m y step 56,

En resumen:

En el bloque de la **Nave de la Iglesia del Señor de la soledad**, se pudo observar que al incrementar las fuerzas laterales y con la ayuda de las rotulas de fibra plástica asignadas en las columnas y vigas, tanto en dirección X-X y Y-Y principalmente fallan las columnas centrales antes que las vigas, en consecuencia, la estructura tendrá una falla frágil, ya que según la norma E.060 se recomienda que la falla sea columna Fuerte – Viga Débil.

Se observo tras un incremento monotonico de las fuerzas laterales gracias a la excitación de la aceleración, en las rotulas de fibra plástica del **bloque de las Torres de la Iglesia del Señor de la soledad** se identifica que la viga falla antes que la columna. En consecuencia, la estructura tendrá una falla dúctil, cumpliéndose lo recomendado en la norma E.060 “columna Fuerte – Viga Débil”.

5.1.2. El Nivel de Vulnerabilidad Sísmica de la Iglesia Señor de la soledad.

Para el cálculo del nivel sísmico se cuantifico numéricamente en base a las Tablas 51 y 40.

Tabla 50

Clasificación de Nivel de Vulnerabilidad.

Vulnerabilidad Sísmica	Rango
Baja	1.00 a 1.40
Media	1.50 a 2.10
Alta	2.20 a 3.00

Nota: Tomada de Mosqueira y Tarque, 2005.

Donde el nivel de Vulnerabilidad Sísmica se calculó multiplicando el índice de daño global de la edificación por el nivel más alto de Vulnerabilidad.

Tabla 51

Nivel de vulnerabilidad sísmica de la Iglesia del Señor de la soledad.

	BLOQUE	DIRECCIÓN DEL SISMO	ÍNDICE DE DAÑO (%)	NIVEL MÁXIMO ASIGNADO	NIVEL DE VULNERABILIDAD
IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD	Nave	X-X	93.40%	3	2.80 (Alta)
		Y-Y	87.20%	3	2.62 (Alta)
	Torre	X-X	55.70%	3	1.67 (media)
		Y-Y	42.40%	3	1.27 (baja)

De acuerdo a la Tabla 52, La iglesia Señor de la soledad de Huaraz tiene un Nivel de Vulnerabilidad Sísmica **Alta en la Nave** en dirección X-X y Y-Y, en **la Torre** tenemos un nivel de vulnerabilidad **Media en dirección X-X** mientras que en la **dirección Y-Y un nivel bajo.**

5.2 NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO

Se obtuvo mediante lo propuesto en las tablas 41; 42 ;43 y 44. Así mismo también el Peligro Sísmico se expresa de la siguiente manera. (Mosqueira y Tarque, 2005):

$$\text{Peligro Sísmico} = (0.40.\text{Sismicidad}) + (0.40.\text{Suelo}) + (0.20.\text{Topografía})$$

Tabla 52

Nivel de Peligro sísmico de la Iglesia del Señor de la soledad.

BLOQUE	DIRECCIÓN DEL SISMO	PARÁMETROS	PESO	OBSERVACIÓN	VALOR ASIGNADO	NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO
NAVE	X-X	SISMICIDAD	40%	Media Z3	2	2 (Medio)
		SUELO	40%	Intermedio s2	2	
		TOPOGRAFÍA	20%	Mediana 15%-50%	2	
	Y-Y	SISMICIDAD	40%	Media Z3	2	2 (Medio)
		SUELO	40%	Perfil de tipo s2	2	
		TOPOGRAFÍA	20%	Mediana 15%-50%	2	
TORRE	X-X	SISMICIDAD	40%	Media Z3	2	2 (Medio)
		SUELO	40%	Perfil de tipo S2	2	
		TOPOGRAFÍA	20%	Mediana 15%-50%	2	
	Y-Y	SISMICIDAD	40%	Media Z3	2	2 (Medio)
		SUELO	40%	Perfil de tipo S2	2	
		TOPOGRAFÍA	20%	Mediana 15%-50%	2	

Tabla 53

Calificación del Peligro Sísmico en la iglesia Señor de la Soledad.

SISMICIDAD	PELIGRO SÍSMICO	RANGO
ALTA	Bajo	1.80
	Medio	De 2.00 a 2.40
	Alto	De 2.60 a 3.00

SISMICIDAD	PELIGRO SÍSMICO	RANGO
MEDIA	Bajo	De 1.40 a 1.60
	Medio	De 1.80 a 2.40
	Alto	2.60
BAJO	Bajo	De 1.00 a 1.60
	Medio	De 1.80 a 2.00
	Alto	2.20

Nota: Tomada de Mosqueira y Tarque, 2005.

De acuerdo a la Tabla 54, la iglesia del Señor de la soledad para el bloque de la Nave y Torres tiene un Nivel de **Peligro Sísmico MEDIO**.

5.3 NIVEL DE RIESGO SÍSMICO

El resultado fue obtenida acorde a la Tabla 45 y 46 del capítulo anterior; y la siguiente ecuación se obtiene el nivel de riesgo sísmico.

$$Riesgo\acute{S}\acute{ismico}(R) = (0.50.Vulnerabilidad\acute{S}\acute{ismica}) + (0.50.Peligro\acute{S}\acute{ismico})$$

Tabla 54

Calificación del Riesgo Sísmico en la iglesia Señor de la Soledad.

NIVEL DE RIESGO SÍSMICO	DIRECCIÓN DEL SISMO	PARÁMETROS	PESO	OBSERVACIÓN	NIVEL OBTENIDO	NIVEL DE RIESGO SÍSMICO
NAVE DE LA IGLESIA	X-X	NIVEL DE VULNERABILIDAD	50%	Alto	2.80	2.40
		NIVEL DE PELIGRO	50%	Media	2	
	Y-Y	NIVEL DE VULNERABILIDAD	50%	Alto	2.62	2.31
		NIVEL DE PELIGRO	50%	Media	2	
TORRE DE LA IGLESIA	X-X	NIVEL DE VULNERABILIDAD	50%	Media	1.67	1.835

NIVEL DE RIESGO SÍSMICO	DIRECCIÓN DEL SISMO	PARÁMETROS	PESO	OBSERVACIÓN	NIVEL OBTENIDO	NIVEL DE RIESGO SÍSMICO
		NIVEL DE PELIGRO	50%	Media	2	
	Y-Y	NIVEL DE VULNERABILIDAD	50%	Bajo	1.27	1.63
		NIVEL DE PELIGRO	50%	Media	2	

Tabla 55

El Nivel de Riesgo sísmico de la iglesia del Señor de la soledad.

NIVEL DEL RIESGO SISMICO			
VULNERABILIDAD \ PELIGRO	Baja	Media	Alta
Bajo	BAJO	MEDIO	MEDIO
Medio	MEDIO	MEDIO	ALTO
Alto	MEDIO	ALTO	ALTO

De acuerdo a la Tabla 46 y 56, el edificio de la iglesia Señor de la Soledad en el bloque de las Torres tiene un Nivel de Riesgo Sísmico **MEDIO** mientras que en el bloque de la Nave tiene un Nivel de Riesgo Sísmico **ALTO**, en ambas direcciones X-X y Y-Y.

En el bloque de las Torres al tener un **nivel de riesgo sísmico medio**, implica que este presenta un comportamiento sísmico aceptable, además se ubica sobre un suelo intermedio. Las columnas y vigas de la edificación tienen a daños menores, sin embargo, algunas tabiquerías podrían colapsar parcial o completamente.

En el bloque de las Torres al tener un **nivel de riesgo sísmico alto**, implica que sufrirá daños importantes ante un sismo raro, además existe gran probabilidad que la edificación colapse debido a que no tiene un adecuado comportamiento sísmico, además se ubica sobre un suelo intermedio.

Según **SEAO VISION 2000** en el caso del **bloque de las Torres** tendría un daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso de seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en los elementos estructurales sin compromiso de seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez.

Luego del sismo, las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero podrían ser fácilmente recuperados. Mientras que en el **bloque de la Nave** la estructura ha perdido su capacidad para cargas de gravedad, presenta problemas de estabilidad y tendría un colapso parcial o total.

CONTRASTACIÓN DE PRUEBA HIPÓTESIS

1. Contrastación de Hipótesis General:

“La estimación del riesgo sísmico es de nivel alto en la Iglesia Señor de la Soledad”.

- Acorde a la Metodología y plan de procesamiento de información de la evaluación del riesgo sísmico ante un sismo raro o de diseño en las direcciones X-X y Y-Y resulta un Nivel de riesgo sísmico Medio en el bloque de la Torre y un Nivel de riesgo sísmico Alto en el Bloque de la Nave considerando que se está cumpliendo la hipótesis planteada en una parte en consecuencia se concluye esta hipótesis es parcialmente nula.

2. Contrastación de Hipótesis Especifica

- Respecto a la Primera Hipótesis:

La estimación de la Vulnerabilidad sísmica en la Iglesia Señor de la Soledad es de nivel alto ante un sismo raro o de diseño.

- Acorde a la Metodología y plan de procesamiento de información, de la evaluación del riesgo sísmico ante un sismo raro o de diseño en las direcciones X-X y Y-Y resulta un nivel de vulnerabilidad sísmica Alto en el bloque de la Nave mientras que en el bloque de las Torres resulta un nivel Medio en la dirección X-X mientras que en la dirección Y-Y es baja, siendo esta una hipótesis parcialmente nula.

- Respecto a la Segunda Hipótesis:

La estimación del peligro sísmico es de nivel alto en la Iglesia Señor de la Soledad.

- Acorde a la Metodología y plan de procesamiento de información, de la evaluación del riesgo sísmico resulta que el nivel de peligro sísmico es Media considerando un nivel menos al de la hipótesis planteada, siendo esta una hipótesis nula.

CONCLUSIONES

- EL NIVEL DE RIESGO SÍSMICO DE LA IGLESIA SEÑOR DE LA SOLEDAD EN EL BLOQUE DE LA NAVE ANTE UN SÍSMO RARO O DE DISEÑO, EN LA DIRECCIÓN X-X y Y-Y ES ALTA MIENTRAS QUE EN EL BLOQUE DE LAS TORRES TIENE UN NIVEL DE RIESGO SÍSMICO MEDIO, el cual implica que el bloque de la Nave la construcción presenta un comportamiento sísmico inaceptable además de sostenerse sobre un suelo de firmeza o intermediaria mientras que en el bloque de las Torres el comportamiento sísmico es aceptable pues los soportes y muros de la edificación podrían estar sujetos a daños menores y ciertas paredes podrían derrumbarse parcial o completamente.
- EL NIVEL DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA IGLESIA SEÑOR DE LA SOLEDAD EN EL BLOQUE DE LA NAVE ANTE UN SÍSMO RARO O DE DISEÑO, EN DIRECCIÓN X-X y Y-Y ES ALTA, MIENTRAS QUE EN EL BLOQUE DE LAS TORRES ANTE UN SÍSMO RARO EN DIRECCION X-X ES MEDIA Y EN DIRECCION Y-Y ES BAJO, el cual implica según SEAOC VISION 2000 en el Bloque de la Nave la estructura no puede resistir a acciones laterales y presenta pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad pues este estaría en colapso parcial o total mientras que en el bloque de las Torres tendría un daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso de seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en los elementos estructurales sin compromiso de seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez.
- EL NIVEL DE PELIGRO SISMICO DE LA IGLESIA SEÑOR DE LA SOLEDAD EN EL BLOQUE DE LA NAVE Y TORRE ES MEDIA, el cual implica una sismicidad moderada Z3 con una aceleración máxima del terreno con 35% de la aceleración de la gravedad y con una probabilidad del 10% de ser excedida, tipo de suelo es intermedio con perfil S2 y topografía media el cual se ubica con pendientes entre 15% y 50%.

RECOMENDACIONES

- Debido al considerable número de edificios que han pasado más del promedio esperado de vida, se recomienda realizar estudios de susceptibilidad sísmica para estas estructuras, ya que, fueron diseñadas con normas antiguas, pueden actualmente no tener un comportamiento apropiado ante un sismo.
- Es recomendable emplear la metodología de la Unión Europea (RISK EU WP04 - VULNERABILIDAD) para representar de una forma más acertada las curvas de fragilidad para toda clase de edificaciones, debido a las diversas simplificaciones que se realizaron con tablas al hacer uso de HAZUS MR4.
- Con el objetivo de llegar a una investigación más fidedigna, se aconseja usar experimentos de mayor fiabilidad para identificar la calidad de los materiales, como por ejemplo los exámenes de tipo destructivo, ya que, al someter directamente fragmentos de los materiales a pruebas de carga, generan resultados más cercanos a la realidad.
- Es recomendable en investigaciones futuras complementar los resultados que se obtienen al usar curvas de fragilidad mediante otro tipo de evaluación determinístico, siendo la más recomendada mediante el análisis dinámico Tiempo Vs Historia, gracias a estos resultados se pueden confirmar si las estructuras en evaluación satisfacen los parámetros de control establecidos según normas de diseño sísmico en el rango inelástico.
- Es recomendable usar el escáner (Ferroscan para estructuras PS-200 HILTI) según Ferroscan indica que: “Es capaz de detectar la ubicación de armaduras de acero en las estructuras, separación de refuerzos, diámetros y espesores de recubrimientos para una verificación de carga. Este equipo es sobrepuesto en el elemento y con un plano cartesiano se realiza un barrido del área a ser estudiada haciendo el movimiento referente al lugar donde se quiera ubicar el acero”.
- Se recomienda realizar evaluaciones de reforzamiento en el bloque de la Nave con la finalidad de disminuir el nivel de riesgo sísmico.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguiar, R., & Ruiz, S. (2002). *Influencia de los modelos de plasticidad en la respuesta sísmica obtenida mediante el método del espectro de capacidad*. Sociedad Mexicana de ingeniería estructural.
- Allauca, L. (2011). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*[Tesis para optar el título de ingeniero civil, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de ciencias e ingeniería]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/162>
- Arévalo, J., & Bermúdez, W. (2007). *Niveles de daño a partir de un análisis Pushover*. [Tesis para optar el título de ingeniero civil, Bucaramanga: Universidad Industrial Santander, Facultad de ingenierías físico mecánicas.]. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://docplayer.es/36036875-Niveles-de-dano-a-partir-de-un-analisis-pushover-para-una-estructura-aporticada-de-concreto-reforzado.html>
- ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council. California. Obtenido de <https://pdf4pro.com/amp/view/atc-40-seismic-evaluation-and-retrofit-of-concrete-buildings-79c6c0.html>
- Barbat, H., Oller, S., & Vielma, j. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02* [(H. Barbat, Ed.) Barcelona, Barcelona, España: CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA]. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/28500>
- Benavent, A. (2010). *Estructuras sismorresistentes*. España: Amadeo.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos*[Tesis Doctoral, Universidad Politecnica de Cataluña, Ingeniería del terreno, cartografía y geofísica, Barcelona]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10803/6230>
- Burga, V., & Rivera, A. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica estructural mediante curvas de agilidad, del Instituto Pedagógico Indoamérica de la ciudad de Trujillo, 2019*[Grado de Ingeniero Civil, UNIVERSIDAD NACIONAL DE

- TRUJILLO]. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://dspace.unitru.edu.pe/handle/UNITRU/16779?show=full>
- Calvi, G., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J., Restrepo, L., & Crowley, H. (2006). *Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years*. *rs. ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(3). Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/241826044_Development_of_seismic_vulnerability_assessment_methodologies_over_the_past_30_years
- Calvi, G., Pinho,R., Magenes,G., Bommer,J., Restrepo,L., & Crowley,H. (2006). *Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(3). Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/241826044_Development_of_seismic_vulnerability_assessment_methodologies_over_the_past_30_years
https://www.researchgate.net/publication/241826044_Development_of_seismic_vulnerability_assessment_methodologies_over_the_past_30_years
- Campos, R. (2019). *Riesgo sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca*. cajamarca: universidad Nacional de Cajamarca. Obtenido de <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/3204>
- Cardona, O. (1999). *Vulnerabilidad sísmica de hospitales: fundamentos para ingenieros y arquitectos*. (C. I. (CIMNE), Ed) Barcelona, España. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/27830>
- Carrasco, D. (2016). *Metodología de la investigación*. Lima: San Marcos E.I.R.L.
- Castro, M. (2019). *Inspección sísmica visual rápida de los edificios de la Universidad de Piura por el método FEMA 154. [Tesis de grado, Universidad de Piura, Ingeniería Civil, Piura]*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/3940>
- Decreto Supremo N°003-2016-VIVIENDA. (2016). *Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”*. Lima: El Peruano.
- Delgadillo, J. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E.030.[Tesis para optar el grado de Magister en ingeniería estructural, Lima: Universidad Nacional de ingeniería, Facultad de ingeniería sección postgrado]*. Repositorio Institucional.
- Dumova-Jovanoska, E. (2000). *Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19. Obtenido de 455-466. doi:[https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00017-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00017-8)

- Fernandez, R. (2010). *La mejora de la productividad en la pequeña y mediana empresa*. España: Editorial Club Universitario.
- Flores, G. (2018). *Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruíz manzana 32 lote 10 – 10a – 1a, distrito de Chimbote - 2018*. Chimbote: Universidad César Vallejo. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/30950>
- Girbau, O., & Duque, L. (2018). *Evaluación de riesgo sísmico en viviendas improvisadas, caso: edificio San Francisco sector surima, barrio ojo de agua. municipio baruta. edo. Miranda*. Venezuela: Universidad Nueva Esparta. Obtenido de <http://miunespace.une.edu.ve/jspui/bitstream/123456789/3291/1/TG5963%20Completa%20Calf.%2020%20H.pdf>
- Gonzales, F. (2017). *Vulnerabilidad sísmica del edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca*. Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca. Obtenido de <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1026>
- Guevara, N., Osorio, S., & Arturo, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal pushover.* [Tesis para optar el título de ingeniero civil, San Salvador: Universidad de el Salvador.]. Repositorio institucional. Obtenido de <https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4522>
- Hernandez, R., & Mendoza, C. (2019). *Metodología de la investigación*. México: MC Graw Hill.
- Hernández, R., & Mendoza, C. (2019). *Metodología de la investigación. Las rutas cuantitativas, cualitativas y mixtas*. México D.F: Mc Graw Hill.
- Herrera, R. (2017).). *Vulnerabilidad y daño sísmico de edificios porticados de hormigón armado, irregulares en planta, en Barquisimeto - Venezuela.* [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Barcelona]. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/107951>
- Huaytalla, E., Palomino, S., & Vargas, E. (2019). *Evaluación de riesgo sísmico en las estructuras de un edificio ubicado en la Av. República de Polonia 2019*. Lima: Universidad César Vallejo. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/57360>

- INDECI. (2016). *Mapa de peligros de la ciudad de Huaraz y sus areas de expansión*. Huaraz. Obtenido de http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/estudios_CS/Region_Ancash/ancash/huaraz_mp.pdf
- Mena, U. (2002). *Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas*. [Tesis Doctoral, Universidad Politecnica de Cataluña, Ingeniería del terreno, cartografía y geofísica, Barcelona. Recuperado el 28 de julio de 2020]. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://www.tdx.cat/handle/10803/6222#page=1>
- Mendoza, L. (2020). *Topografía y geodesia*. Lima: Maraucano E.I.R.L.
- Mera, G., & Nivelá, D. (2019). *Estudio de rehabilitación Sísmica de un edificio de 12 niveles ubicado en la ciudad de Guayaquil*. Ecuador: Universidad de Guayaquil. Obtenido de <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/50777>
- Morales, R. (2004). *Diseño en concreto armado*. Lima: Fondo editorial.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento del Ingeniería del terreno, Cartografía, Barcelona]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2117/93559>
- Mosqueira, M. (2013). "Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cajamarca, Perú". [Revista "Ciencia y Tecnología", Escuela de Postgrado]. Universidad Nacional de Trujillo, Perú.
- Muñoz, A., Quiun, & Tinman. (2020). *Comentarios a la Norma E 030 Diseño Sismorresistente*. Lima: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción: Sencico.
- Muñoz, M. (2018). *CÓMO TRABAJAN, SE DEFORMAN Y LESIONAN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LA EDIFICACIÓN*. España: Manuel Muñoz Hidalgo.
- Navarro, C., & Fernández, J. (2011). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones* [Tesis para optar el título de ingeniero civil, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de ciencias e ingeniería]. Repositorio institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/163>

- OPS. (1993). *Mitigación de Desastres en las Instalaciones de la Salud. Evaluación y Reducción de la Vulnerabilidad Física y (Vol. I)*. Washington DC. Obtenido de http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/Mitigasalud/Mitigacion/Contenidos/spanish/mitig_desast.htm
- Orrillo, J. (2017). *Riesgo Sísmico del edificio "2J" de la Universidad Nacional de Cajamarca*. Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca. Obtenido de <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1497>
- Ottazzi, G. (2003). *Apuntes del curso concreto armado I*. Fondo editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Paredes, M. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a viviendas en la ciudad de Lima aplicando un análisis estático no lineal Pushover*[Tesis para optar el título de ingeniero civil, Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/620673>
- Park, R., & Paulay, T. (1980). *Estructura de concreto reforzado*. Editorial Limosa, México.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Editorial John Wiley & Sons. INC. New York.
- Porter, K. (2015). *Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*. Encyclopedia of Earthquake Engineering. doi: 10.1007/978-3-642-36197-5_256-1
- Quayteam. (28 de Agosto de 2017). *¿Qué es y cómo aplicar la metodología 5S en su empresa?* Obtenido de <http://blog.qualidadesimples.com.br/es/2017/08/28/que-e-e-como-aplicar-metodologia-5s-na-sua-empresa/>
- R.N.E. (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. España: Ministerio de vivienda.
- Rincón, O. (2020). *Análisis sistemático de metodologías empleadas para la medición cualitativa y cuantitativa de vulnerabilidad sísmica de estructuras*[Artículo, Universidad Cooperativa de Colombia, Facultad de Ingeniería Civil, Santa María]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12494/16269>
- Ruiz, J. (2018). *Estimación de pérdidas por sismos mediante funciones de fragilidad náuticas: caso de dos pabellones universitarios del Cusco* [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Lima.]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/12064>

- Safina, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico.*[Tesis Doctoral,Universidad Politécnica de Cataluña, Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, Barcelona]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10803/6226>
- SEAOC. (1995). *Framework por Performance Based Seismic Design.* Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California. Obtenido de <https://www.seaoc.org/store/viewproduct.aspx?id=11238558>
- SENCICO. (2018). *Resolución Ministerial N°355-2018-vivienda.Norma técnica E 0.30 Diseño Sismorresistente.* Obtenido de <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4652>
- Sigcho, M., & Cueva, C. (2017). *Vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Filosofía, Comercio y Administración de la UCE con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-RE 20115).* Ecuador: Universidad Central del Ecuador. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/9605>
- Sigcho, M., & Quizpilema, A. (2017). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015).* Ecuador: Universidad central del Ecuador. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/9608>
- Spacone, E., Filipou, F., & Taucer, F. (1996). *Fibre beam-column model for non-linear analysis. R/C frames: Part I. Formulation. Earthquake Engineering And Structural Dynamics.*
- Velasquez, J. (2006). *Estimacion de perdidas por sismo en edificios peruanos mediante Curvas de Fragilidad Analíticas*[Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Catolica del Peru, Escuela de Posgrado, Lima]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/135>
- Vicente, R., Parodi,S., Lagomarsino,S., Varum,H., Silva,M., Silva,R., & ...Silva,A. (2011). *Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal.* Bull Earthquake Eng. doi: DOI 10.1007/s10518-010-9233-3
- Villavicencio, E., & Moreira, A. (2019). *Estudio de vulnerabilidad sismica del edificio fama ubicado en la ciudad de calceta provincias de Manb.* Ecuador:

Universidad Estatal del Sur de Manabí. Obtenido de <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1745>

Zavala, C., Lavado, L., García, E., Espinoza, C., Reyes, M., Morales, R., & Salazar, R. (2013). 3). *Estudio de Vulnerabilidad Sísmica: Estructural, No estructural y Funcional del Instituto Nacional Materno Perinatal*. CISMID, Lima. Obtenido de <http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/CISMID/ESTUDIO%20DE%20VULNERABILIDAD%20SISMICA%20ESTRUCTURAL,%20NO%20ESTRUCTURAL%20Y%20FUNCIONAL%20DEL%20INSTITUTO%20NACIONAL%20MATERNO%20PERINATAL.PDF>



ANEXOS



ANEXO 1:

PROTOCOLO DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE
1.OBJETO
Determinar los criterios a seguir para obtener las dimensiones en planta y elevación de la infraestructura existente.
2. MATERIALES Y EQUIPOS
<ul style="list-style-type: none">- Estación total TOP COM GPT-3205NW- 02 prismas- Cámara fotográfica- Libreta de campo- Wincha métrica metálica de 5 metros- Cintas métricas de fibra de vidrio de 50 m.-
3. MUESTRA
La muestra corresponde a la Iglesia Señor de la Soledad en la ciudad de Huaraz
4. PROCEDIMIENTO
<ul style="list-style-type: none">- Realizar un croquis exterior e interior de acuerdo a las fotos Obtenidas, ya que no existe ningún tipo de plano de la edificación.- Medir dimensiones externas e internas de la edificación, tomando nota en los croquis elaborados, con el uso de la estación total TOP COM GPT-3205NW.- Medir en elevación los elementos estructurales y no estructurales.
5. CÁLCULO
Replanteo de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación haciendo el uso de la estación total TOP COM GPT-3205NW.
6. PROCESO DE VALIDACIÓN
El instrumento se valida de acuerdo a los criterios establecidos en el replanteo de edificación existente.

ANEXO 2:

PROTOCOLO PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE
1.OBJETO
Determinar los criterios a seguir para obtener las dimensiones en planta y elevación de la infraestructura existente.
2. MATERIALES Y EQUIPOS
<ul style="list-style-type: none">- Imágenes fotográficas.- Libreta de campo- Croquis del Levantamiento topográfico.- Lap Top- SketchUp 2021- AutoCAD 2021
3. MUESTRA
La muestra corresponde a la Iglesia Señor de la Soledad en la ciudad de Huaraz
4. PROCEDIMIENTO
<ul style="list-style-type: none">- Realizar el modelamiento en 3D con el programa SketchUp 2021 de acuerdo a las dimensiones anotadas en los croquis.- Exportar del SketchUp 2021 al AutoCAD 2021, para la elaboración de los planos de la Infraestructura.- Compatibilizar en campo los planos Elaborados.
5. CÁLCULO
Elaboración de los planos de la edificación con el uso de SketchUp 2021 y AutoCAD 2021.
6. PROCESO DE VALIDACIÓN
El instrumento se valida de acuerdo a los criterios establecidos en la elaboración de los Planos y compatibilización de dimensiones en la infraestructura existente.

ANEXO 3:

PROTOCOLO PARA EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
1.OBJETO
Obtener las propiedades del Suelo de acuerdo a la clasificación del artículo 12 de la norma Peruana E-030-2018.
2. MATERIALES Y EQUIPOS
<ul style="list-style-type: none">- Estudio de mecánica de suelos existentes en zona adyacente de la edificación estudiada.
3. MUESTRA
La muestra corresponde a la Iglesia Señor de la Soledad en la ciudad de Huaraz
4. PROCEDIMIENTO
<ul style="list-style-type: none">- Solicitud del estudio de mecánica de suelos del expediente técnico a cargo del párroco de Iglesia Señor de la Soledad cerca a la edificación en estudio. (Ver Certificado de EMS Adjunto)
5. PROCESO DE VALIDACIÓN
Gracias al estudio de mecánica de suelos realizado por el equipo de laboratorio del Ing. Elio Milla Vergara, para el proyecto “COMPLEJO DE PROMOCIÓN ARTISTICA Y DE SERVICIO SOCIAL DEL BARRIO DE LA SOLEDAD-HUARAZ “adyacente a la iglesia del señor de la soledad, se valida.



Imagen 1.

Información del estudio de mecánica de suelos obtenida del E.T.

- 7.1.- Se ha tenido en cuenta, que la inversión lo determina el tamaño y localización del proyecto.
- 7.2.- Acorde con los valores unitarios oficiales para edificaciones de la Sierra a nivel Nacional para el 2017 según Resolución Ministerial N° 286-2015-VIVIENDA; de acuerdo al tipo del sistema constructivo y acabados referidos, alcanza un monto de **S/. 1'625,898.44 Soles (Un Millón Seiscientos Veinticinco Mil Ochocientos Noventa y ocho con 44/100 Soles)** correspondiente a Obras Cívicas, (NO INCLUYE EQUIPAMIENTO Y MOBILIARIO)

VIII.- FUENTE DE FINANCIAMIENTO:

La Fuente de Financiamiento son Recursos Directamente Recaudados por la Iglesia, actividades de recaudación de la comunidad (Tómbolas, Bingos, rifas y otros), así como la gestión en Fundaciones filantrópicas.

IX.- PERIODO DE EJECUCIÓN:

El período de ejecución de la presente obra se ha estimado en 360 días calendario, sin ningún tipo de contratiempos.

Huaraz, _____, 2018

ECPH



[Handwritten Signature]
ELIZBETH CLAUDIA FARIÑA HOLSADO
ARQUITECTA
C.A.P. 1855

Imagen 2.

Firma de los especialistas encargados del proyecto realizado adyacente a la iglesia del señor de la soledad.

ANEXO 4:

PROTOCOLO DE LA ESTRUCTURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN
1.OBJETO
Determinar las longitudes y refuerzo existente en los elementos estructurales columnas y vigas.
2. MATERIALES Y EQUIPOS
<ul style="list-style-type: none">- Comba y Cincel- Grout de concreto- Pachometro- Marcador para concreto
3. MUESTRA
Principalmente serán en la columnas y vigas de la edificación en estudio.
4. PROCEDIMIENTO
<ul style="list-style-type: none">- Se agrupa las vigas y columnas con igual sección de acuerdo a los planos elaborados.- Se toma una muestra de cada tipo sección, se escanea la ubicación exacta con el Pachometro, luego es picado con comba y cincel hasta tener a la vista el acero.- Finalmente se puede determinar las dimensiones y cantidad de acero, con la finalidad de no afectar la estética, al ser un lugar público y concurrida estos resultados serán generalizados para columnas y vigas con igual sección.
5. PROCESO DE VALIDACIÓN
<ul style="list-style-type: none">- La obtención de la cantidad de acero en los elementos estructurales tanto en las vigas y columnas fueron difíciles de obtener debido que se requiere el uso de equipos que escaneen el concreto armado, pudiéndose obtener así el diámetro y la cantidad de acero; es preciso señalar que para la presente investigación se picó el recubrimiento de algunas vigas y columnas identificando el diámetro de acero sin embargo no fue suficiente para determinar la cantidad de acero, por ende se optó asignarle la cantidad de acero mínima según lo indicado en la norma E.060 de concreto armado ,el

1% de cuantía para las columnas por ser un elemento en flexo compresión y en las vigas de acuerdo a la ecuación 10-3 de la norma E.060 de concreto armado ,página 66.

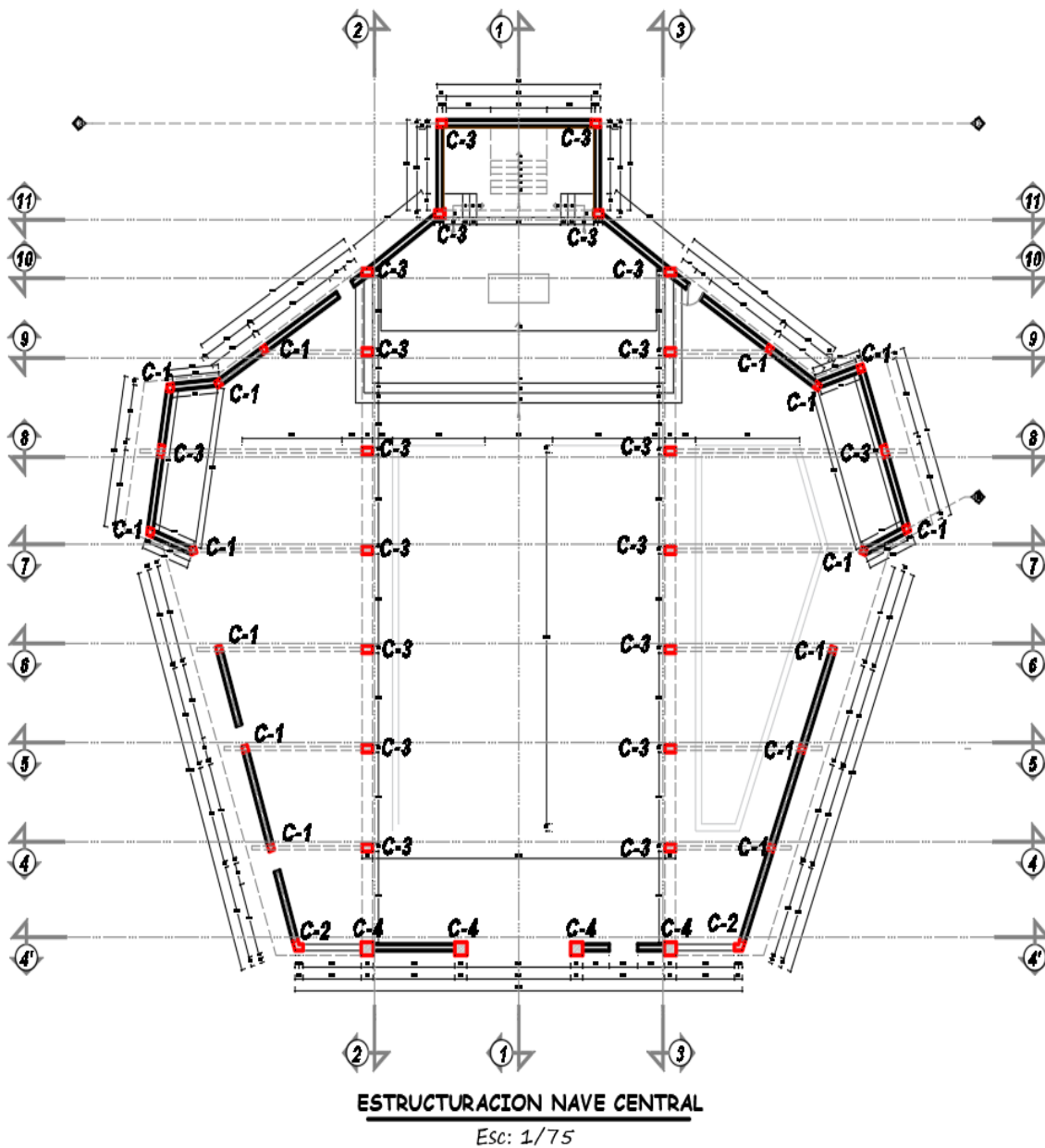


Imagen 3.

Configuración estructural de las columnas existentes en la Nave de la Iglesia.

Nota: Clasificación de las columnas en la Nave de la Iglesia de acuerdo a los planos elaborados.

CUADRO DE COLUMNAS EXISTENTES

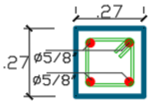
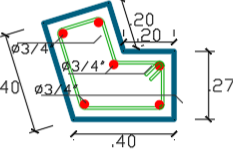
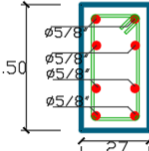
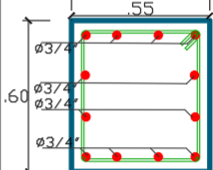
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4
DIMENSION				
Ø	• 4Ø5/8"	• 6Ø3/4"	• 8Ø5/8"	• 12 Ø3/4"
ESTRIBOS	☐ Ø3/8"	☐ Ø3/8"	☐ Ø3/8"	☐ Ø3/8"

Imagen 4.

Detalle de columnas existentes en la Nave de la iglesia.

Nota: Obtenido mediante el picado del recubrimiento de concreto de cada tipo de sección las estructuras existentes para luego ser generalizados con la aproximación a cuantías mínimas requeridas según la norma E.060, a criterio del tesista.

CUADRO DE VIGAS EXISTENTES

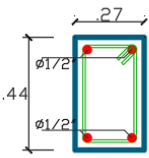
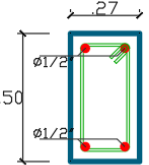
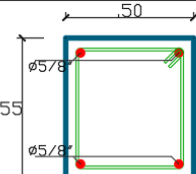
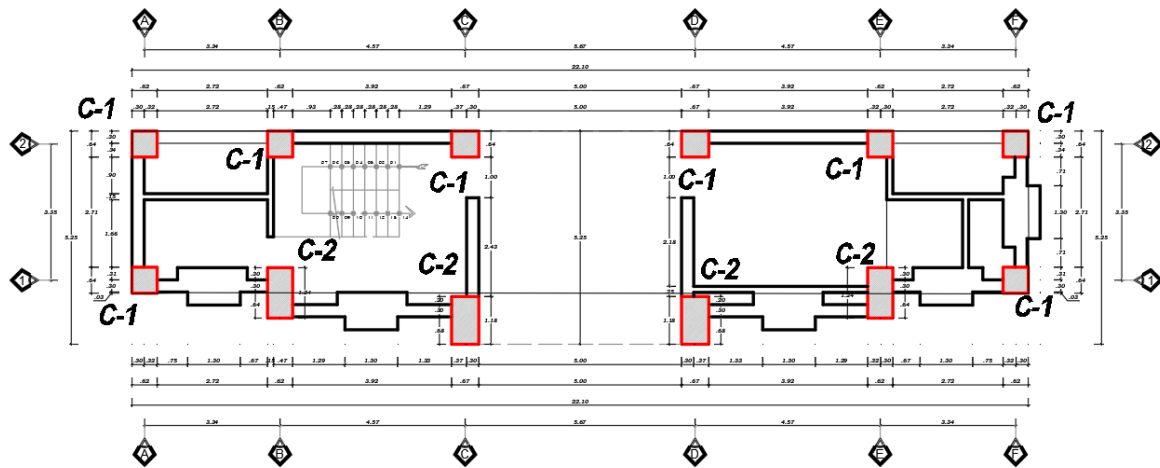
TIPO	V-1	V-2	V-3
DIMENSION			
Ø	• 4Ø1/2"	• 4Ø1/2"	• 4Ø5/8"
ESTRIBOS	☐ Ø3/8"	☐ Ø3/8"	☐ Ø3/8"

Imagen 5.

Detalle de vigas existentes en la Nave de la Iglesia.

Nota: Obtenido mediante el picado del recubrimiento de concreto de cada tipo de sección las estructuras existentes para luego ser generalizados con la aproximación a cuantías mínimas requeridas según la norma E.060, a criterio del tesista.



ESTRUCTURACIÓN EN LAS TORRES

Esc: 1/50

Imagen 6.

Plano de ubicación de columnas existentes en las Torres de la iglesia.

CUADRO DE COLUMNAS EXISTENTES

TIPO	C-1	C-2
DIMENSION		
Ø	• 16 Ø3/4"	• 28 Ø3/4"
ESTRIBOS	□ Ø3/8"	□ Ø3/8"

Nota: Clasificación de las columnas en la Nave de la Iglesia de acuerdo a los planos elaborados.

Imagen 7.

Detalle de Columnas existentes en las torres de la Iglesia.

Nota: Obtenido mediante el picado del recubrimiento de concreto de cada tipo de sección las estructuras existentes para luego ser generalizados con la aproximación a cuantías mínimas requeridas según la norma E.060, a criterio del tesista.

CUADRO DE VIGAS EXISTENTES

TIPO	V-1	V-2	V-3	V-4
DIMENSION				
\emptyset	• 4Ø5/8"	• 4Ø5/8"	• 4Ø1/2"	• 4Ø1/2"
ESTRIBOS	□ Ø3/8"	□ Ø3/8"	□ Ø3/8"	□ Ø3/8"

Imagen 8.

Detalle de Vigas existentes en las torres de la Iglesia.

Nota: Obtenido mediante el picado del recubrimiento de concreto de cada tipo de sección las estructuras existentes para luego ser generalizados con la aproximación a cuantías mínimas requeridas según la norma E.060, a criterio del tesista.

ANEXO 5:

“PROTOCOLO PARA CONSIDERACIONES DE CARGAS SOBRE LA EDIFICACIÓN”
1.OBJETO
Definir los procedimientos a desarrollarse en el cálculo de cargas según la edificación existente.
2. MATERIALES Y EQUIPOS
<ul style="list-style-type: none">- Norma Técnica E-020- Planos elaborados- AutoCAD 2021
3. MUESTRA
La muestra corresponde a la Iglesia Señor de la Soledad en la ciudad de Huaraz.
4. PROCEDIMIENTO
<ul style="list-style-type: none">- Realizar el metrados de los muros, parapetos y otros elementos existentes sobre la losa de concreto.- Identificar el tipo de ladrillo usado en la tabiquería en el edificio en estudio.- Identificar el uso de cada zona por piso para aplicar las cargas acordes la NTP E.020.
5. CÁLCULO
<p>- Carga viva:</p> <p>Acorde a la NTP E.020. La iglesia del Señor de la Soledad tendrá una sobrecarga de entrepiso de 200 kg/cm².</p> <p>- Sobrecarga permanente:</p> <p>El piso acabado y las tabiquerías perimetrales sobre las vigas de la edificación se usaron cálculos independientes para cada bloque de tabiquería, Véase los siguientes cuadros:</p>

Cuadro 1.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la nave.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=2.3m	Cargas para muro H=3.05m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 3cm)	0.03	0.03
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	60.00	60.00
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m2) (i+j)	492.00	492.00
(l)	Altura (m)	2.3	3.05
	Peso (kg/m) (k*l)	1131.6	1500.6
	Peso (ton/m)	1.13	1.50

Cuadro 2.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la nave.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=1.3m	Cargas para muro H=0.95m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=1.3m	Cargas para muro H=0.95m
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm(ambas caras 3cm)	0.03	0.03
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	46.15	63.16
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m2) (i+j)	478.15	495.16
(l)	Altura (m)	1.3	0.95
	Peso (kg/m) (k*l)	621.6	470.4
	Peso (ton/m)	0.62	0.47

Cuadro 3.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la nave.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=1.4m	Cargas para muro H=1.65m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 3cm)	0.03	0.03
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	42.86	36.36
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=1.4m	Cargas para muro H=1.65m
(k)	Peso total (kg/m ²) (i+j)	474.86	468.36
(l)	Altura (m)	1.4	1.65
	Peso (kg/m) (k*l)	664.8	772.8
	Peso (ton/m)	0.66	0.77

Cuadro 4.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la nave.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=2.0m	Cargas para muro H=2.35m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m ³)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm ²)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m ³) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm(ambas caras 3cm)	0.03	0.03
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m ³)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m ²) (g*h)	30.00	25.53
(j)	Peso ladrillo (kg/m ²) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m ²) (i+j)	462.00	457.53
(l)	Altura (m)	2	2.35
	Peso (kg/m) (k*l)	924	1075.2
	Peso (ton/m)	0.92	1.08

Cuadro 5.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la nave.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=1.7m	Cargas para muro H=0.45m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 3cm)	0.03	0.03
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	35.29	133.33
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m2) (i+j)	467.29	565.33
(l)	Altura (m)	1.7	0.45
	Peso (kg/m) (k*l)	794.4	254.4
	Peso (ton/m)	0.79	0.25

Cuadro 6.

Carga permanente de machimbrado sobre las vigas del bloque de la nave.

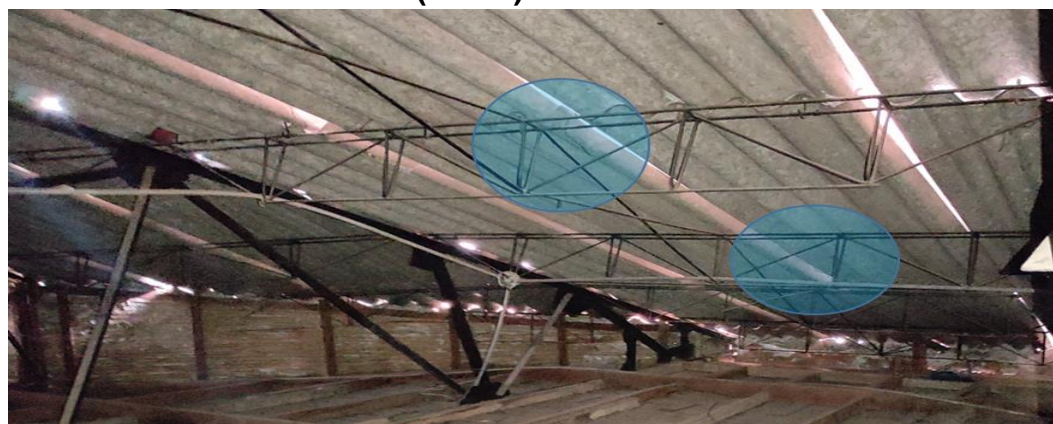
Ítem	Descripción	Cargas del Machimbrado
(a)	Unidad de madera tipo C (kg/m ³)	900
(b)	Espesor del machimbrado e=6cm	0.06
(c)	Peso total (kg/m ²) (a*b)	54.00
	Peso (ton/m²)	0.054



Cuadro 7.

Carga permanente de las correas metálicas sobre los tijerales de la cobertura de la nave.


Ítem	Descripción	Cargas las Correas metálicas con sección triangular
(a)	Peso por metro lineal (kg/m) (de manera conservadora)	20
(b)	Sección triangular	ver imagen
(c)	Peso total (kg/m)	20.00
	Peso (ton/m)	0.020



Cuadro 8.

Carga permanente de los tijerales de la cobertura de la nave.


Ítem	Descripción	Peso de los tijerales metálicas de la cobertura
(a)	Peso de los tijerales metálicos se encuentran dibujados en el programa Etabs V.20.0.3 . por lo que está las considera de manera automática	Etabs V.20.3.0



Cuadro 9.

Carga permanente de la calamina de fibrocemento e=4mm en la cobertura de la nave.

Ítem	Descripción	Calamina de Fibrocemento e=4mm
(a)	Peso del fibrocemento (kg) 1.2x1.25 m	11.2
(b)	Espesor del Fibrocemento e=4mm (mm)	4.00
(c)	Peso total (kg/m2)	7.47
	Peso (ton/m2)	0.0075



Cuadro 10.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la Torre.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=2.2m	Cargas para muro H=3.3m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 6cm)	0.06	0.06
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	54.55	36.36
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m2) (i+j)	486.55	468.36
(l)	Altura (m)	2.2	3.3
	Peso (kg/m) (k*I)	1070.4	1545.6
	Peso (ton/m)	1.07	1.55

Cuadro 11.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la Torre.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=4.5 m	Cargas para muro H=3.3m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 6cm)	0.06	0.06
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	26.67	36.36
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m2) (i+j)	458.67	468.36
(l)	Altura (m)	4.5	3.3
	Peso (kg/m) (k*I)	2064	1545.6
	Peso (ton/m)	2.06	1.55

Cuadro 12.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la Torre.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=3.4 m	Cargas para muro H=2.7m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 6cm)	0.06	0.06
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	35.29	44.44
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m2) (i+j)	467.29	476.44
(l)	Altura (m)	3.4	2.7
	Peso (kg/m) (k*I)	1588.8	1286.4
	Peso (ton/m)	1.59	1.29

Cuadro 13.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la Torre.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=2.4 m	Cargas para muro H=4.75m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 6 cm)	0.06	0.06
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	50.00	25.26
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m2) (i+j)	482.00	457.26
(l)	Altura (m)	2.4	4.75
	Peso (kg/m) (k*I)	1156.8	2172
	Peso (ton/m)	1.16	2.17

Cuadro 14.

Carga permanente de tabiquería (ladrillo King Kong solido) sobre las vigas del bloque de la Torre.

Ítem	Descripción	Cargas para muro H=3.0 m	Cargas para muro H=3.0m
(a)	Unidad de arcilla cosida Sólidas(kg/m3)	1800	1800
(b)	f'b (kg/cm2)	50	50
(c)	l (m)	0.24	0.24
(d)	a (m)	0.12	0.12
(e)	h (m)	0.10	0.10
(f)	Vol ladrillo (m3) (c*d*e)	0.003	0.003
(g)	Espesor del revestimiento e=1.5cm (ambas caras 6 cm)	0.06	0.06
(h)	Peso mortero de cemento(kg/m3)	2000	2000
(i)	Peso mortero (kg/m2) (g*h)	40.00	40.00
(j)	Peso ladrillo (kg/m2) (a*c)	432	432
(k)	Peso total (kg/m2) (i+j)	472.00	472.00
(l)	Altura (m)	3.0	3.0
	Peso (kg/m) (k*l)	1416	1416
	Peso (ton/m)	1.42	1.42

Cuadro 15.

Carga permanente de la cerámica y losa aligerada del bloque de la Torre.

Ítem	Descripción	Peso de la Losa aligerado e=20 cm
(a)	Peso de la cerámica (kg/m ²) e=3 cm	54
(b)	Peso del Aligerado e=17cm (kg/m ²)	280.00
(c)	Peso total de losa con cerámica e=20cm (kg/m ²)	334.00
	Peso (ton/m²)	0.3340



6. PROCESO DE VALIDACIÓN

Según el RNE E.020, E.070 establecen las propiedades físicas y mecánicas de las tabiquerías, losas aligeradas entre otros.

ANEXO 6:

ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA Y DIAMANTINA
1.OBJETO
Establecer el proceso a seguir durante los ensayos de esclerometría y diamantina.
2. MATERIALES Y EQUIPOS
<ul style="list-style-type: none">- Esclerómetro- Perforadora diamantina DMS 160- Pachometro- Epóxido- Grout de concreto
3. MUESTRA
La muestra corresponde a las columnas y vigas claves de la iglesia Señor de la Soledad.
4. PROCEDIMIENTO
<ul style="list-style-type: none">- Establecer la cantidad de muestras en las columnas y vigas a considerar de acuerdo al método probabilístico.- Determinado la cantidad de vigas y columnas a ensayar, se marca en 10 cuadritos para poder usar el valor promedio, usando el esclerómetro de manera perpendicular a la superficie de concreto marcado se obtiene resultados.- Con el uso del pachometro se ubica las varillas de acero dentro de las columnas y vigas, posteriormente se fija el punto de extracción de los núcleos de concreto con la Perforadora diamantina DMS 160.- Se resana los orificios generados por la extracción de núcleos de concreto, con epóxido alrededor del orificio y rellenarlo con grout de alta resistencia.
5. PROCESO DE VALIDACIÓN
El instrumento se basa en protocolos establecidos para obtener una mayor precisión en las lecturas de los equipos, de acuerdo a las especificaciones técnicas de cada equipo.

Tabla 1:

Lecturas del ensayo de esclerometría en columnas de la nave de la Iglesia.

DESCRIPCIÓN	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Prom.
COL 1	35	32	32	33	32	30	31	29	28	30	31.2
COL 2	32	32	31	30	31	32	33	30	31	32	31.4
COL 3	30	27	30	30	29	27	30	27	30	28	28.8
COL 4	29	26	27	30	28	30	31	28	29	28	28.6
COL 5	30	28	29	30	28	28	30	28	28	28	28.7
COL 6	32	32	30	29	30	32	32	31	30	31	30.9
COL 7	30	30	31	29	31	30	33	30	31	33	30.8
COL 8	32	29	32	30	29	27	30	26	25	31	29.1
COL 9	35	32	35	36	35	33	31	32	31	33	33.3
COL 10	35	32	32	33	32	30	31	29	28	30	31.2
COL 11	32	32	31	30	31	32	33	30	31	32	31.4
COL 12	32	28	31	32	30	30	32	30	30	30	30.5
COL 13	32	32	31	30	31	32	33	30	31	32	31.4
COL 14	30	28	29	30	28	28	30	28	28	28	28.7
COL 15	35	32	32	33	32	30	31	29	28	30	31.2
COL 16	32	32	31	30	31	32	33	30	31	32	31.4
COL 17	35	35	36	39	38	37	37	35	34	36	36.2
COL 18	32	32	31	30	30	32	33	27	31	30	30.8
COL 19	35	32	30	32	32	30	31	27	28	29	30.6
COL 20	28	29	29	25	27	29	29	27	27	24	27.4

Nota. Lecturas del esclerómetro (Para el caso de Nave de la Iglesia)

Tabla 2:

Lecturas del ensayo de esclerometría en columnas de la Torre de la Iglesia.

DESCRIPCIÓN	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Promedio
COL 1	38	35	35	36	35	33	34	32	31	33	34.2
COL 2	37	37	36	35	36	37	38	35	36	37	36.4
COL 3	33	30	33	33	32	30	33	30	33	31	31.8
COL 4	32	29	30	33	31	33	34	31	32	31	31.6
COL 5	28	26	27	28	26	26	28	26	26	26	26.7
COL 6	30	30	28	27	28	30	30	29	28	29	28.9
COL 7	28	28	29	27	29	28	31	28	29	31	28.8
COL 8	31	28	31	29	28	26	29	25	24	30	28.1
COL 9	37	34	37	38	37	35	33	34	33	35	35.3
COL 10	36	33	33	34	33	31	32	30	29	31	32.2
COL 11	31	31	30	29	30	31	32	29	30	31	30.4
COL 12	30	26	29	30	28	28	30	28	28	28	28.5
COL 13	34	24	27	28	26	26	28	26	26	26	27.1

Nota. Lecturas del esclerómetro (Para el caso de las Torres de la Iglesia)

Tabla 3:

Lecturas del ensayo de esclerometría en Vigas de la Nave de la Iglesia.

DESCRIPCION	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Promedio
VIGA 1	34	33	32	34	33	31	32	33	34	34	33
VIGA 2	35	30	32	31	33	32	32	31	32	32	32
VIGA 3	32	30	29	28	28	28	30	31	32	31	29.9
VIGA 4	32	29	30	33	31	33	34	31	32	31	31.6
VIGA 5	34	32	33	34	32	32	34	32	32	32	32.7
VIGA 6	37	37	35	34	35	37	37	36	35	36	35.9
VIGA 7	28	28	29	27	29	28	31	28	29	31	28.8
VIGA 8	35	32	35	33	32	30	33	29	28	34	32.1
VIGA 9	38	35	38	39	38	36	34	35	34	36	36.3
VIGA 10	39	36	36	37	36	34	35	33	32	34	35.2
VIGA 11	37	37	36	35	36	37	38	35	36	37	36.4
VIGA 12	35	31	34	35	33	33	35	33	33	33	33.5
VIGA 13	36	36	35	34	35	36	37	34	35	36	35.4
VIGA 14	34	32	33	34	32	32	34	32	32	32	32.7
VIGA 15	37	34	34	35	34	32	33	31	30	32	33.2
VIGA 16	33	33	32	31	32	33	34	31	32	33	32.4
VIGA 17	37	37	38	41	40	39	39	37	36	38	38.2
VIGA 18	33	33	32	31	31	33	34	28	32	31	31.8
VIGA 19	37	34	32	34	34	32	33	29	30	31	32.6
VIGA 20	33	34	34	30	32	34	34	32	32	29	32.4

Nota. Lecturas del esclerómetro (Para el caso de Nave de la Iglesia)

Tabla 4:

Lecturas del ensayo de esclerometría en Vigas de las Torres de la Iglesia.

DESCRIPCION	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6	n°7	n°8	n°9	n°10	Promedio
VIGA 1	30	29	28	30	29	27	28	29	30	30	29
VIGA 2	31	26	28	27	29	28	28	27	28	28	28
VIGA 3	28	26	25	24	24	24	26	27	28	27	25.9
VIGA 4	28	25	26	29	27	29	30	27	28	27	27.6
VIGA 5	37	35	36	37	35	35	37	35	35	35	35.7
VIGA 6	40	40	38	37	38	40	40	39	38	39	38.9
VIGA 7	31	31	32	30	32	31	34	31	32	34	31.8
VIGA 8	38	35	38	36	35	33	36	32	31	37	35.1
VIGA 9	34	31	34	35	34	32	30	31	30	32	32.3
VIGA 10	35	32	32	33	32	30	31	29	28	30	31.2
VIGA 11	33	33	32	31	32	33	34	31	32	33	32.4
VIGA 12	31	27	30	31	29	29	31	29	29	29	29.5
VIGA 13	36	36	35	34	35	36	37	34	35	36	35.4

Nota. Lecturas del esclerómetro (Para el caso de las Torres de la Iglesia)

ANEXO 7: ENSAYOS DE RESTENCIA A COMPRESIÓN



INFORME N° RB-002-MATHLAB-2023
ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION
DE TESTIGOS DE CONCRETO ENDURECIDO, DIAMANTINA
Norma ASTM C-42

SOLICITA : BACH. GOÑI BRITO MIGUEL ANGEL

PROYECTO : "EL RIESGO SISMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021".

LUGAR : TORRE DE LA IGLESIA

ESTRUCTURA : -.-

DATOS

Altura : Variable
Diámetro : 6.95 cm

Tamaño Máximo del Agregado en el Concreto : 1/2"

Dirección de la Extracción ←

N°	TESTIGO DESCRIPCION	DISEÑO Kg/cm²	ALTURA cm	FECHA		Días de Vaciado	CARGA (Kg)	AREA cm²	f'c		%
				EXTRACCION	ROTURA				Kg/cm²	Kg/cm²	
1	COLUMNA 10	210	14.98	18/01/2023	25/01/2023	> a 28	5,891.42	37.9	155.3	155	73.95
2	COLUMNA 12	210	15.03	18/01/2023	25/01/2023	> a 28	6,274.58	37.9	165.4	165	78.76
3	VIGA 12	210	14.98	18/01/2023	25/01/2023	> a 28	5,132.71	37.9	135.3	135	64.43
4	VIGA 13	210	14.85	18/01/2023	25/01/2023	> a 28	4,954.41	37.9	130.6	131	62.19

NOTA:

- f'c : resistencia a la compresion del testigo de concreto ensayado.
- f'c : resistencia a la compresion corregida con el factor debido a la relacion Longitud/Diámetro
- Las muestras ensayadas fueron extraidas en la zona del proyecto y ubicadas por el solicitante.
- La interpretación de los datos es responsabilidad del solicitante.

EQUIPO UTILIZADO:

- MÁQUINA PARA ENSAYOS DE CONCRETOS - CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN: CA-F-603-2023



Sc. Ing. Ruben Darío Aranda Leiva
INGENIERO CIVIL - Reg. COP N° 142939
Especialista en Ensayos y Control de Calidad



Dirección: Jr. Simón Bolívar N°1439 - Huaraz
Ref: Antes de la Escuela de Posgrado de la UNASAM
Sucursal: Av. Chacra Cerro 137D - Comas - Lima - Lima
Celular: 991 809 796 / Correo: rubenmathlab@gmail.com



Imagen 9. Ensayos de resistencia a compresión de testigos de concreto endurecido, diamantina en las vigas y columnas.



MATHLAB

INGENIERIA SISMORRESISTENTE E.I.R.L.

Servicios en: Ingeniería Estructural, Ingeniería Sismorresistente, Ingeniería Geotécnica, Gestión de Riesgo, Laboratorio Geotécnico, Ensayo de Materiales, Control de Calidad en Obras Civiles, Supervisión de Obras Civiles

RUC: 20606746050 Proveedor de Bienes y Servicios - RNP - OSCE

Marca de Servicio Registrada por INDECOPI N° 00133638

Mathlab Ingenieria Sismorresistente E.I.R.L. Dispone de un Sistema de Gestión: ISO 9001 e ISO 45001

INFORME N° RB-002-MATHLAB-2023

ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DE TESTIGOS DE CONCRETO ENDURECIDO, DIAMANTINA Norma ASTM C-42

SOLICITA : BACH. GOÑI BRITO MIGUEL ANGEL

PROYECTO : "EL RIESGO SISMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021".

LUGAR : NAVE DE LA IGLESIA

ESTRUCTURA : -.-

DATOS

Altura : Variable

Tamaño Máximo del Agregado en el Concreto

: 1/2"

Dirección de la Extracción



N°	TESTIGO DESCRIPCION	DISEÑO Kg/cm²	ALTURA cm	FECHA		Días de Vuelado	CARGA (Kg)	AREA cm²	f'c		%
				EXTRACCION	ROTURA				Kg/cm²	Kg/cm²	
1	COLUMNA 14	210	15.02	18/01/2023	25/01/2023	> a 28	5,531.04	37.9	145.8	146	69.43
2	COLUMNA 17	210	14.95	18/01/2023	25/01/2023	> a 28	6,100.07	37.9	160.8	161	76.57
3	VIGA 15	210	14.94	18/01/2023	25/01/2023	> a 28	5,030.28	37.9	132.6	133	63.14
4	VIGA 12	210	14.80	18/01/2023	25/01/2023	> a 28	5,311.77	37.9	140.0	140	66.68

NOTA:

- f'c : resistencia a la compresion del testigo de concreto ensayado.
- f'c : resistencia a la compresion corregida con el factor debido a la relacion Longitud/Diametro
- Las muestras ensayadas fueron extraidas en la zona del proyecto y ubicadas por el solicitante.
- La interpretacion de los datos es responsabilidad del solicitante.

EQUIPO UTILIZADO:

- MÁQUINA PARA ENSAYOS DE CONCRETOS - CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN: CA-F-003-2023



MSc. Ing. Ruben Darío Aranda Leiva
INGENIERO CIVIL, RUC CIP N° 112939
Especialista en Ensayos y Control de Calidad



Dirección: Jr. Simón Bolívar N°1430 - Huaraz
Ref. Antes de la Escuela de Posgrado de la UNASAM
Sucursal: Av. Chacra Cerro 137D - Comas - Lima - Lima
Celular: 991 800 796 / Correo: rubenmathlab@gmail.com



Imagen 10. Ensayos de resistencia a compresion de testigos de concreto endurecido, diamantina en las vigas y columnas.



MATHLAB

INGENIERIA SISMORRESISTENTE E.I.R.L.

Servicios en: Ingeniería Estructural, Ingeniería Sismorresistente, Ingeniería Geotécnica, Gestión de Riesgo, Laboratorio Geotécnico, Ensayo de Materiales, Control de Calidad en Obras Civiles, Supervisión de Obras Civiles
 RUC: 20606746050 | Proveedor de Bienes y Servicios - RNP - OSCE
 Marca de Servicio Registrada por INDECOPI N° 00133633
 Mathlab Ingeniería Sismorresistente E.I.R.L. Dispone de un Sistema de Gestión: ISO 9001 e ISO 45001

INFORME N° EE-001-MATHLAB-2023
**ENSAYOS DE RESISTENCIA DE CONCRETO
 CON ESCLEROMETRO**
 Norma ASTM C-805

SOLICITA : BACH. GOÑI BRITO MIGUEL ANGEL
 OBRA : "EL RIESGO SISMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021".
 FECHA : 18/01/2023



Nota: - Equipo Utilizado: Esclerómetro - Marca Matrotest
 Modelo N° MC-154 - Serie N° 209
 - Los elementos estructurales donde se realiza el ensayo han sido ubicados por el solicitante o responsables de la obra.
 - El ensayo de esclerometría es un ensayo no destructivo estandarizado por la norma ASTM C-805.
 - La interpretación de los datos es responsabilidad de los encargados de la obra o proyecto.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Diámetro (grosos)	Dirección del golpe	Diferencia de Velocidad C'	Fecha de Prueba	N° de Disparos					Promedio	Dispersión ± 4.5	Veloc. Anómala del Grupo	Resistencia Resultante, N/mm ²		Resistencia Resultante, Kg/cm ²		Resistencia Promedio, Kg/cm ²	
					L1	L2	L3	L4	L5				MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
1 COLUMNA 10 / TORRE DE IGLESIA	210	→	> 30 días	18/01/2023	16	20	26	28	28	26.2	21.7	22	14	MIN	142.8	MIN	214	
					24	24	26	26	24				MAX	285.5	MAX			
					18	17	18	18	18		30.7	31	28	MAX	285.5	MAX		
					24	24	26	26	24				MIN	102	MIN			
2 COLUMNA 12 / TORRE DE IGLESIA	210	→	> 30 días	18/01/2023	16	26	24	24	25	24.2	19.7	20	10	MIN	102	MIN	173	
					18	17	18	18	18				MAX	244.7	MAX			
					24	24	23	22	24		28.7	29	24	MAX	244.7	MAX		
					24	24	23	22	24				MIN	102	MIN			

Nota: - El ensayo de esclerometría fue realizado en presencia de del solicitante, quien usó las estructuras para su evaluación.
 - El ensayo de esclerometría nos brinda un resultado relativo de la resistencia del concreto endurecido para mayor precisión se recomienda utilizar un ensayo destructivo u otro ensayo en concreto endurecido.

EQUIPO UTILIZADO:

- Esclerómetro - Marca Matrotest Modelo N° MC-154 - Serie N° 209 - CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN: CA-D-001-2023



Sc. Ing. Ruben Darío Aranda Leiva
 INGENIERO CIVIL - CAP N° 15123
 Especialista en Ensayos y Control de Calidad



Dirección: Jr. Simón Bolívar N°1430 - Huaraz
 Ref. Antes de la Escuela de Posgrado de la UNASAM
 Sucursal: Av. Chacra Cerro 137D - Comas - Lima - Lima
 Celular: 931 800 796 / Correo: rubenmathlab@gmail.com



Imagen 11. Ensayos de resistencia con esclerómetro en las columnas de las Torres de la Iglesia.



MATHLAB

INGENIERIA SISMORRESISTENTE E.I.R.L.

Servicios en: Ingeniería Estructural, Ingeniería Sismorresistente, Ingeniería Geotécnica, Gestión de Riesgo, Laboratorio Geotécnico, Ensayo de Materiales, Control de Calidad en Obras Civiles, Supervisión de Obras Civiles
 RUC: 20606746050 | Proveedor de Bienes y Servicios - RNP - OSCE
 Marca de Servicio Registrada por INDECOPI N° 00137639
 Mathlab Ingeniería Sismorresistente E.I.R.L. Dispone de un Sistema de Gestión: ISO 9001 e ISO 45001

INFORME N° EE-001-MATHLAB-2023
**ENSAYOS DE RESISTENCIA DE CONCRETO
 CON ESCLEROMETRO**
 Norma ASTM C-805

SOLICITA : BACH. GOÑI BRITO MIGUEL ANGEL

OBRA : "EL RIESGO SISMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021".

FECHA : 18/01/2023



- Notas: - Equipo Utilizado: Esclerómetro - Marca Metrotest
 Modelo N° MC-154 - Serie N° 209
- Los elementos estructurales donde se realizara el ensayo han sido ubicados por el solicitante o responsables de la obra.
 - El ensayo de esclerometría es un ensayo no destructivo estandarizado por la norma ASTM C-805.
 - La interpretación de los datos es responsabilidad de los encargados de la obra o proyecto.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Dureza kg/cm²	Dirección del golpe	Días de Vaciado C°	Fecha de Prueba	N° de Disparos					Promedio	Desviación a 4.5	Valor Acumado del Tiempo	Resistencia Resultante, N/mm²		Resistencia Resultante, Kg/cm²		Resistencia Promedio, Kg/cm²
					L1	L2	L3	L4	L5				MIN	MAX	MIN	MAX	
1 VIGA 12 /TORRE DE IGLESIA	210	→	> 30 días	18/01/2023	L1	L2	L3	L4	L5	23.7	19.2	19	10	MIN	102	MIN	163
					24	25	24	24	22								
					L6	L7	L8	L9	L10		28.2	25	22	MAX	224.3	MAX	
					22	24	24	24	24								
2 VIGA 13 /TORRE DE IGLESIA	210	→	> 30 días	18/01/2023	L1	L2	L3	L4	L5	24.3	19.5	20	10	MIN	102	MIN	173
					24	25	24	25	24								
					L6	L7	L8	L9	L10		28.5	29	24	MAX	244.7	MAX	
					24	24	24	24	24								

- Notas: - El ensayo de esclerometría fue realizado en presencia de del solicitante, quien ubico las estructuras para su evaluación.
 - El ensayo de esclerometría nos brinda un resultado relativo de la resistencia del concreto endurecido para mayor precision se recomienda utilizar un ensayo destructivo u otro ensayo en concreto endurecido.

EQUIPO UTILIZADO:

- Esclerómetro - Marca Metrotest Modelo N° MC-154-Serie N° 209 - CERTIFICADO DE CALIBRACION: CA-D-001-2023



MSc. Ing. Ruben David Aranda Leiva
 INGENIERO CIVIL - RNP N° 16323
 Especialista en Ensayos y Control de Calidad



Dirección: Jr. Simón Bolívar N°1430 - Huaraz
 Ref. Antes de la Escuela de Posgrado de la UNASAM
 Sucursal: Av. Chacra Cerro 137D - Comas - Lima - Lima
 Celular: 991 880 796 / Correo: rubenmathlab@gmail.com



Imagen 12. Ensayos de resistencia con esclerómetro en las vigas de las Torres de la Iglesia.



MATHLAB

INGENIERIA SISMORRESISTENTE E.I.R.L.

Servicios en: Ingeniería Estructural, Ingeniería Sismorresistente, Ingeniería Geotécnica, Gestión de Riesgo, Laboratorio Geotécnico, Ensayo de Materiales, Control de Calidad en Obras Civiles, Supervisión de Obras Civiles

RUC: 20606746050 Proveedor de Bienes y Servicios - RNP - OSCE

Marca de Servicio Registrada por INDECOPI N° 00133638

Mathlab Ingeniería Sismorresistente E.I.R.L. Dispone de un Sistema de Gestión: ISO 9001 e ISO 45001

INFORME N° EE-001-MATHLAB-2023
**ENSAYOS DE RESISTENCIA DE CONCRETO
 CON ESCLEROMETRO**
 Norma ASTM C-805

SOLICITA : BACH. GOÑI BRITO MIGUEL ANGEL

OBRA : "EL RIESGO SISMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021".

FECHA : 18/01/2023



Nota: - Equipo Utilizado: Esclerómetro - Marca Metrotest
 Modelo N° MC-154 - Serie N° 209

- Los elementos estructurales donde se realiza el ensayo han sido ubicados por el solicitante o responsables de la obra.
- El ensayo de esclerometría es un ensayo no destructivo estandarizado por la norma ASTM C-805.
- La interpretación de los datos es responsabilidad de los encargados de la obra o proyecto.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Diámetro del disparo	Dirección del disparo	Días de Vencido C'	Fecha de Prueba	N° de Disparos					Promedio ± 4.5	Valor Asociado del Diseño	Resistencia Resultante, N/mm²		Resistencia Resultante, Fc		Resistencia Promedio, Fc	
					L1	L2	L3	L4	L5			MIN N/mm²	MAX N/mm²	MIN Kg/cm²	MAX Kg/cm²		
1 VIGA 12/NAVE DE IGLESIA	210	→	> 28 días	18/01/2023	24	25	26	26	27	25.2	20.7	21	12	MIN N/mm²	122.4	MIN Kg/cm²	194
					15	17	18	18	19				26	MAX N/mm²	265.1	MAX Kg/cm²	
					28	24	24	26	24	24.9	20.4	10	MIN N/mm²	102	MIN Kg/cm²		
					24	25	25	24	26							24	

- Notas: - El ensayo de esclerometría fue realizado en presencia de del solicitante, quien ubico las estructuras para su evaluación.
 - El ensayo de esclerometría nos brinda un resultado relativo de la resistencia del concreto endurecido para mayor precisión se recomienda utilizar un ensayo destructivo u otro ensayo en concreto endurecido.

EQUIPO UTILIZADO:

- Esclerómetro - Marca Metrotest Modelo N° MC-154-Serie N° 209 - CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN: CA-D-001-2023



Sc. Ing. Ruben Darío Aranda Leiva
 INGENIERO CIVIL - RNP N° 162938
 Especialista en Ensayos y Control de Calidad



Dirección: Jr. Simón Bolívar N° 1430 - Huaraz
 Ref. Antes de la Escuela de Posgrado de la UNASAM
 Sucursal: Av. Chacra Cerro 137D - Comas - Lima - Lima
 Celular: 991 800 796 / Correo: rubenmathlab@gmail.com



Imagen 13. Ensayos de resistencia con esclerómetro en las vigas de la Nave de la Iglesia



MATHLAB

INGENIERIA SISMORRESISTENTE E.I.R.L.

Servicios en: Ingeniería Estructural, Ingeniería Sismorresistente, Ingeniería Geotécnica, Gestión de Riesgo, Laboratorio Geotécnico, Ensayo de Materiales, Control de Calidad en Obras Civiles, Supervisión de Obras Civiles
 RUC: 20606746050 Proveedor de Bienes y Servicios - RNP - OSCE
 Marca de Servicio Registrada por INDECOPI N° 00133638
 Mathlab Ingeniería Sismorresistente E.I.R.L. Dispone de un Sistema de Gestión: ISO 9001 e ISO 45001

INFORME N° EE-003-MATHLAB-2023
ENSAYOS DE RESISTENCIA DE CONCRETO
CON ESCLEROMETRO
 Norma ASTM C-805

SOLICITA : BACH. GOÑI BRITO MIGUEL ANGEL

OBRA : "EL RIESGO SISMICO EN LA IGLESIA DEL SEÑOR DE LA SOLEDAD DE LA CIUDAD DE HUARAZ, 2021".

FECHA : 18/01/2023



- Notas: - Equipo Utilizado: Esclerómetro - Marca Metrotest
 Modelo N° MC-154 - Serie N° 209
- Los elementos estructurales donde se realizaron el ensayo han sido ubicados por el solicitante o responsables de la obra.
 - El ensayo de esclerometría es un ensayo no destructivo estandarizado por la norma ASTM C-805.
 - La interpretación de los datos es responsabilidad de los encargados de la obra o proyecto.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Diámetro kg/cm²	Dirección del disparo	Días de Vaciado C°	Fecha de Pruebas	N° de Disparos				Promedio	Desviación ± 4.5	Valor Acumulado del Ensayo	Resistencia Resultante, N/mm²		Resistencia Resultante, Kg/cm²		Resistencia Promedio, Kg/cm²	
					L1	L2	L3	L4				L5	L6	MIN N/mm²	MAX N/mm²		MIN Kg/cm²
1 COLUMNA 14 / NAVE DE IGLESIA	210	→	> 30 días	18/01/2023	L1	L2	L3	L4	L5	27.5	23	23	14	MIN N/mm²	142.8	MIN Kg/cm²	214
					L6	L7	L8	L9	L10								
					20	28	28	28	28								
2 COLUMNA 17 / NAVE DE IGLESIA	210	→	> 30 días	18/01/2023	L1	L2	L3	L4	L5	25.6	21.1	21	12	MIN N/mm²	122.4	MIN Kg/cm²	194
					L6	L7	L8	L9	L10								
					20	20	26	26	26								

- Notas: - El ensayo de esclerometría fue realizado en presencia de del solicitante, quien ubicó las estructuras para su evaluación.
 - El ensayo de esclerometría nos brinda un resultado relativo de la resistencia del concreto endurecido para mayor precisión se recomienda utilizar un ensayo destructivo u otro ensayo en concreto endurecido.

EQUIPO UTILIZADO:

- Esclerómetro - Marca Metrotest Modelo N° MC-154 Serie N° 209 - CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN: CA-D-001-2023



MSc. Ing. Rubén Aranda Leiva
 INGENIERO CIVIL - RNP CIP N° 160339
 Especialista en Ensayos y Control de Calidad



Dirección: Jr. Simón Bolívar N°1430 - Huaraz
 Ref. Antes de la Escuela de Posgrado de la UNASAM
 Sucursal: Av. Chacra Cerro 137D - Comas - Lima - Lima
 Celular: 991 800 796 / Correo: rubenmathlab@gmail.com



Imagen 14. Ensayos de resistencia con esclerómetro en las columnas de la Nave de la Iglesia

ANEXO 8: PANEL FOTOGRÁFICO

Fotografía N°01 Levantamiento Topográfico al frente de la Iglesia.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°02 Levantamiento Topográfico al lateral izquierdo de la iglesia



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°03 Levantamiento Topográfico lateral derecho de la iglesia.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°04 Levantamiento Topográfico a la cobertura de la Iglesia.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°05 Levantamiento Topográfico en el interior de la nave de la Iglesia.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°06 Verificación de medidas con flexómetro en el interior de la nave



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°07 Levantamiento Topográfico con flexómetro en el interior de las torres.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°08 Levantamiento Topográfico con flexómetro en el interior de las torres.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°09 Levantamiento Topográfico en el interior del campanario de la Iglesia.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°10 Verificación con flexómetro en el exterior de las torres de la Iglesia.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°11 Levantamiento Topográfico en el interior de las torres de la Iglesia.



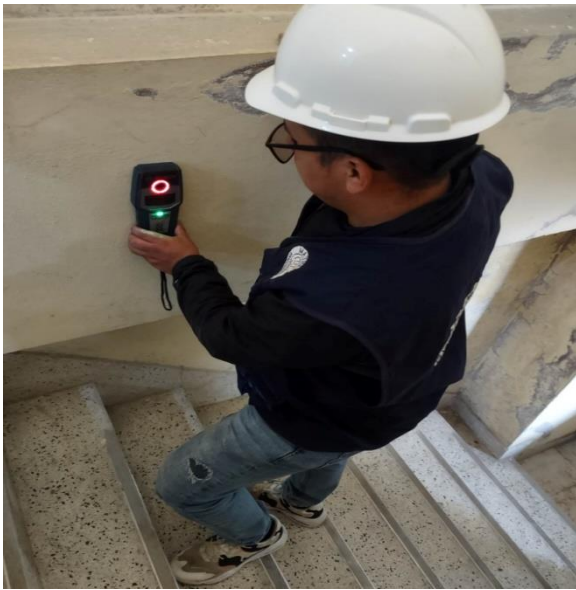
Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°12 Levantamiento Topográfico en el interior de la cobertura en la nave de la Iglesia.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°13 ubicación de acero con escaner en las Torres de la Iglesia.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°14 Extracción de núcleo de concreto en las columnas .



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°15 Extracción de núcleo de concreto en las columnas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°16 Extracción de núcleo de concreto en las vigas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°17 Extracción de núcleo de concreto en las vigas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°18 Extracción de núcleo de concreto en las columnas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°19 Equipo de esclerometría.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°20 Equipo de esclerometría.



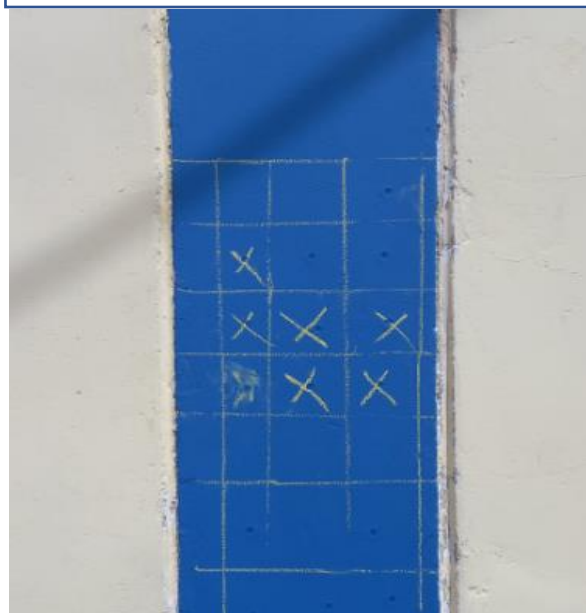
Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°21 Equipo de esclerometría.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°22 Trazo de 10 puntos para ejecutar los disparos de esclerometría.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°23 Ejecución de los disparos de esclerometría en columnas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°24 Ejecución de los disparos de esclerometría en vigas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°25 Ejecución de los disparos de esclerometría en vigas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°26 Ejecución de los disparos de esclerometría en vigas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°27 Ejecución de los disparos de esclerometría en columnas.



Fuente: Recopilación de visitas.

Fotografía N°28 Lectura de resultados en el esclerómetro.



Fuente: Recopilación de visitas.

ANEXO 9: PLANOS

A-01: ELEVACIÓN FRONTAL

A-02: ELEVACIÓN POSTERIOR

A-03: ELEVACIÓN LATERAL DERECHO

A-04: ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDO

A-05: COBERTURA GENERAL EN PLANTA

A-06: NIVEL 1 Y 2 EN PLANTA

A-07: NIVEL 3 Y 4 EN PLANTA

A-08: NIVEL 5 Y 6 EN PLANTA

A-09: NIVEL 7 Y 8 EN PLANTA

A-10: CORTE LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE LA TORRE

A-11: NIVEL 1 DE LA NAVE DE LA IGLESIA EN PLANTA

A-12: NIVEL 2 DE LA NAVE DE LA IGLESIA EN PLANTA

A-13: CORTE LONGITUDINAL DE LA NAVE DE LA IGLESIA

A-14: CORTE LONGITUDINAL DE LA NAVE DE LA IGLESIA

A-15: CORTE TRANSVERSAL DE LA NAVE DE LA IGLESIA

A-16: CORTE TRANSVERSAL DE LA NAVE DE LA IGLESIA

A-17: CORTE TRANSVERSAL DE LA NAVE DE LA IGLESIA

A-18: CORTE TRANSVERSAL DE LA NAVE DE LA IGLESIA