

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE  
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA  
CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA  
DE PUNO”**

**TESIS**

**PRESENTADO POR:**

**MAYCOOL YONNATHAN QUISPE TITO**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PUNO – PERÚ**

**2017**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS:**

**“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO  
ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA “CRISTO POBRE” DE LA  
BENEFICENCIA DE PUNO”**

PRESENTADO POR EL BACHILLER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CIVIL: **MAYCOOL YONNATHAN QUISPE TITO**, A LA DIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE: **INGENIERO CIVIL.**

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 04 DE ENERO DEL 2017

APROBADO POR:

PRESIDENTE :

  
\_\_\_\_\_  
ING. NESTOR LEODAN SUCA SUCA

PRIMER MIEMBRO :

  
\_\_\_\_\_  
ING. NICOLÁS LUZA FLORES

SEGUNDO MIEMBRO :

  
\_\_\_\_\_  
ING. JOSE LUIS CUTIPA ARAPA

DIRECTOR DE TESIS :

  
\_\_\_\_\_  
ING. TEOFILO YASMANI VITULAS QUILLE

**Área:** Estructuras.

**Tema:** Reparación y rehabilitación de estructuras.

**Línea de investigación:** Reparación y rehabilitación estructural del patrimonio histórico.

## DEDICATORIA

### *A mis padres*

*Para lo más preciado que tengo, los pilares que dan soporte a mi vida, siempre mi cariño inagotable. En recompensa a los esfuerzos y sacrificios mutuos que a favor de esta causa hemos hecho. Que la satisfacción después de tanto tiempo sea para ustedes tanto como lo es para mí.*

*A todos y cada uno, mi logro es de ustedes.*

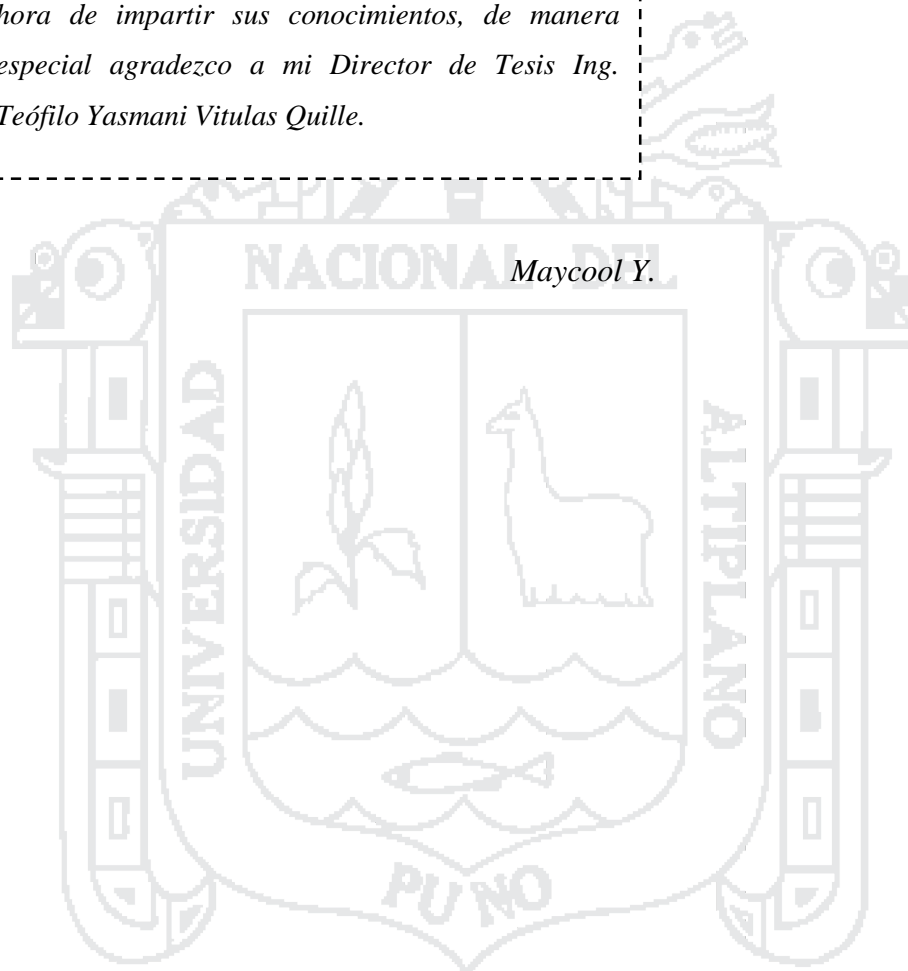
*Maycool Y.*





## AGRADECIMIENTO

*Agradezco a Dios por hacerme parte de una gran familia de la que he recibido incondicional apoyo durante todos estos años. Además un fuerte y profundo agradecimiento y reconocimiento a cada uno de mis maestros por su labor desinteresada a la hora de impartir sus conocimientos, de manera especial agradezco a mi Director de Tesis Ing. Teófilo Yasmani Vitulas Quille.*



## ÍNDICE

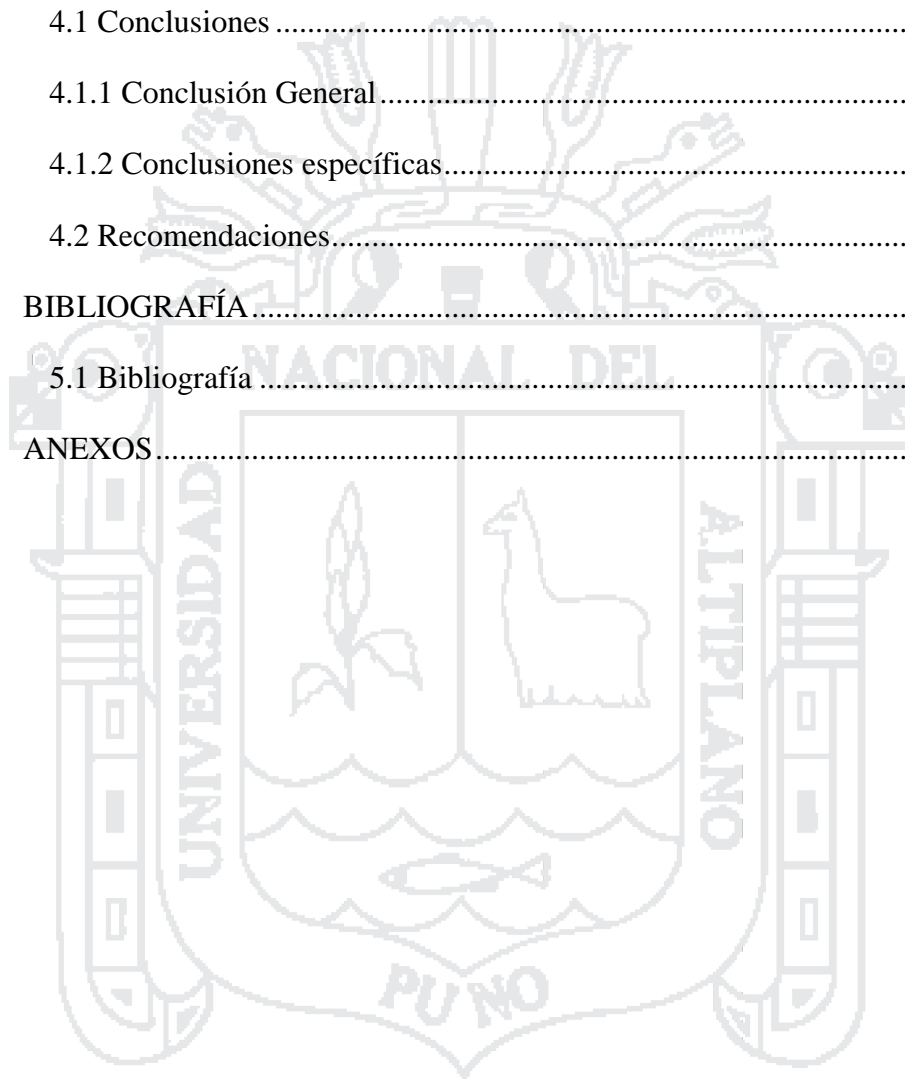
RESUMEN .....	18
ABSTRACT .....	19
INTRODUCCIÓN.....	20
CAPÍTULO I .....	22
EL PROBLEMA .....	22
1.1 Planteamiento del problema.....	22
1.1.1 Formulación del problema .....	22
1.1.2 Pregunta general.....	23
1.1.3 Preguntas específicas .....	23
1.2 Justificación.....	24
1.3 Objetivos .....	24
1.3.1 Objetivo general.....	24
1.3.2 Objetivos específicos .....	24
1.4 Alcance de la investigación.....	24
1.5 Metodología de la investigación .....	25
1.5.1 Tipo de Investigación.....	25
1.5.2 Diseño de Investigación .....	25
1.5.3 Método de Investigación.....	25
CAPÍTULO II.....	26
MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL.....	26
2.1 Antecedentes .....	26
2.1.1 Antecedentes conceptuales.....	26
2.1.2 Antecedentes del problema .....	26
2.1.3 Antecedentes bibliográficos .....	27
2.2 Marco Legal y/o Normativo.....	29

2.2.1 Leyes .....	29
2.2.2 Normas .....	30
2.2.3 Otros .....	31
2.3 Bases Teóricas.....	33
2.3.1 Importancia de las estructuras históricas.....	33
2.3.2 Materiales utilizados en monumentos históricos .....	33
2.3.2.1 Piedra .....	33
2.3.2.2 Adobe .....	34
2.3.2.3 Morteros .....	36
2.3.2.4 Madera.....	39
2.3.3 Sistema estructural en monumentos históricos .....	40
2.3.3.1 Sistema estructural del adobe.....	40
2.3.3.2 Sistema estructural de la madera.....	44
2.3.4 Elementos estructurales básicos de los monumentos históricos .....	51
2.3.4.1 Cimentación .....	51
2.3.4.2 Muros .....	52
2.3.4.3 Techos .....	53
2.3.4.4 Mampostería.....	56
2.3.4.4.1 La mampostería en estructuras históricas .....	56
2.3.4.4.2 Materiales de la mampostería .....	57
2.3.5 Evaluación y diagnóstico de un monumento histórico .....	58
2.3.5.1 Inspección y levantamiento.....	60
2.3.5.2 Determinación de las características mecánicas .....	60
2.3.5.3 Daños existentes en monumentos históricos.....	61
2.3.5.3.1 Daños físicos .....	61
2.3.5.3.2 Daños mecánicos.....	62

2.3.5.3.3 Daños químicos .....	64
2.3.5.4 Daños estructurales en monumentos históricos .....	66
2.3.5.4.1 Fallas en construcciones de adobe .....	66
2.3.5.4.2 Fallas en madera.....	70
2.3.6 Análisis estructural.....	71
2.3.6.1 Tipos de análisis.....	72
2.3.6.2 Métodos de análisis.....	73
2.3.6.3 Modelado del comportamiento mecánico de la mampostería.....	74
2.3.6.4 Programa empleado.....	75
2.3.7 Seguridad sísmica.....	80
2.3.8 Reforzamiento estructural en muros de adobe .....	82
2.3.8.1 Compatibilidad del adobe con otros materiales usados en reforzamiento .....	83
2.3.8.2 Alternativas de reforzamiento .....	84
2.3.9 Reforzamiento estructural en madera.....	89
CAPÍTULO III.....	92
INGENIERÍA DEL PROYECTO .....	92
3.1 Información general .....	92
3.1.1 Ubicación .....	92
3.1.2 Condición de la capilla.....	94
3.1.3 Entorno urbano.....	94
3.1.4 Antigüedad .....	94
3.1.5 Descripción de la capilla .....	94
3.1.6 Estudios previos de la capilla.....	100
3.2 Estudios básicos de ingeniería .....	102
3.2.1 Levantamiento estructural – geometría.....	102

3.2.2 Diagnóstico de daños .....	104
3.2.3 Evaluación del estado de los materiales.....	108
3.2.4 Descripción estructural.....	111
3.2.4.1 Fundaciones .....	111
3.2.4.2 Muros .....	112
3.2.4.3 Columnas .....	113
3.2.4.4 Contrafuertes .....	113
3.2.4.5 Estructura del techo.....	114
3.3 Análisis estructural.....	115
3.3.1 Modelamiento estructural .....	115
3.3.1.1 Geometría.....	115
3.3.1.2 Apoyo.....	116
3.3.2 Análisis de cargas.....	117
3.3.2.1 Carga muerta .....	117
3.3.2.2 Carga viva .....	117
3.3.2.3 Carga de viento .....	118
3.3.2.4 Carga sísmica .....	118
3.3.3 Propiedad de los materiales adoptados .....	123
3.3.4. Hipótesis de carga .....	125
3.3.5 Respuestas estructurales.....	126
3.3.5.1 Resultados del análisis .....	127
3.3.5.2 Modelamiento tridimensional .....	133
3.4 Propuesta de intervención estructural .....	145
3.4.1 Propuesta de reforzamiento.....	145
3.4.1.1 Refuerzo con viga collar de madera externa.....	146
3.4.1.2 Refuerzo con llaves de madera en esquinas.....	147

3.4.1.3 Reconstrucción de los muros de adobe .....	149
3.4.1.4 Refuerzo con contrafuertes .....	150
3.4.1.5 Resultados del análisis sin refuerzo y con refuerzo .....	151
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	156
4.1 Conclusiones .....	156
4.1.1 Conclusión General.....	156
4.1.2 Conclusiones específicas.....	156
4.2 Recomendaciones.....	160
BIBLIOGRAFÍA .....	161
5.1 Bibliografía .....	161
ANEXOS .....	165



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Propiedades de la mampostería de piedra.....	34
Tabla 2.2. Densidad básica de la madera.....	45
Tabla 2.3. Módulo de elasticidad de la madera.....	46
Tabla 2.4. Esfuerzos admisibles de la madera.....	46
Tabla 2.5. Propiedades mecánicas de la mampostería.....	58
Tabla 3.1. Resultados de caracterización física para adobe y mortero de pega.....	110
Tabla 3.2. Resultados de caracterización mecánica para adobe.....	111
Tabla 3.3. Resumen de metrado de carga muerta por gravedad.....	117
Tabla 3.4. Resumen de metrado de carga viva.....	118
Tabla 3.5. Resumen de parámetros y requisitos generales.....	121
Tabla 3.6. Valores de Sa para cada periodo.....	122
Tabla 3.7. Propiedades mecánicas de los materiales usados en el modelo analítico....	123
Tabla 3.8. Combinación de carga para estados límites de servicio.....	126
Tabla 3.9. Frecuencia y periodos de vibración de la estructura.....	128
Tabla 3.10. Esfuerzos en elementos tipo Shell.....	128
Tabla 3.11. Reacciones máximas y mínimas del punto más crítico en la estructura para las diferentes combinaciones.....	132
Tabla 4.1. Resumen de resultados de la caracterización física para adobe y mortero de pega.....	156
Tabla 4.2. Resumen de resultados de la caracterización mecánica para adobe.....	157
Tabla 4.3. Resumen de esfuerzos en elementos tipo Shell.....	158
Tabla 4.4. Resumen de deformaciones lineales y angulares del punto más crítico.....	158
Tabla 4.5. Resumen de reacciones máximas y mínimas del punto más crítico.....	159



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Diagrama del proceso de fabricación del adobe (Rivera, 2012). .....	35
Figura 2.2. Madera de construcción estructural (JUNAC, PADT REFORT, 1984). .....	39
Figura 2.3. Isometría, elementos constructivos básicos (Caballero & Samayoa, 2010). 41	
Figura 2.4. Sección transversal tipo (Caballero & Samayoa, 2010). .....	42
Figura 2.5. Fuerzas actuantes en los muros. a) Carga axial, b) Empuje de la bóveda, c) Empuje de la bóveda que se transmiten en el plano del contrafuerte (Meli, 1998). .....	43
Figura 2.6. Direcciones ortogonales a la madera (JUNAC, PADT REFORT, 1984). ...	48
Figura 2.7. Curva típica Carga – Deformación de un material ( <a href="http://www.scielo.br/scielo.php">http://www.scielo.br/scielo.php</a> ). .....	48
Figura 2.8. Curvas esfuerzo deformación para maderas (JUNAC, PADT REFORT, 1984). .....	49
Figura 2.9. Esquema del sistema estructural de la cimentación (Norma Técnica E-080 Adobe). .....	52
Figura 2.10. Esquema de arco apuntado. ....	54
Figura 2.11. Diferentes tipos de cubiertas de acuerdo a la combinación de bóvedas y cúpulas (Heyman, 2005). .....	55
Figura 2.12. Esquema de bóveda de cañón apuntada. ....	55
Figura 2.13. Esquema de una bóveda de lunetos y su forma de transmitir las cargas (Guevara, 1993). .....	56
Figura 2.14. Diferentes tipos de mampostería presentes en las iglesias (Meli, 1998). ....	57
Figura 2.15. Mecanismo de falla tipo I (AIS, FOREC, 2005). .....	67
Figura 2.16. Mecanismo de falla tipo II (AIS, FOREC, 2005). .....	68
Figura 2.17. Mecanismo de falla tipo III-a (AIS, FOREC, 2005). .....	68
Figura 2.18. Mecanismo de falla tipo III-b (AIS, FOREC, 2005). .....	68
Figura 2.19. Mecanismo de falla tipo IV (AIS, FOREC, 2005). .....	69
Figura 2.20. Mecanismo de falla tipo V (AIS, FOREC, 2005). .....	69

Figura 2.21. Mecanismo de falla tipo VI (AIS, FOREC, 2005).....	69
Figura 2.22. Mecanismo de falla tipo VII (AIS, FOREC, 2005).....	70
Figura 2.23. Esquema de discretización (Carnero, 2010).....	74
Figura 2.24. Estrategias para la modelación de estructuras de mampostería: (a) micromodelado detallado, (b) micromodelado simplificado, (c) macromodelado (Lourenço, 1998). ....	75
Figura 2.25. Definición del elemento placa cuadrilátero (Lavado & Granados, 2012)..	76
Figura 2.26. Definición del elemento placa triangular (Lavado & Granados, 2012). ....	76
Figura 2.27. Elemento placa (Herrera, 2012). ....	77
Figura 2.28. Elemento membrana (Herrera, 2012).....	77
Figura 2.29. Fuerzas internas y estado tensional del elemento placa (Lavado & Granados, 2012).....	78
Figura 2.30. Esquema del elemento frame (Herrera, 2012).....	79
Figura 2.31. Se ha liberado transmisión de momento en el nodo J de la diagonal (Herrera, 2012). ....	79
Figura 2.32. Representación de las fuerzas y momentos internos del elemento barra (Herrera, 2012).....	80
Figura 2.33. Viga collar de madera (Vargas, et al., 2007).....	85
Figura 2.34. Detalle exterior de viga collar (Kuroiwa, 2004).....	86
Figura 2.35. Detalle de elementos de madera confinante (PADT-REFORT, 1984). ....	86
Figura 2.36. Detalle falla por cumbrera (CERESIS-PUCP, 1997).....	87
Figura 2.37. Detalle refuerzo con listón de madera (CERESIS-PUCP, 1997).....	87
Figura 2.38. Refuerzo con geomalla (Koerner, 2005) .....	88
Figura 2.39. Fabricación de la geomalla a extrusión (Koerner, 2005) .....	88
Figura 2.40. Izquierda: Refuerzo con tirantes y amarres que atraviesan un muro de adobe. Derecha: Refuerzo con varillas verticales insertadas en el centro de un muro de adobe (Esquivel, 2009).....	89
Figura 2.41. Reforzamiento estructural a partir de piezas de madera (Enríquez, 2014). 90	

Figura 2.42. Reforzamiento estructural mediante perfil metálico (Enríquez, 2014). ....	91
Figura 2.43. Reforzamiento estructural mediante fibras de carbono (Enríquez, 2014)..	91
Figura 3.1. Mapa de ubicación política del proyecto (INEI Censos Nacionales 2007)..	93
Figura 3.2. Localización del proyecto (www.google_earth agosto del 2016).....	93
Figura 3.3. Vista tipología arquitectónica de la Capilla Cristo Pobre. ....	95
Figura 3.4. Vista en planta de la Capilla Cristo Pobre.....	96
Figura 3.5. Vista nave de la Capilla Cristo Pobre.....	97
Figura 3.6. Vista fachada de la Capilla Cristo Pobre.....	98
Figura 3.7. Vista elevación lado del evangelio de la Capilla Cristo Pobre.....	99
Figura 3.8. Vista elevación lado de la epístola de la Capilla Cristo Pobre.....	99
Figura 3.9. Vista elevación lado posterior de la Capilla Cristo Pobre.....	100
Figura 3.10. Vista intervención de emergencia de la Capilla Cristo Pobre.....	101
Figura 3.11. Planta arquitectónica Principal de la Capilla.....	102
Figura 3.12. Elevación lateral de la Capilla.....	102
Figura 3.13. Corte longitudinal de la Capilla.....	103
Figura 3.14. Cortes transversales de la Capilla.....	103
Figura 3.15. Elevaciones principal y posterior de la Capilla.....	104
Figura 3.16. Daños visibles lado este de la Capilla, según trabajos de campo.....	105
Figura 3.17. Daños visibles del muro lado este de la Capilla.....	105
Figura 3.18. Daños visibles lado oeste de la Capilla, según trabajos de campo.....	106
Figura 3.19. Daños visibles lado norte de la Capilla, según trabajos de campo.....	106
Figura 3.20. Falla por empuje de muros apuntalados.....	107
Figura 3.21. Daños visibles lado sur de la Capilla, según trabajos de campo.....	107
Figura 3.22. Daños visibles cobertura de la Capilla, según trabajos de campo.....	108
Figura 3.23. Caracterización física de adobes y mortero de pega - a.....	109
Figura 3.24. Caracterización física de adobes y mortero de pega – b.....	109

Figura 3.25. Caracterización mecánica – Ensayo de compresión sobre adobes.....	110
Figura 3.26. Esquema de cimentación de la capilla.....	112
Figura 3.27. Esquema de sobrecimiento de la capilla.....	112
Figura 3.28. Esquema muro de adobe de la capilla. ....	113
Figura 3.29. Vista fotográfica de los contrafuertes.....	114
Figura 3.30. Esquema del arco ojival o apuntado del techo de la capilla. ....	114
Figura 3.31. Geometría del modelo elementos tipo Shell de muros, en elementos finitos. .....	116
Figura 3.32. Geometría del modelo elementos tipo Frame de cobertura.....	116
Figura 3.33. Zonas sísmicas del Perú (Norma técnica E-030 Diseño Sismorresistente). .....	119
Figura 3.34. Espectro de respuesta de Pseudo aceleración.....	122
Figura 3.35. Perfil estratigráfico (anexo: estudio de mecánica de suelos). ....	125
Figura 3.36. Esquema de interpretación en esfuerzos normales (Vitulas, 2015).....	127
Figura 3.37. Esquema de interpretación en momentos flexionantes (Vitulas, 2015)...	127
Figura 3.38. Deformación máxima en la combinación 1 (D).....	129
Figura 3.39. Deformación máxima en la combinación 2 (D + L). ....	130
Figura 3.40. Deformación máxima en la combinación 3,4 ( $D \pm 0.70S_x$ ).....	130
Figura 3.41. Deformación máxima en la combinación 5,6 ( $D \pm 0.70S_y$ ).....	130
Figura 3.42. Deformación máxima en la combinación 7,8 ( $0.75D + 0.75L \pm 0.525S_x$ ). .....	131
Figura 3.43. Deformación máxima en la combinación 9,10 ( $0.75D + 0.75L \pm 0.525S_y$ ). .....	131
Figura 3.44. Reacciones en la base de la estructura del punto más crítico. ....	132
Figura 3.45. Diagrama de esfuerzo $S_{11}$ (direcciones 1 vertical) [ $\text{kg}/\text{cm}^2$ ]. ....	133
Figura 3.46. Diagrama de esfuerzo $S_{22}$ (direcciones 2 horizontal) [ $\text{kg}/\text{cm}^2$ ]. ....	133
Figura 3.47. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical) [ $\text{kg-cm}/\text{cm}$ ]. ...	134

Figura 3.48. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal) [kg-cm/cm].  
..... 134

Figura 3.49. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, 3D [Kg/cm<sup>2</sup>]...... 135

Figura 3.50. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, elevación frontal [Kg/cm<sup>2</sup>]...... 135

Figura 3.51. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, elevación posterior [Kg/cm<sup>2</sup>]...... 136

Figura 3.52. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, elevación lateral [Kg/cm<sup>2</sup>].  
..... 136

Figura 3.53. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, 3D [Kg/cm<sup>2</sup>]...... 137

Figura 3.54. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, elevación frontal [Kg/cm<sup>2</sup>]...... 137

Figura 3.55. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, elevación posterior [Kg/cm<sup>2</sup>]...... 137

Figura 3.56. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, elevación lateral [Kg/cm<sup>2</sup>].  
..... 138

Figura 3.57. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), 3D [kg-cm/cm].  
..... 138

Figura 3.58. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), elevación frontal [kg-cm/cm]...... 138

Figura 3.59. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), elevación posterior [kg-cm/cm]...... 139

Figura 3.60. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), elevación lateral [kg-cm/cm]...... 139

Figura 3.61. Diagrama de falla por flexión en los muros. .... 139

Figura 3.62. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), 3D [kg-cm/cm].  
..... 140

Figura 3.63. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), elevación frontal [kg-cm/cm]...... 140

Figura 3.64. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), elevación posterior [kg-cm/cm]. .....	140
Figura 3.65. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), elevación lateral [kg-cm/cm].....	141
Figura 3.66. Diagrama de falla por flexión en los muros en forma horizontal.....	141
Figura 3.67. Grietas formadas a causa de esfuerzos a flexión en muro lateral.....	142
Figura 3.68. Grietas formadas a causa de esfuerzos a flexión en muro posterior. ....	142
Figura 3.69. Grietas formadas a causa de esfuerzos a flexión en muro frontal. ....	142
Figura 3.70. Diagrama de esfuerzo $S_{11}$ en combinación crítica, de la cobertura [Kg/cm <sup>2</sup> ]. .....	143
Figura 3.71. Diagrama de esfuerzo $S_{22}$ en combinación crítica, de la cobertura [Kg/cm <sup>2</sup> ]. .....	143
Figura 3.72. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), cobertura [kg-cm/cm]. .....	144
Figura 3.73. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), cobertura [kg-cm/cm]. .....	144
Figura 3.74. Esfuerzo de flexión en la cobertura y generación de alabeo. ....	145
Figura 3.75. Ubicación de la viga collar de madera externa.....	147
Figura 3.76. Ubicación del refuerzo viga collar en el modelo estructural.....	147
Figura 3.77. Ubicación de las llaves de madera. ....	148
Figura 3.78. Ubicación del refuerzo llaves de madera en el modelo estructural. ....	148
Figura 3.79. Ubicación de los muros a reconstruir. ....	149
Figura 3.80. Sustitución de piezas en reconstrucción de muros. ....	150
Figura 3.81. Ubicación del refuerzo con contrafuertes.....	150
Figura 3.82. Ubicación del refuerzo con contrafuertes en el modelo estructural. ....	151
Figura 3.83. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), sin refuerzo...	152
Figura 3.84. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), con refuerzo..	152

Figura 3.85. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), con refuerzo elevación frontal. .... 152

Figura 3.86. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), con refuerzo elevación lateral. .... 153

Figura 3.87. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), sin refuerzo. .... 153

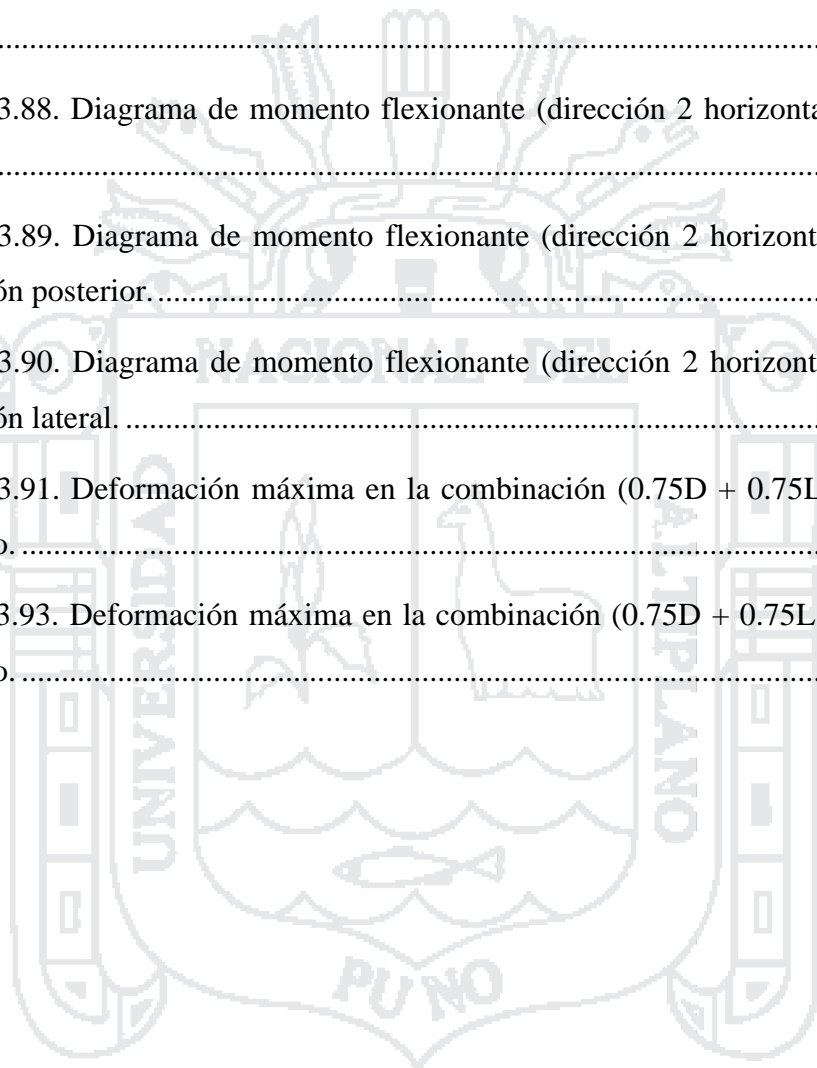
Figura 3.88. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), con refuerzo. .... 153

Figura 3.89. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), con refuerzo elevación posterior. .... 154

Figura 3.90. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), con refuerzo elevación lateral. .... 154

Figura 3.91. Deformación máxima en la combinación  $(0.75D + 0.75L \pm 0.525Sy)$ , sin refuerzo. .... 155

Figura 3.93. Deformación máxima en la combinación  $(0.75D + 0.75L \pm 0.525Sy)$ , con refuerzo. .... 155





## RESUMEN

Este trabajo nace a partir de una inquietud sobre la conservación de nuestras construcciones históricas que representan parte de nuestra identidad. Que tiene como objetivo la evaluación del estado actual y el planteamiento de una propuesta de reforzamiento estructural, de la Capilla “Cristo Pobre”. Estas estructuras históricas son construcciones que podemos ver en casi todos los países y ciudades. Son elementos y símbolos tangibles, importantes de la historia de un pueblo, donde queda la huella de la serie de eventos que constituyen la memoria de nuestro pasado, ya que se logra un reencuentro con las sociedades de las cuales somos originarios.

Para ello se estudia el comportamiento de los materiales empleados, obteniendo resultados de las propiedades y su caracterización física y mecánica de los adobes, las cuales son imprescindibles para el conocimiento del adobe como material estructural. En el sistema estructural de la Capilla se identificaron los daños que presenta el mismo, donde se verificó el alineamiento de las columnas, muros y la presencia de agrietamientos, fisuras y desplazamientos visibles.

En segundo lugar se analiza el comportamiento de las construcciones de adobe ante sollicitaciones sísmicas y las fallas típicas que se presentan en ellas. Se evalúan las fallas detectadas en la edificación que permitirán reproducir numéricamente el estado real de la estructura y realizar un diagnóstico estructural identificando las zonas de mayor vulnerabilidad ante desplomes o colapsos de la estructura.

Luego se plantea una propuesta de refuerzo estructural, cuyo grado de intervención se define de acuerdo a los esfuerzos de diseño de los elementos resistentes con el uso de programas de cómputo en este caso el programa SAP2000, cuya importancia del estudio reside en la necesidad de plantear el reforzamiento estructural de la Capilla.

De los resultados de la investigación se encuentra que los refuerzos planteados con elementos de madera y contrafuertes representan una alternativa viable por cuanto proporcionan continuidad estructural, previenen inestabilidad y que estas construcciones se mantengan en equilibrio.

**Palabras clave:** Adobe, evaluación estructural, reforzamiento.

## ABSTRACT

This work is born from a concern about the conservation of our historical constructions that represent part of our identity. Its objective is to evaluate the current status and the proposal for a structural reinforcement proposal of the "Cristo Pobre" Chapel. These historical structures are constructions that we can see in almost all countries and cities. They are tangible elements and symbols, important in the history of a people, where the imprint of the series of events that constitute the memory of our past remains, since it achieves a reunion with the societies of which we are original.

For this, the behavior of the materials used is studied, obtaining results of the properties and their physical and mechanical characterization of the adobes, which are essential for the knowledge of the adobe as a structural material. In the structural system of the chapel, the damage was identified, where the alignment of the columns, walls and the presence of cracks, fissures and visible displacements were verified.

Secondly, the behavior of the adobe constructions in response to seismic stresses and the typical faults presented in them are analyzed. Failures detected in the building are evaluated, which will allow the real state of the structure to be reproduced numerically and a structural diagnosis can be made by identifying the areas of greatest vulnerability to collapse or collapse of the structure.

Then a proposal of structural reinforcement is proposed, whose degree of intervention is defined according to the efforts of design of the resistant elements with the use of computer programs in this case the program SAP2000, whose importance of the study resides in the necessity to raise the structural reinforcement of the Chapel.

From the results of the research it is found that the reinforcements posed with wood elements and buttresses represent a viable alternative because they provide structural continuity, prevent instability and that these constructions remain in balance.

**Key words:** Adobe, structural evaluation, reinforcement.

## INTRODUCCIÓN

La presente tesis desarrolla la evaluación y propuesta de reforzamiento estructural de la Capilla Cristo Pobre de la Beneficencia de Puno, siendo este un hecho arquitectónico muy importante dentro de la ciudad de Puno, por su contexto histórico y su valor cultural.

La preservación de esta construcción histórica implica un proceso de evaluación del estado actual de la estructura, para ello es necesario conocer información que permita establecer una metodología adecuada. La importancia de la evaluación estructural de los edificios históricos se fundamenta en la necesidad de conocer su comportamiento en condiciones de servicio así como en condiciones de falla. A partir de ello es posible establecer propuestas de reforzamiento estructural respecto a la estabilidad y la seguridad de la estructura.

En consecuencia el presente trabajo de investigación se ha estructurado de la siguiente forma:

*En el capítulo 1:* Se presenta el planteamiento de problema, caracterizándolo y delimitándolo en función a los alcances y efectos que el tema de investigación pretende establecer y su incidencia en la preservación de edificaciones históricas. Así mismo se define el problema de estudio, así como se precisa los objetivos que persigue la investigación.

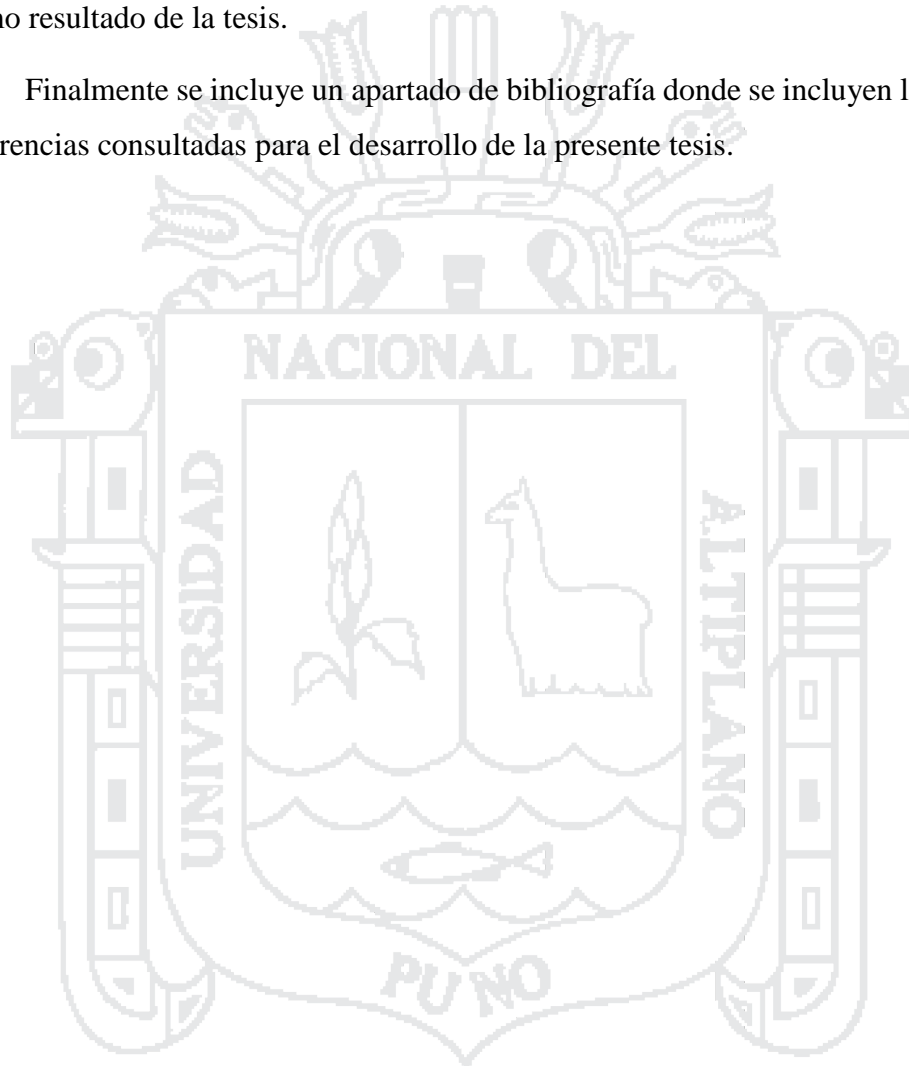
*En el capítulo 2:* Se expone el fundamento teórico de la investigación, partiendo desde los antecedentes, normatividad y las bases teóricas conceptuales respecto a la importancia de las estructuras históricas, los materiales utilizados, sistema estructural, elementos estructurales, evaluación, diagnóstico en los monumentos históricos, métodos de análisis utilizados para su evaluación estructural de la misma, y las alternativas de reforzamiento en construcciones de adobe.

*En el capítulo 3:* Se desarrolla la ingeniería de proyecto, donde se hace una descripción de la Capilla, de sus elementos arquitectónicos y de los sistemas estructurales. Se muestra una descripción de daños de la Capilla desde el punto de vista estructural que comprende agrietamientos, fisuramientos y desplazamientos en elementos estructurales, también se incluye el estudio de las propiedades físico mecánicas de los materiales empleados en la construcción de esta estructura histórica. Se establecen los criterios a considerar en la realización del modelo que representa la estructura en estudio, así como también se muestran las características estáticas de gravedad y dinámicas de la estructura

a través del análisis que permite identificar los mecanismos resistentes del edificio, predecir el comportamiento ante las sollicitaciones actuantes y de los resultados de la evaluación estructural, finalmente se plantea una propuesta de reforzamiento estructural para su conservación.

Por último se resumen las conclusiones y se proponen algunas recomendaciones, como resultado de la tesis.

Finalmente se incluye un apartado de bibliografía donde se incluyen las principales referencias consultadas para el desarrollo de la presente tesis.



## CAPÍTULO I

### EL PROBLEMA

---

#### 1.1 Planteamiento del problema

##### 1.1.1 Formulación del problema

Actualmente la arquitectura patrimonial en el país y en la región de Puno, asume el reto de la conservación de este patrimonio cultural de la humanidad, esta situación ha motivado realizar intervenciones estructurales en templos históricos.

Estas estructuras en su mayoría fueron hechas de mampostería considerando principalmente cargas por gravedad y enfocando de una manera secundaria otro tipo de solicitaciones como son los sismos, causales endógenas del mayor deterioro del monumento (Esquivel, 2009).

En particular este estudio se enfoca en la Capilla “Cristo Pobre” que se encuentra en estado de deterioro por causas del tiempo, factores climáticos diversos; lluvias, heladas; han ocasionado daños en las diferentes partes de la infraestructura en abandono y la falta de mantenimiento, han causado la acelerada degradación de la mampostería en tierra, evidenciando severos y avanzados procesos de deterioro, no estudiados hasta el momento.

El problema identificado es concordante a la situación actual en la que se encuentra la infraestructura del Templo, cuyos daños se deben básicamente al paso del tiempo, teniendo en cuenta que la infraestructura del Templo data de más 200 años de antigüedad (Ministerio de Cultura Puno, 2016), así como a la falta de mantenimiento, el templo presenta severos problemas de fisuras y grietas en los muros.

La arquitectura de estas construcciones no ha podido trasladarse intacta al nuevo mundo y mantenerse pura, es por estas razones que es necesario el estudio, la evaluación, análisis y el reforzamiento estructural de la Capilla “Cristo Pobre” de la Beneficencia de Puno. Pues esta edificación es única en su estilo y género en nuestra región a causa de su estado de deterioro se halla en serio riesgo de desaparecer.

El problema se hace mayor cuando hay daños y no se actúa oportuna y técnicamente con reparaciones o restauraciones de esta importancia, sin desmedro a la estética propia de cada monumento en su época (Caballero & Samayoa, 2010), entonces llega a la desaparición de muchas infraestructuras valiosas e importantes para la historia de nuestra región y el país.

Técnicamente, también se necesita disponer del recurso humano que domine los métodos y procesos de reparación estructural para cada caso en particular, basado en la experiencia que se disponga con una metodología apropiada para tal fin, ya que actualmente no se tiene sistematizada y está dispersa, hay muchas infraestructuras de épocas y estilos diferentes que son un tesoro cultural puneño donde varias están dañadas gravemente con el transcurrir de los años (Ministerio de Cultura Puno, 2016).

Estas consecuencias, conllevan a realizar una metodología para restaurar sistemas estructurales de los monumentos o edificaciones antiguas (según su propia estructuración, arquitectura y complejidad; así mismo, los graves daños) las cuales tienen gran valor cultural y que estén preparadas para soportar las condiciones naturales del intemperismo y sobre esfuerzos estructurales (Gálvez, 2009), y así, no pasen a formar parte de la historia.

### **1.1.2 Pregunta general**

- ❖ ¿El estudio del estado actual, permitirá plantear la propuesta de reforzamiento estructural, de la Capilla “Cristo Pobre” de la beneficencia de Puno?

### **1.1.3 Preguntas específicas**

- ❖ ¿Cuál será las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en la Capilla “Cristo Pobre”?
- ❖ ¿El análisis del sistema estructural de la Capilla “Cristo Pobre” permitirá identificar zonas vulnerables?
- ❖ ¿Cuál será el reforzamiento estructural adecuado para la restauración de la Capilla de adobe “Cristo Pobre”?

## 1.2 Justificación

La presente investigación, se basa en la necesidad de preservar el legado histórico que nuestros antepasados dejaron estampados en muchas edificaciones, de las cuales aún se conservan algunas, y para lo cual se ha escogido la Capilla “Cristo Pobre”, con características de estilo gótico (Ministerio de Cultura Puno, 2016).

La estructura de la Capilla “Cristo Pobre”, actualmente presenta severos daños y avanzado deterioro físico, principalmente en su sistema estructural. Además, no cuenta con investigaciones sobre el estudio de esta Capilla; ante este hecho despierta el interés de corregir el daño y frenar el deterioro, primeramente para dar seguridad a quienes continúan acudiendo a este sitio como lugar de culto, y para conservar este monumento que por su antigüedad proporciona identidad a la ciudad de Puno, de tal forma que el patrimonio histórico se conserve, en base a procedimientos y técnicas a utilizar y la aplicación de la ingeniería a este proceso.

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo general

- ❖ Realizar un estudio que evalué el estado actual y plantear una propuesta de reforzamiento estructural, de la Capilla “Cristo Pobre” de la beneficencia de Puno.

### 1.3.2 Objetivos específicos

- ❖ Evaluar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en la Capilla “Cristo Pobre”.
- ❖ Analizar el sistema estructural para identificar zonas vulnerables de la estructura de la Capilla “Cristo Pobre”.
- ❖ Plantear el refuerzo estructural para la restauración de la Capilla de adobe “Cristo Pobre”.

## 1.4 Alcance de la investigación

La delimitación temática del presente trabajo de investigación de tesis, está limitada al cumplimiento de los objetivos consistiendo ello, en lograr dar mayor rigidez al sistema estructural. Además, se recomendará procesos de reparación estructural basados en rediseño, técnicas estructurales de rescate o restauración.



## **1.5 Metodología de la investigación**

### **1.5.1 Tipo de Investigación**

La presente investigación es del tipo: Descriptiva, ya que se pretende describir los hechos, por tanto está orientada al conocimiento de la realidad, asimismo porque podremos conocer con mayor profundidad el problema a través del análisis e interpretación de la naturaleza actual de la Capilla “Cristo Pobre”.

### **1.5.2 Diseño de Investigación**

El diseño de la investigación es no experimental, puesto que se realiza un estudio sin manipular deliberadamente variables.

### **1.5.3 Método de Investigación**

El método de investigación es analítico, buscando definir claramente el estado actual de la Capilla “Cristo Pobre”.

El análisis “cuantitativo” del estado de la estructura (tanto pasado, presente, como futuro) forma parte del proceso de diagnóstico y evaluación estructural. Este análisis cuantitativo se basa principalmente en estudios analíticos.

El análisis de un objeto se realiza a partir de la relación que existe entre los elementos que conforman dicho objeto como un todo, y a su vez la síntesis se produce sobre la base de los resultados previos del análisis.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

---

#### 2.1 Antecedentes

##### 2.1.1 Antecedentes conceptuales

El patrimonio arquitectónico es un aspecto clave para las sociedades modernas, debido a los aspectos culturales y económicos, ya que son un atractivo clave en cada ciudad o país (Ramos et al., 2005).

Desde hace varias décadas la protección hacia construcciones históricas ha sido tema importante en discusiones y estudios en la ingeniería civil.

Para la conservación de nuestro importante legado histórico, es necesario reforzar las estructuras más vulnerables ante la acción de futuros eventos sísmicos, lo que implica una acción que puede alterar la originalidad del edificio. Es por esto que se convierte en el objetivo primordial del análisis de ingeniería, encontrar la mejor solución desde el punto de vista de la mínima intervención, para lograr el equilibrio entre la mayor seguridad y la conservación original de la estructura (Sánchez, 2013).

##### 2.1.2 Antecedentes del problema

El (Ministerio de Cultura Puno, 2016). Indica que la Capilla “Cristo Pobre” es un hecho arquitectónico importante dentro de la ciudad de Puno, por su contexto histórico y su valor cultural que está muy arraigado a la tradición, originalmente proyectado por la orden de San Juan de Dios, con características del estilo gótico y construida a finales del siglo XVIII.

La Capilla “Cristo Pobre” fue un espacio complementario al del Hospital San Juan de Dios que se inició su construcción en el año 1789. En 1798 se funda el Hospital San Juan de Dios y se concreta por fin la obra, al costado de la ex cárcel y queda a cargo de los religiosos de San Juan de Dios, de estilo gótico, única en su estilo en la ciudad de Puno. (Ministerio de Cultura Puno, 2006).

La Capilla “Cristo Pobre” posee una construcción de adobe, tiende a conservar la técnica constructiva en adobe. La arquitectura de la capilla Cristo Pobre aún mantiene elementos estructurales básicos de la arquitectura neogótica como son el arco apuntado u ojival y la bóveda de crucería, así como vanos ocupados por vidrieras de color que dejan pasar a la luz.

### **2.1.3 Antecedentes bibliográficos**

En el siguiente resumen se destacan las principales publicaciones hechas en temas de evaluación y refuerzo estructural, que se muestra a continuación:

(Rivera, 2012). En su artículo de investigación: “El adobe y otros materiales de sistemas constructivos en tierra cruda: caracterización con fines estructurales”, estudio realizado en Bogotá, Colombia; expone los resultados obtenidos para las propiedades de los adobes, de orden físico, mecánico y químico, imprescindibles para el conocimiento del adobe como material estructural y su correspondiente evaluación sismo-resistente. Inicialmente la caracterización del material tuvo una fase experimental sobre probetas de adobe patrimonial (del orden de 300 años). Posteriormente se hizo una evaluación analítica y se compararon los resultados obtenidos con los de otros investigadores, tanto de Colombia como del resto de Latinoamérica. Finalmente, se desarrolló una guía metodológica y una ficha de caracterización que se espera sean útiles para futuros estudios de los sistemas constructivos, estructurales y sismo resistentes de las edificaciones de valor e interés patrimonial.

(De la Torre, et al, 2004). En el presente artículo: “Evaluación estructural y comportamiento de las reparaciones efectuadas a edificaciones históricas”, Distrito Federal, México; el artículo presenta una muestra de las experiencias acumuladas durante los últimos 50 años en la evaluación y restauración de edificios históricos ubicados en las zonas sísmicas de México. Estas construcciones fueron realizadas con mamposterías no confinadas, empleando cementantes del tipo cal-arena, con ladrillos y piedras naturales, lo que produce en general un comportamiento no satisfactorio de las edificaciones durante

eventos sísmicos de mediana y gran intensidad. En el escrito se presentan algunos tipos de fallas y diversas técnicas de reparación para cúpulas, torres, bóvedas, arcos, contrafuertes y muros. Los criterios de intervención estructural fundamentalmente deberán orientarse a respetar la arquitectura original del inmueble.

(Caballero & Samayoa, 2010). En el trabajo de Graduación: “Metodología para restauración del sistema estructural de monumentos o inmuebles históricos del patrimonio cultural en el Salvador”, la investigación del caso de estudio de aplicación iglesia San Esteban. La metodología propuesta tiene como fundamento un diagnóstico obligatorio que se basa principalmente en detección por observación y medición directa en la medición de datos, la modelación y simulación para resultados del análisis estructural, lo cual sirve de base para la propuesta del plan de reconstrucción de cualquier monumento o edificación histórica y cultural.

(Esquivel, 2009). En la tesis, “Sistema de refuerzo estructural en monumentos históricos de la región Cusco”, Cusco, Perú; cuyo objetivo del estudio fue determinar los sistemas de refuerzos estructurales en monumentos históricos de la Región del Cusco, través del registro y evaluación de los tipos de refuerzo estructural utilizados en la restauración de una iglesia de adobe, la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en restauración, y evaluación de la efectividad de los refuerzos estructurales.

(Aguilar, et al, 2013). Del artículo, “Intervención estructural en la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas en Cusco, Perú”, este artículo presenta una parte del estudio estructural integral que se realizó en la iglesia con el objetivo de determinar su comportamiento ante cargas de gravedad y de sismo. En el artículo se muestra el detalle de los materiales, identificación del sistema estructural y sus patologías. Se propone también algunas soluciones estructurales urgentes para sectores específicos, finalmente se presenta los resultados de estudios de identificación de propiedades modales de la torre de la iglesia, así como los resultados de modelos computacionales que se han desarrollado para entender su comportamiento estructural.

(Apaza, 2014). En la tesis, “Evaluación de la seguridad sísmica en la superestructura de la catedral de Puno”, la tesis de grado tiene como objetivo evaluar el comportamiento en la superestructura de la catedral de Puno ante sollicitaciones sísmicas especificadas en la norma peruana y desarrollar una propuesta para la intervención

estructural. Aplicándose una metodología de evaluación estructural tras la generación de un modelo de tipología constructiva y caracterización de los materiales para su modelación y posterior calculo estructural mediante elementos finitos, aplicada mediante un modelo informático tridimensional suficientemente preciso el cual da resultados sobre cómo se comporta la estructura ante un esfuerzo sísmico virtual.

## 2.2 Marco Legal y/o Normativo

### 2.2.1 Leyes

A continuación se mencionan leyes y reglamentos nacionales establecidos en el Instituto Nacional de Cultura del Perú, actual Ministerio de Cultura.

1. Ley N° 28296: Ley general del Patrimonio Cultural de la Nación
2. Constitución Política del Perú: Artículo N° 21°.
3. Código Penal: Título VIII, artículos 226° al 231.
4. D.S.N° 011 - 2006-ED: Reglamento de la Ley General del Patrimonio Cultural.
5. Ley N° 27721: Ley que declara de interés nacional el inventario, catastro, investigación, conservación, protección, difusión de los sitios y zonas arqueológicas.
6. R.S.N° 004-2000/ED: Reglamento de Investigaciones Arqueológicas (25.01.2000).
7. D.S.N° 022-2002-ED: Texto único de Procedimientos Administrativos - TUPA del INC. Actual Ministerio de Cultura.
8. D.S.N° 017-2003-ED: Reglamento de Organización y Fundaciones del INC. Actual Ministerio de Cultura.
9. R.D.N. N° 1405/INC-2004: Reglamento General de aplicación de sanciones administrativas por infracciones en contra del Patrimonio Cultural de la Nación (23.12.04).
10. Ley N° 27580: Ley que dispone medidas de protección que debe aplicar el Instituto Nacional de Cultura actual Ministerio de Cultura, para la ejecución de Obras en Bienes Culturales Inmuebles.

### 2.2.2 Normas

#### ***Norma A-140: Bienes Culturales Inmuebles***

La presente norma tiene como objetivo regular la ejecución de obras en bienes culturales inmuebles con el fin de contribuir al enriquecimiento y preservación del Patrimonio Cultural Inmueble. La presente norma proporciona elementos de juicio para la evaluación y revisión de proyectos en bienes culturales inmuebles.

#### ***Norma E-010: Madera***

Esta Norma establece los requisitos mínimos para los materiales, análisis, diseño, construcción y mantenimiento de edificaciones de madera de carácter permanente. La Norma se aplica tanto a edificaciones cuya estructura sea íntegramente de madera como a las construcciones mixtas, cuyos componentes de madera se combinen con otros materiales.

#### ***Norma E-020: Cargas***

Esta norma técnica establece los valores de las cargas mínimas a emplearse en el diseño y evaluación de una estructura, en ninguno de los casos los valores de las cargas serán aceptadas si son menores a estos valores mínimos establecidos en el diseño o evaluación. Las cargas mínimas establecidas en esta norma están dadas en condiciones de servicio.

#### ***Norma E-030: Diseño Sismorresistente***

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios de la filosofía del diseño Sismorresistente que consiste en: (evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos, minimizar los daños a la propiedad).

#### ***Norma E-080: Adobe***

La Norma comprende lo referente al adobe simple o estabilizado como unidad para la construcción de albañilería con este material, así como las características, comportamiento y diseño. Esta Norma se orienta a mejorar el actual sistema constructivo con adobe tomando como base la realidad de las construcciones de este tipo, existentes en la costa y sierra.



### 2.2.3 Otros

Normativas referidas a la conservación de monumentos históricos, siendo de importancia el conocimiento del marco legal y los criterios que se adoptan en otros países.

Estas normas están dispuestas por los documentos emitidos por entidades internacionales autorizadas como el ICOMOS, Congresos Internacionales así como documentos nacionales tales como el Reglamento Nacional de Edificaciones, sin embargo no tenemos una Ley de protección de patrimonio edificado dentro del territorio peruano a la fecha por lo que estos documentos extranjeros son útiles como referencia inmediata.

A continuación se exponen los códigos, normativas y otros documentos que a la fecha se conocen a nivel internacional (Torres, 2009).

#### ***1931 Carta de Atenas***

Carta para la Restauración de Monumentos Históricos, adoptada por el Primer Congreso Internacional de Arquitectos y Técnicos en Monumentos Históricas, recomienda respetar “el carácter y fisonomía de la ciudad, especialmente en la cercanía de monumentos antiguos donde el ambiente debe ser objeto de un cuidado especial”. Es considerado un documento clave. Como reconocería posteriormente la Carta de Venecia, la Carta de Atenas contribuyó al desarrollo de un vasto movimiento internacional para la defensa y conservación de los bienes culturales.

#### ***1964 Carta de Venecia***

Carta Internacional sobre la Conservación y Restauración de los Monumentos y los Sitios Histórico-Artísticos propuesta tras el II Congreso Internacional de Arquitectos y Técnicos en Monumentos Históricos.

**1965** Creación del Consejo Internacional de Monumentos y Sitios Históricos (ICOMOS), que adoptará la Carta de Venecia.

**1972** Adopción por parte de la UNESCO del Convenio para la Protección del Patrimonio Mundial Cultural y Natural.

#### ***1975 Carta de Ámsterdam***

Carta Europea del Patrimonio Arquitectónico. Importante documento surgido del Congreso sobre Patrimonio Arquitectónico Europeo en el que se enfatizan los conceptos



de restauración integral e intervención mínima frente a los excesos de quienes actuaban siguiendo criterios básicamente de reutilización y funcionalidad. Al año siguiente (1976) el Consejo de Europa emite una Resolución relativa a la adaptación de los sistemas legislativos y reglamentarios a los requisitos de la conservación integrada del patrimonio arquitectónico.

#### ***1985 Convenio de Granada***

“Convenio para la salvaguarda del patrimonio arquitectónico de Europa”. Este documento, junto con el Convenio de La Valette de 1992 (Convenio Europeo para la protección del patrimonio arqueológico) y el Convenio de Florencia de 2000 (Convenio europeo del Paisaje), conforma la normativa actual del Consejo de Europa relativa al Patrimonio Cultural.

#### ***1987 Carta Internacional para la Conservación de las Poblaciones y Áreas Urbanas Históricas***

Corresponde a los núcleos de carácter histórico -grandes o pequeños- amenazados por la degradación, deterioro o destrucción provocados por una forma de desarrollo urbano surgida de la era industrial que afecta, en mayor o menor medida, a todas las sociedades.

#### ***1999 Carta del Patrimonio Vernáculo Construido (Charter on the Built Vernacular Heritage)***

Documento importante en el que el Patrimonio Vernáculo, definido como “el modo natural y tradicional en que las comunidades han producido su propio hábitat” es reivindicado y protegido ante la creciente homogeneización de la cultura y la globalización socio-económica, que ponen en riesgo este tipo de estructuras extremadamente vulnerables. Esta Carta ratifica los principios generales de conservación que habían sido propuestos por la Carta de Patrimonio Vernáculo Construido, de Jerusalén (1996).

#### ***2000 Carta de Cracovia***

Documento importante, tanto por su contenido como por ser el más reciente de cuantos hacen referencia explícita al Patrimonio Arquitectónico. Reivindica la recuperación de la memoria histórica que contiene el patrimonio edificado (vuelve a potenciar, por tanto, sus valores documentales), defiende los distintos valores que ha ido

acumulando con los siglos (se opone, por tanto, a la recuperación selectiva de supuestos estados originales) y concibe el acto de la restauración como un proceso de conocimiento.

## **2.3 Bases Teóricas**

### **2.3.1 Importancia de las estructuras históricas**

Son construcciones que podemos ver en casi todos los países y ciudades. Elementos y símbolos tangibles, importantes de la historia de un pueblo, donde queda la huella de la serie de eventos que constituyen las memorias del nacimiento de una sociedad, que sobreviven en medio del ambiente urbano y las construcciones modernas. Esto las convierte en un gran atractivo turístico para los visitantes, un símbolo característico de cultura para el lugar y en un nuevo foco de atención para el mercado y la economía.

Dependiendo del lugar en donde se encuentren, las construcciones históricas están conformadas por distintos materiales, distinta forma de edificación y distinta configuración. Esto hace única a cada una de ellas y es por eso que su estudio requiere de una gran minuciosidad, no se puede hacer en masa, ya que cada una reacciona diferente frente a las cargas dinámicas y eventos sísmicos (Sánchez, 2013).

Todos estos edificios históricos, en el paso del tiempo, han afrontado los agentes agresivos del medio ambiente (polución, asentamientos del suelo, vibraciones por tráfico, etc.) y los eventos sísmicos. Para encontrar maneras eficaces de protegerlos y hacerlos seguros para su uso, muchos países, han comenzado, desde hace unos años, a investigar en las áreas de inspección, pruebas no destructivas, monitoreo y análisis estructural de las construcciones históricas. Europa lleva la delantera, ya que ha desarrollado una preciada experiencia en conservación y restauración, con grandes inversiones en este campo.

### **2.3.2 Materiales utilizados en monumentos históricos**

#### **2.3.2.1 Piedra**

Es el componente más común y antiguo para la mampostería de las construcciones históricas, constituye además, un material estructural monolítico por sí solo, en bloques individuales o por piedras labradas y escuadradas sobrepuestas, por ejemplo, de dos metros de alto y ancho. Y ha sido utilizada en base a dos propiedades muy características la durabilidad y la facilidad para darle la forma adecuada (Bonett, 2003).

Es utilizada en los cimientos y sobre cimentación de los muros, también como material decorativo en portadas, arquerías, enchape de muros y pisos. Por lo general las

piedras usadas son las que se encuentran cercanas a la zona donde el monumento histórico, para unirlos se emplean morteros de cal o barro.

*Tabla 2.1. Propiedades de la mampostería de piedra.*

Material	Resistencia a la compresión $f'c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Peso Específico [Tn/m <sup>3</sup> ]	Módulo de Elasticidad E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coefficiente de Poisson
Mampostería de Piedra	12.90	2.00	8150.00	0.20

Fuente: Fonseca, 2012.

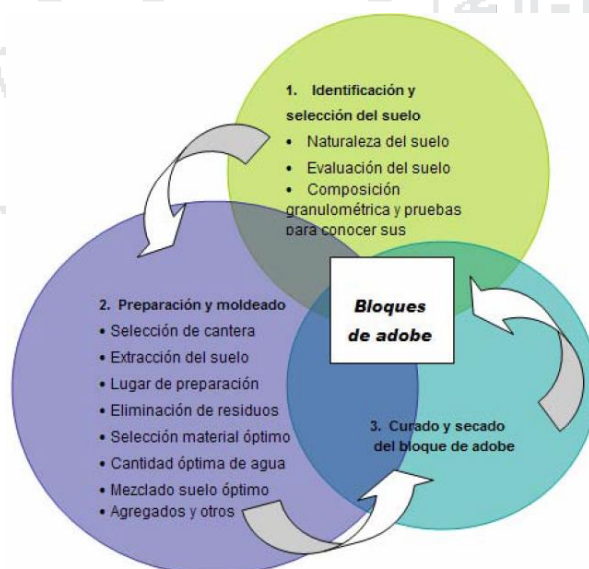
### 2.3.2.2 Adobe

Son bloques secados al sol que unidos con morteros formado por el mismo lodo constituyen los muros de muchos monumentos, es un técnica bastante antigua con alrededor de 3000 años de antigüedad. Las propiedades mecánicas de la tierra apisonada o adobe, tienen grandes variaciones según las características del suelo con que se fabrican y el cuidado en su elaboración, la adición de paja, estiércol y algún otro material orgánico aglutinante tiene el propósito de disminuir la contracción del material y aumentar su resistencia al intemperismo. La resistencia a la compresión puede variar entre 5 y 20 kg/cm<sup>2</sup> y la resistencia a la tracción entre 0.25 y 1 kg/cm<sup>2</sup> (Torres, 2009).

El adobe precolombino se elaboraba por lo general, utilizando tierra mezclada con paja entera sin cortar que se colocaba en forma de espiral, como indica el cronista (Garcilaso de la Vega en su libro Comentarios Reales de los Incas), los Incas hacían los adobes tan largos como querían que fuese el espesor de la pared. Se han encontrado adobes que varían entre 45 centímetros y 1.10 metros de longitud, de 10 a 29 centímetros de ancho y de 6 a 12 centímetros de altura. Durante la Colonia, el adobe cambia en su composición, ya que se le agrega estiércol de ganado, se coloca la paja cortada y se disminuye la cantidad de grava. Las dimensiones en la sierra por lo general son de 45 a 61 centímetros de longitud, de 19 a 30 centímetros de ancho y entre 10 a 16 centímetros de altura. La resistencia a la compresión que se podría considerar para la zona del Cusco, proviene de muestras tomadas de la Iglesia de San Jerónimo de la ciudad del Cusco. Estas resistencias a compresión van de 10.98 kg/cm<sup>2</sup> a 14.87Kg/cm<sup>2</sup> (Samanez, 1983).

### *Fabricación del adobe*

- ❖ Se coloca la tierra cernida con agua, para luego hacer una mezcla que debe dejarse aglutinar de un día para otro. Al día siguiente se agrega la paja entera, se pisa y voltea el barro y se deja por un día más.
- ❖ Sobre el terreno seleccionado para moldear los adobes se coloca una capa fina de arena para evitar que éstos peguen al terreno. Los moldes de madera se sumergen previamente en agua durante toda una noche.
- ❖ Una vez cumplidos todos los plazos señalados se hace el moldeo de los adobes comprimiendo fuertemente el barro en las cajas, usando los pies. Con una regla se alisa la superficie y antes de sacar el molde se coloca sobre esta superficie del adobe paja cortada para evitar que se agrieta al secar. Los adobes alineados en hileras se dejan secar al sol durante cinco días, al cabo de los cuales deben voltearse apoyándolos sobre uno de sus lados más alargados. Al cabo de 15 días deben voltearse nuevamente, parándolos verticalmente sobre uno de los lados más cortos.
- ❖ Luego de esa operación se deja secar por treinta días al sol, por lo que se fabrican en la época más seca del año (Junio-Septiembre).
- ❖ Pasando ese período se pueden almacenar bajo techo o emplearlos en la construcción (Samanez, 1983).



*Figura 2.1. Diagrama del proceso de fabricación del adobe (Rivera, 2012).*

Muchas de las edificaciones del período colonial español, fueron construidas en mampostería de adobe y/o tapia pisada. Los materiales para la construcción de las iglesias

y de las casas de la época se limitaban a lo que estaba disponible en la región y trabajados por los artesanos locales.

Por su antigüedad, las funciones que cumplieron y su diseño, los edificios de adobe y tapia son considerados como edificios de gran valor histórico y legado cultural para su pueblo.

En estas estructuras de adobe, la alta vulnerabilidad sísmica ha sido claramente identificada y muchas de éstas han sido reparadas y reconstruidas varias veces en el mismo sitio, después de un terremoto. En diversos terremotos ocurridos en todo el mundo, las estructuras construidas con este material, han demostrado tener un mal comportamiento, colapsando en forma muy rápida, incluso por sismos moderados, provocando pérdidas de vidas humanas y económicas, además de las culturales y patrimoniales (Yamin et al., 2003).

Las edificaciones de tierra se han desarrollado básicamente a partir de la transmisión de conocimientos de origen popular. Se sabe que, después del siglo XVIII, se comenzaron a desarrollar cálculos estructurales para este tipo de construcciones y de éstos surgieron análisis, identificación y búsqueda de explicación de las fallas de los materiales o sistemas constructivos preexistentes, es decir, de la experiencia empírica. Los problemas que han sufrido los edificios por la acción del paso del tiempo y la consecuente fatiga y deterioro de sus componentes, o bien, los embates de eventos dañinos como terremotos o huracanes, son fuente inestimable de información y la evidencia de los fenómenos naturales (Guerrero, 2007).

Bajo el término arquitectura de tierra se engloba toda la serie de estructuras en las que el suelo natural es acondicionado mediante procedimientos de humidificación, transformación y secado al sol, para edificar elementos constructivos que hagan posible la habitabilidad de los espacios. La base de este proceso radica en la capacidad de las partículas que integran la tierra, de ser alteradas mediante mecanismos sencillos que permiten modificar la forma del conjunto y que le confieren solidez y estabilidad físico-química dentro de rangos de equilibrio específicos (Guerrero, 2007).

### **2.3.2.3 Morteros**

Primitivamente se usó el barro, por su pegajosidad, aunque su debilidad es la degradación ante la intemperie. En Mesopotamia se usó el asfalto como estabilizador de barro (3000 a.c.) o lodo para las juntas y rellenos. Posteriormente, el mortero de cal, y la

arena, permitiendo la elaboración de elementos más resistentes y más durables (Caballero & Samayoa, 2010).

Los morteros de cal y arena, alcanzan resistencias a la compresión entre 5.0 Kg-cm<sup>2</sup> a 20.0 Kg-cm<sup>2</sup>, y son mucho más durables que los morteros hechos de barro, también son afectados por el intemperismo, debido a su relativa porosidad y la absorción de la humedad (w%) (Caballero & Samayoa, 2010).

El mortero de pega se hace del suelo del terreno siempre y cuando éste proporcione una buena cohesión. Si la cohesión no es suficiente, se agrega cal. En algunos casos al mortero se le adiciona paja para mejorar su resistencia a la tracción. En general las juntas son del orden de 2 cm de espesor. Frecuentemente para mejorar las condiciones del suelo se adicionaban otros materiales como fibras naturales (paja y estiércol de caballo), cal e incluso sangre de toro (AIS, FOREC, 2005).

#### ***Mortero de barro***

Los morteros de barro o tierra tienen como aglomerante principal a la arcilla de un suelo. El mortero de barro es de la misma calidad del material utilizado para la elaboración del adobe.

La composición del mortero debe cumplir los mismos lineamientos que las unidades de adobe y de ninguna manera tendrá una calidad menor que las mismas. Deberá emplearse la cantidad de agua que sea necesaria para una mezcla trabajable (Norma Técnica E-080 Adobe).

Las juntas horizontales y verticales no deberán exceder de 2 cm y deberán ser llenadas completamente.

#### ***Preparación del mortero de barro***

- ❖ Realizan el tamizado del suelo con el fin de eliminar las piedras grandes y materiales extraños.
- ❖ Humedecen la tierra totalmente y hacen dormir (permanecer en reposo) de 1 a 2 días antes de mezclar con la paja.
- ❖ Mezclar el barro con la paja de una forma uniforme, la paja es cortada en tiras de 10cm a 15cm de longitud.
- ❖ El barro para las juntas tienen paja para evitar que el mortero se raje cuando este seco.



El material resultante es utilizado para asentar las unidades de albañilería de adobe de los muros.

### ***Mortero de cal***

Mortero de suelo y algún aglomerante como cemento, cal o asfalto. Deberá utilizarse la cantidad de agua que permita una adecuada trabajabilidad. Las proporciones dependen de las características granulométricas de los agregados y de las características específicas de otros componentes que puedan emplearse (Norma Técnica E-080 Adobe).

El tipo de cal más utilizado como aglomerante es la cal apagada. El procedimiento utilizado en la zona de Cusco en restauración para obtener la cal apagada es el siguiente:

- ❖ El apagado de la cal viva se practica en un hoyo excavado en el terreno o dentro de una batea de madera.
- ❖ Mientras el albañil añade agua, remueve constantemente la mezcla.
- ❖ Después cubre con agua el producto obtenido y lo estaciona un mínimo de 48 horas.

Con la cal apagada, se hace la mezcla, argamasa o mortero en la siguiente proporción: cal arena en proporción 1:3 más un 20 % de cemento para ayudar al fraguado.

El material resultante es usado para asentar las piedras de los sobre cimientos, cimientos y fijar baldosas o azulejos.

### ***La mampostería***

La mampostería de los edificios antiguos está generalmente unida con morteros de barro, cal y arena, lo que les confiere ciertas propiedades particulares.

La mampostería es un material heterogéneo que consiste en unidades y articulaciones. Las unidades pueden ser ladrillos, bloques, sillares, adobes, piedras irregulares y otros. El mortero puede ser de barro, betún, tiza, cal/base de cemento de mortero, pegamento u otros. El enorme número de combinaciones generadas por la geometría, la naturaleza y la disposición de las unidades, así como las características de los morteros, genera dudas sobre la exactitud de la expresión mampostería. No obstante, las investigaciones experimentales actualmente se han concentrado en la mampostería de ladrillo y de bloque, y su pertinencia para el diseño. Esto es ideal para un modelado preciso a la hora de hacer un análisis estructural profundo en construcciones de este tipo (Lourenco, 2006).

### 2.3.2.4 Madera

La madera es el recurso natural renovable más antiguo y además, ha sido utilizado por el hombre a lo largo de la historia. Es un material de excelentes características estructurales, por lo que su uso en la construcción, ha sido continuo desde la antigüedad. Uno de los principales cobijos construidos por el hombre tuvo como materiales básicos: vegetales, ramajes, cañas, troncos, etc. Las diferentes culturas y las épocas han hecho que la madera se combine con otros materiales, tales como: la piedra, el adobe o el ladrillo, otorgando a cada material su función constructiva más adecuada (Enríquez, 2014).

Las características que diferencian a la madera de los demás materiales para la construcción, hacen que se pueda construir una edificación, íntegramente, con este material. Obviamente el desarrollo de materiales secundarios o complementarios hacen posible que dichas construcciones sean factibles e inclusive más económicas que con otros materiales.

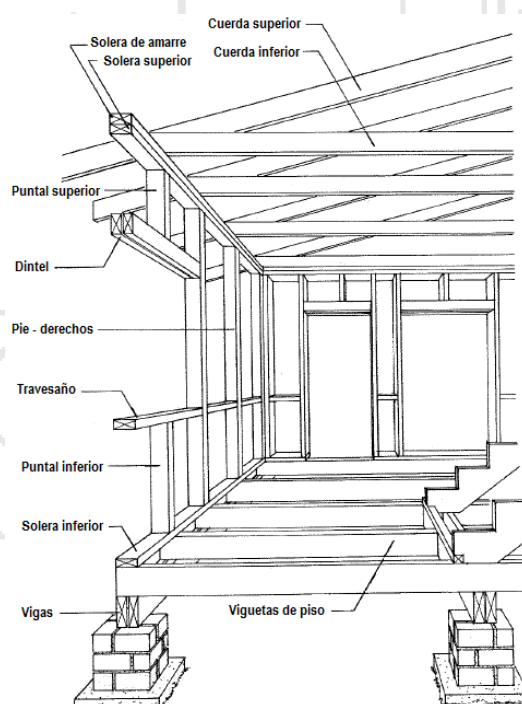


Figura 2.2. Madera de construcción estructural (JUNAC, PADT REFORT, 1984).

La madera es un material biológico y consecuentemente de conformación estructural variada. Sin embargo existen pautas permanentes y fundamentales de formación, apreciables a simple vista, que aseguran una estructura ortotrópica con propiedades mecánicas diferentes independientes en cada dirección y en cada plano. (JUNAC, PADT REFORT, 1984).



La madera es el material más empleada desde la antigüedad, por su bajo peso y buena resistencia, es atractiva para uso estructural en techos, pisos, columnas y como rigidizante de paredes para refuerzo de estructuras de mampostería, poste interno como columnas entre la mampostería, refuerzo vertical y horizontal en muros, columnas, vigas, muros transversales. Su inconveniente principal, es la poca durabilidad debido a la humedad, descomposición orgánica, química y biológica, los incendios, intemperismo, y el ataque biológico de las polillas, termitas, hongos, etc.

### **2.3.3 Sistema estructural en monumentos históricos**

#### **2.3.3.1 Sistema estructural del adobe**

(Caballero & Samayoa, 2010). El sistema estructural de edificaciones de adobe consiste principalmente en muros de carga. Se diseñaron intencionalmente o no para soportar cargas verticales (peso propio, entrepisos, cubiertas y otros) y de servicio (carga viva), sin incluir los efectos producidos por sismo. Se homologa a un sistema de mampostería, compuesto por unidades de tierra cruda, aparejadas de diferentes formas, con la cual se construyen muros que varían en espesor y altura. Por ejemplo, Las “capillas” del tiempo de la colonización tienen una configuración y geometría particular dentro de los diferentes bienes inmuebles de interés cultural que posee el país. La conformación constructiva en general de las “capillas”, está marcada por los siguientes conceptos:

- ❖ Cimientos corridos, con mampostería ciclópea, contruidos en conglomerado de roca nativa y barro compacto como ligamento. Sobre éstos se apoyan los muros de carga. Sus magnitudes son variables en función del tipo de suelo sobre el que se apoyan (esto para su profundidad) y generalmente con un sobre ancho con respecto al de los muros que soportan.
- ❖ Muros cargueros longitudinales. De espesor variable entre 0.90 y 1.20 metros; o hasta 1.50 m, altura entre 5 y 7 metros. Además, existen aperturas ocasionales para vanos de puertas y ventanas.
- ❖ Muros longitudinales, trabajan en conjunto con contrafuertes que le rodean, para evitar volteos hacia el lado exterior. Se ubican a cuartas o quintas luces de la longitud del elemento, es decir separados entre 3 y 4 metros, para grandes longitudes. Estos muros, generalmente reciben las cargas de cubierta, transmitidas a éstos, mediante el apoyo de los tirantes, que descansan sobre

durmientes (viga solera) y demás estructura de armar a una viga solera que se ubica sobre el cabezal del muro.

- ❖ El muro testero o tapa anterior de la capilla, es el que forma el ábside y que cierra el edificio delante del presbiterio se encuentra construido de lado a lado, es decir sin aperturas o vanos y vinculando los dos costados longitudinales.
- ❖ El frontón de fachada, en la mayoría de los casos está construido en sillares (mampostería) de roca natural rústica y/o mampostería en unidades de arcilla cocida y se empalman con una traba irregular en los muros longitudinales.
- ❖ Marcando la importancia del presbiterio, entre éste y la nave del templo se presenta el arco toral que se dispone perpendicularmente a los muros longitudinales y que generalmente se acompaña de los respectivos contrafuertes colocados por el exterior de los muros longitudinales.
- ❖ Todo el sistema se afianza con el entramado del techo, conformado generalmente por una trama de madera en par y nudillo (una de las técnicas de armadura más comunes) y que constituye la forma estructural más sencilla para salvar la luz transversal de la única nave de la capilla. Como función adicional a la de cubierta en techo, la conforman la estructura de madera y su manto (teja, barro, esterilla, etc.), las cuales tienen la función de estabilizar el sistema de muros, así como de proteger al material básico del sistema estructural, hecho con unidades de tierra cruda, o adobe.

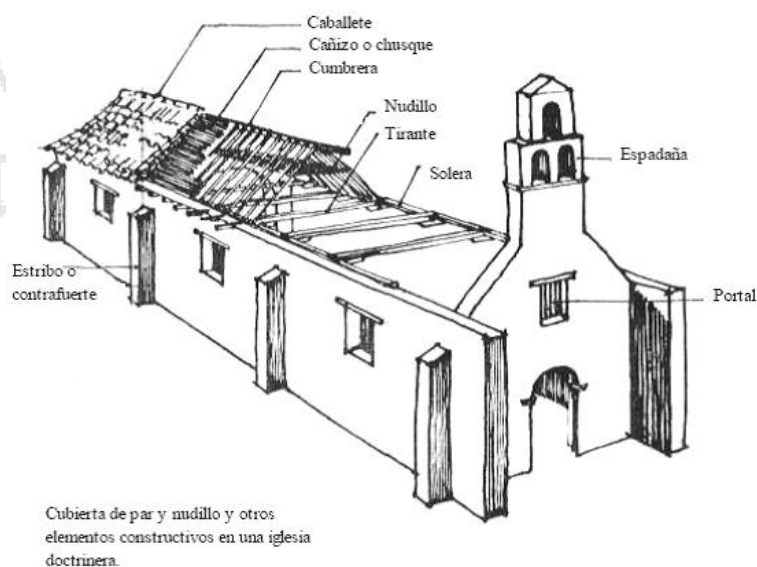


Figura 2.3. Isometría, elementos constructivos básicos (Caballero & Samayoa, 2010).

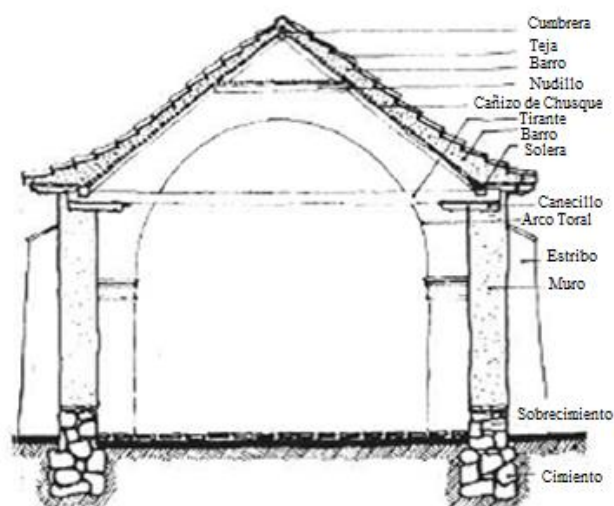


Figura 2.4. Sección transversal tipo (Caballero & Samayoa, 2010).

### **Comportamiento estructural de muros**

El comportamiento estructural de los muros está determinado por el tipo de acción a la que están sometidos, dichas acciones a su vez dependen de la ubicación y función estructural del muro. Por su ubicación, se puede distinguir entre muros interiores y exteriores. De acuerdo con (Meli, 1998) estructuralmente los muros cumplen las siguientes funciones:

- ❖ Soportar carga axial debida al peso de la cobertura y al peso propio del muro (Figura 2.5-a).
- ❖ Recibir los empujes normales a su plano los cuales provocan flexión en la dirección más débil (Figura 2.5-b).
- ❖ Cuando el muro esta lineado para funcionar como contrafuerte, resistir empujes laterales en el plano debido a las fuerzas transmitidas por la bóveda (Figura 2.5-c).

La primera función la cumplen muros interiores mientras que las otras dos son cumplidas por muros exteriores. Algunas acciones adicionales como las fuerzas sísmicas y hundimientos diferenciales producen adicionalmente flexión en los muros.

La condición más desfavorable es la que se tiene al recibir los empujes que provocan flexión en la dirección más débil del muro, representa la principal forma de falla de las naves de los templos. Dicha falla se traduce en un desplomo del muro y eventualmente en su colapso. En general el colapso se debe a que se supera la resistencia de la mampostería del muro, en algunos casos el colapso está favorecidos por

consolidaciones del terreno que afectan las cimentaciones, en este trabajo interesa conocer el colapso por sobrepasar la resistencia de la mampostería. La falla de los muros puede suceder por inestabilidad o por aplastamiento de la mampostería (volteo ante esfuerzos de tensión excesivos y/o por disgregación respectivamente). Puesto que el centro de atención de este trabajo es la resistencia a tensión, interesa analizar la falla por inestabilidad (Meli, 1998).

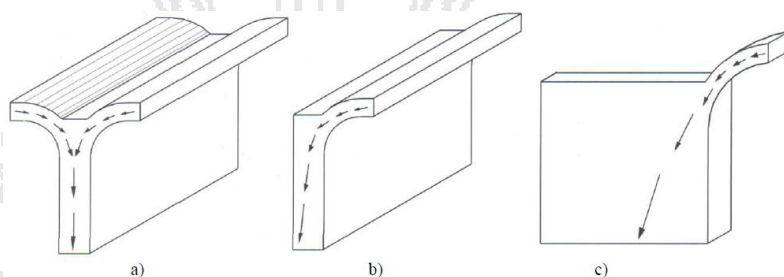


Figura 2.5. Fuerzas actuantes en los muros. a) Carga axial, b) Empuje de la bóveda, c) Empuje de la bóveda que se transmiten en el plano del contrafuerte (Meli, 1998).

### ***Requisitos generales del adobe***

La (Norma Técnica E-080 Adobe) indica que la gradación del suelo debe aproximarse a los siguientes porcentajes: **arcilla** 10-20%, **limo** 15-25% y **arena** 55- 70%, no debiéndose utilizar suelos orgánicos. Estos rangos pueden variar cuando se fabriquen adobes estabilizados. El adobe debe ser macizo y sólo se permite que tenga perforaciones perpendiculares a su cara de asiento, cara mayor, que no representen más de 12% del área bruta de esta cara.

El adobe deberá estar libre de materias extrañas, grietas, rajaduras u otros defectos que puedan degradar su resistencia o durabilidad.

### ***Formas y dimensiones***

Los adobes podrán ser de planta cuadrada o rectangular y en el caso de encuentros con ángulos diferentes de 90°, de formas especiales (Norma Técnica E-080 Adobe).

Sus dimensiones deberán ajustarse a las siguientes proporciones:

- a) Para adobes rectangulares el largo sea aproximadamente el doble del ancho.
- b) La relación entre el largo y la altura debe ser del orden de 4 a 1.
- c) En lo posible la altura debe ser mayor a 8 cm.

### *Esfuerzos admisibles*

Los ensayos para la obtención de los esfuerzos admisibles de diseño considerarán la variabilidad de los materiales a usarse.

Para fines de diseño se considerará los siguientes esfuerzos mínimos (Norma Técnica E-080 Adobe).

- ❖ Resistencia a la compresión de la unidad:

$$F_0 = 12 \text{ kg/cm}^2$$

- ❖ Resistencia a la compresión de la albañilería:

$$f_m = 0,2 f' \text{ ó } 2 \text{ kg/cm}^2$$

- ❖ Resistencia a la compresión por aplastamiento:

$$= 1.25 f_m$$

- ❖ Resistencia al corte de la albañilería:

$$V_m = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$$

- ❖ Resistencia a tracción por flexión:

$$= 1.425 \text{ Kg/cm}^2$$

#### **2.3.3.2 Sistema estructural de la madera**

Madera estructural se denomina así a toda la madera utilizada para fabricar elementos, que forme parte de los sistemas estructurales de una construcción, tales como: muros, pisos y cubiertas. La principal cualidad de la madera es su resistencia, puesto que su función siempre será la de soportar cargas y esfuerzos producidos por agentes externos.

#### *Características*

La característica que más destaca en la madera estructural es, su gran capacidad portante, la cual está relacionada con su funcionalidad y resistencia propia de la madera. Solo basta fijarse en la estructura de un árbol para comprender como el tronco y las ramas han sido especialmente diseñadas para resistir el peso propio y la acción del viento. De esta manera, se comprenderá desde un punto de vista estructural que la madera, además de ser el producto de un proceso evolutivo de millones de años, ha servido como un elemento soportante de esfuerzos a flexión y compresión (Enríquez, 2014).

### *Requisitos generales*

De acuerdo al (JUNAC, PADT REFORT, 1984) la madera estructural debe cumplir con tres principios básicos que se describen a continuación:

- ❖ Debe ser material clasificado y tener calidad estructural; cumplir con la norma de clasificación visual por defectos, que tiene como finalidad identificar cualquier defecto o imperfección que afecta a las propiedades físicas, químicas y mecánicas de una pieza de madera. El objetivo principal es obtener elementos con características garantizadas.
- ❖ Provenir de las especies forestales, consideradas como adecuadas para construir.
- ❖ Deben ser piezas de madera con dimensiones, de acuerdo a las secciones que la norma técnica exige y en lo posible que el material sea lo más homogéneo posible.

### *Clasificación en grupos estructurales*

El comportamiento de la madera estructural se caracteriza por tener diferentes reacciones a esfuerzos admisibles, y al igual que otros materiales estructurales, esta posee una fase elástica y una plástica. En la primera el material se deforma de manera lineal con respecto al esfuerzo aplicado y una vez eliminado el esfuerzo, el material vuelve a su dimensión original.

Se ha considerado agrupar a la madera en tres grupos estructurales, según su densidad básica y de la resistencia mecánica. Los valores de la densidad básica, módulos de elasticidad y esfuerzos admisibles para los grupos A, B y C serán los siguientes:

*Tabla 2.2. Densidad básica de la madera.*

<b>Grupo</b>	<b>Densidad Básica g/cm<sup>3</sup></b>
A	$\geq 0.71$
B	0.56 a 0.70
C	0.40 a 0.55

Fuente: Norma Técnica E-010 Madera.



Tabla 2.3. Módulo de elasticidad de la madera.

Grupo	Módulo de Elasticidad (E) MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	
	E mínimo	E promedio
A	9 316 (95 000)	12 748 (130 000)
B	7 355 (75 000)	9 806 (100 000)
C	5 394 (55 000)	8 826 (90 000)

Fuente: Norma Técnica E-010 Madera.

Tabla 2.4. Esfuerzos admisibles de la madera.

Grupo	Módulo de Elasticidad (E) MPa (kg/cm <sup>2</sup> )				
	Flexión fm	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
		Paralela	Paralela	Perpendicular	Paralelo
		ft	fc//	fc ⊥	fy
A	20.6 (210)	14.2 (145)	14.2 (145)	3.9 (40)	1.5 (15)
B	14.7 (150)	10.3 (105)	10.8 (110)	2.7 (28)	1.2 (12)
C	9.8 (100)	7.3 (75)	7.8 (80)	1.5 (15)	0.8 (8)

Fuente: Norma Técnica E-010 Madera.

### ***Propiedades de la madera estructural***

Las propiedades de la madera por sus diferentes reacciones y su condición orgánico vegetal, serán variables. Las propiedades generales de la madera dependerán de factores como: crecimiento, edad, contenido de humedad, tipo de terreno en el que creció y distintas partes del tronco. A causa de estas situaciones dichas propiedades se dividen en dos grupos principales: propiedades físicas y mecánicas (Enríquez, 2014).

### ***Propiedades físicas***

Las propiedades físicas de la madera dependen fundamentalmente, de los factores propios de la naturaleza que envuelve a la madera.

### ***Anisotropía***

La anisotropía se refiere a las diferentes propiedades que tiene la madera según la orientación de su estructura fibrosa, es decir sus propiedades no se distribuyen de la misma forma en toda sus direcciones, ya que intrínsecamente el árbol posee dos ejes principales que son: paralelo a la fibra (paralelo al eje del tronco) y la perpendicular a la fibra (perpendicular al eje del árbol, en dirección tangencial o radial).

Este fenómeno siempre debe ser considerado para interpretar el comportamiento estructural de la madera, puesto que es uno de los aspectos más importantes con respecto a otros materiales. Como dato estructural se puede estimar que el comportamiento de la madera para cualquier propiedad física o mecánica en dirección de la fibra, está en el orden de 10 a 30 veces más resistente que en dirección perpendicular (Enríquez, 2014).

### ***Humedad de la madera***

Una de las características especiales de la madera como material es su capacidad higroscópica, ya que tiende a absorber o perder humedad relativa dependiendo del medio en el que se encuentra. La madera después de su respectivo aserrado y exposición al medio ambiente, empieza a perder agua dando inicio al proceso de secado que se divide en tres etapas, en el transcurso de dicho proceso, en primer lugar pierde el agua libre contenida y después en un proceso más lento el agua higroscópica va disminuyendo su contenido de las paredes celulares del material, dejando únicamente el agua de constitución en el interior la cual se llega a perder solo en el caso de combustión (Enríquez, 2014).

### ***Densidad de la madera***

La densidad es la relación existente entre la masa y el volumen de un cuerpo. Para cuestiones de cálculo se toma la masa como el peso del cuerpo, el peso de la madera es el resultado de sumar el peso de la parte sólida más el peso del agua. El volumen de un elemento de madera se puede considerar constante cuando se encuentra en estado verde.

Es importante considerar que para una misma especie los valores de densidad pueden variar considerablemente según las condiciones en que se hagan las mediciones de peso y volumen.

Entre las especies madereras existentes, en los valores de las densidades o pesos volumétricos se puede encontrar una gran gama de resultados los cuales varían desde los 100 Kg/m<sup>3</sup>, hasta valores del orden 1000 Kg/m<sup>3</sup> para la mayoría de especies tropicales (JUNAC, PADT REFORT, 1984).

### ***Propiedades mecánicas***

La madera puede ser considerada en tres direcciones principales y ortogonales entre sí, las cuales son: la longitudinal, la tangencial y la radial. Las direcciones radial y tangencial son perpendiculares al grano. En la práctica se considera dos direcciones: la



dirección longitudinal o paralela a la fibra o dirección transversal o perpendicular al grano.

Sin embargo se debe tomar en cuenta que las propiedades en los sentidos tangencial y radial, no difieren significativamente, de manera que al momento de realizar diseños estructurales de madera basta con distinguir propiedades paralelas a la fibra y propiedades perpendiculares a estas.

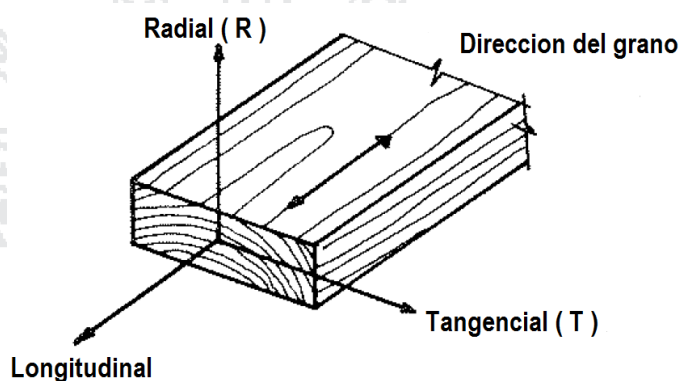


Figura 2.6. Direcciones ortogonales a la madera (JUNAC, PADT REFORT, 1984).

### Resistencia a la flexión

La flexión perpendicular a la fibra es un esfuerzo característico de las vigas de madera. En el siguiente gráfico se puede apreciar los diferentes estados que atraviesa la pieza previa a su ruptura. Como primera fase está el rango elástico, el cual se encuentra definido por la recta inicial de dicho gráfico, seguido del límite proporcional el cual está claramente definido, puesto que ahí se encuentra el mayor esfuerzo admisible, y es donde la línea recta cambia su pendiente y la curva empieza a deformarse, definiendo un primer punto de inflexión “p”.

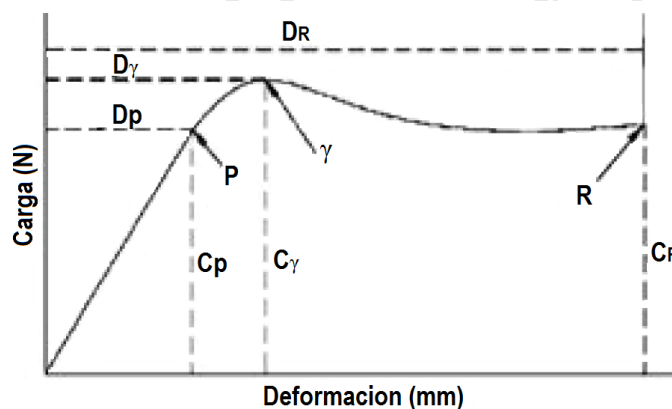


Figura 2.7. Curva típica Carga – Deformación de un material  
(<http://www.scielo.br/scielo.php>).

### *Resistencia a la compresión*

Con algunas excepciones entre las maderas duras, las resistencias en tensión y compresión pueden ser consideradas esfuerzos del mismo orden, sin embargo la resistencia a compresión de la madera en dirección paralela a las fibras puede variar aproximadamente a la mitad de su resistencia a tensión en la misma dirección, los motivos de esta diferencia obedecen a la influencia de fenómenos de pandeo.

La resistencia de la madera sometida a compresión paralela a la fibra, es un claro ejemplo de una columna de madera.

Otra posibilidad de resistencia a compresión según la orientación de las fibras, es la compresión perpendicular a las mismas, bajo este tipo de carga las fibras están bajo esfuerzos perpendiculares a su eje longitudinal y tienden a comprimir las pequeñas cavidades contenidas entre ellas, esto permite que se pueda cargar la madera sin que ocurra una falla claramente distinguible. Al incrementar la magnitud de la carga la pieza se va comprimiendo (aplastando los pequeños cilindros que semejan las fibras), aumentando su densidad y también su misma capacidad para resistir mayor carga (JUNAC, PADT REFORT, 1984).

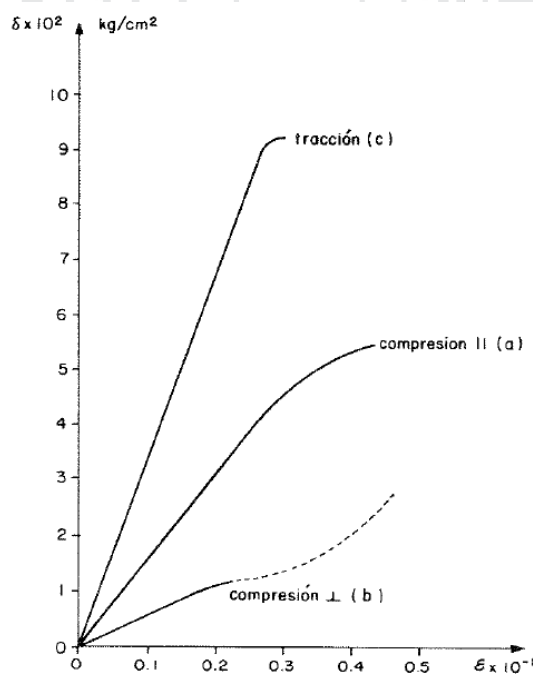


Figura 2.8. Curvas esfuerzo deformación para maderas (JUNAC, PADT REFORT, 1984).

### ***Resistencia a la tracción***

La tracción en dirección paralela a la fibra suele ser la mayor resistencia que presenta la madera ante las demás acciones mecánicas. Según la figura anterior se puede observar el comportamiento lineal y elástico de la curva esfuerzo – deformación, además se distingue lo rápido que puede fallar una pieza bajo estos esfuerzos.

La resistencia que presenta la madera a la tracción paralela es afectada por la inclinación del grano. La influencia de otros defectos característicos de la madera hace que la resistencia a la tracción puede llegar hasta un 15 % del esfuerzo de rotura (JUNAC, PADT REFORT, 1984).

### ***Resistencia al corte***

En la madera podemos distinguir varios tipos de esfuerzos cortantes. El más importante para elementos estructurales es el esfuerzo paralelo a las fibras, la determinación de este esfuerzo es complicado ya que los resultados se ven afectados e influenciados por los esfuerzos en tracción perpendicular a las fibras que se generan simultáneamente. Aproximadamente puede estimarse que la resistencia al esfuerzo cortante paralelo es de 10 a 15 % de la resistencia a la tracción paralela a las fibras (Enríquez, 2014).

### ***Elasticidad – deformidad***

El módulo de elasticidad, el módulo de corte y el módulo de poisson representan las características elásticas de un material, de allí que se pueda considerar a la madera como un elemento estructural que posee considerables ventajas gracias a sus condiciones ortotrópicas. Según la orientación de sus tres ejes principales y ortogonales existen tres módulos de elasticidad, tres de corte y seis módulos de poisson. Pero desde el punto de vista ingenieril puede suponerse que el material es homogéneo, lo que permite considerar solo tres módulos de los antes mencionados (Enríquez, 2014).

### ***Módulo de elasticidad (MOE)***

Este módulo es un parámetro que nos indica la capacidad de la madera para resistir deformaciones; es decir entre más alto el valor del MOE más rígida será la madera. El módulo de elasticidad puede ser obtenido directamente de una curva de esfuerzo deformación en un ensayo de compresión paralela a la fibra. También puede ser encontrado de manera indirecta en los ensayos a flexión. Sin embargo según resultados

obtenidos en maderas tropicales estructurales el MOE a compresión paralela, es mayor que el MOE obtenido de ensayos en flexión estática (Enríquez, 2014).

### ***Módulo de poisson***

El módulo de poisson es la relación que existe entre la deformación lateral y la deformación línea, por ejemplo si una pieza de madera se encuentra sometida a un esfuerzo axial experimenta una deformación no solo en el sentido axial, sino también en sentido perpendicular a la fibra. Para la madera se consideran seis módulos de poisson ya que se relaciona las deformaciones en sus tres direcciones longitudinal, radial y tangencial.

La madera presenta diferentes valores según las direcciones que se consideren, para maderas coníferas los valores están en un rango de 0.325 a 0.40 para densidades de 0.5 gr/cm<sup>3</sup> (Enríquez, 2014).

## **2.3.4 Elementos estructurales básicos de los monumentos históricos**

### **2.3.4.1 Cimentación**

La cimentación en los edificios tiene gran importancia, no sólo porque en ella se logra que la construcción se sustente firmemente sobre el terreno, sino porque define el trazo y la planta del edificio (Meli, 1998). Los muros de gran grosor, llamadas zapatas corridas, se emplearon como cimentación, que a la vez sirvieron como elementos de soporte de la estructura.

De acuerdo con (Meli, 1998) no será posible conocer el tipo de cimentación que existe en una iglesia, aún menos su desempeño actual, hasta cuando sea necesario trabajos de rehabilitación y se puedan hacer calas en el terreno para observar las condiciones de los cimientos. Sin embargo, el desempeño de la cimentación es menos cuestionable porque los problemas de cimentación han sido menos frecuentes que los de la estructura. La mampostería de los cimientos generalmente es de piedras unidas con mortero de cal – arena. Son de menor resistencia que los muros que soportan, pero el hecho de que la cal del mortero siga endureciéndose con el tiempo, hace que el deterioro de la cimentación sea más lento.

La (Norma Técnica E-080 Adobe) establece condiciones a considerar en la cimentación de construcciones de adobe siendo estas las siguientes:

- ❖ No se harán construcciones de adobe en suelos granulares sueltos, en suelos cohesivos blandos ni en arcillas expansivas. Tampoco en zonas propensas a inundaciones, cauces de avalanchas, aluviones o huaycos, o suelos con inestabilidad geológica.
- ❖ La cimentación deberá transmitir la carga de los muros al terreno de acuerdo a su esfuerzo permisible y tendrá una profundidad mínima de 60 cm medida a partir del terreno natural y un ancho mínimo de 40 cm.
- ❖ Los cimientos para los muros deberán ser concreto ciclópeo o albañilería de piedra. En zonas no lluviosas de comprobada regularidad e imposibilidad de inundación, se permitirá el uso de mortero Tipo II (en base a tierra con paja) para unir la mampostería de piedra.
- ❖ El sobrecimiento deberá ser de concreto ciclópeo o albañilería de piedra asentada con mortero Tipo I (en base a tierra con algún aglomerante como cemento, cal, asfalto, etc.), y tendrá una altura tal que sobresalga como mínimo 20 cm sobre el nivel del suelo.

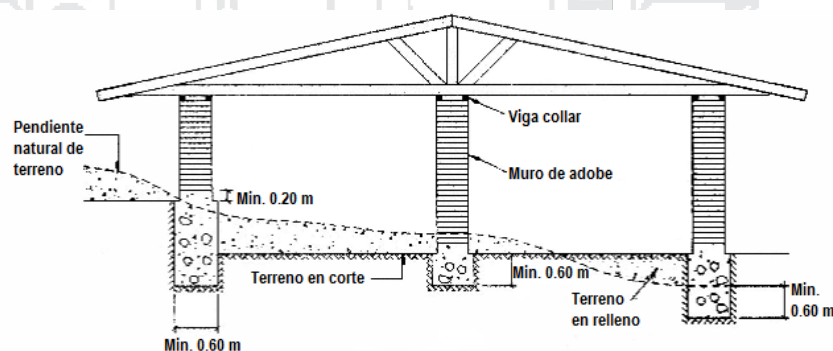


Figura 2.9. Esquema del sistema estructural de la cimentación (Norma Técnica E-080 Adobe).

#### 2.3.4.2 Muros

La estructura de los templos está formada por muros de mampostería, gruesos, con pocas aberturas y austeros de gran decoración arquitectónica. Son elementos muy eficientes para soportar cargas axiales, pero su capacidad para soportar fuerzas perpendiculares a su plano es menor que la vertical. De acuerdo con (García, 2007), el gran espesor de los muros no es sólo una muestra de un diseño conservador o de protección contra sismos, sino de preparaciones para futuros cambios estructurales. Algunos templos tuvieron cubiertas de madera que fueron reemplazadas por bóvedas de mampostería, por lo que se requerían muros de gran espesor y resistentes para

contrarrestar los empujes de la bóveda provocaba. Probablemente por esta razón los espacios cubiertos por bóvedas de cañón están generalmente poco iluminados (Heyman, 2005); además, de la dificultad de perforar el muro sin afectar su capacidad estructural.

Los contrafuertes fueron una solución estructural que ayudó a los muros de las iglesias a soportar empujes laterales (Montoya, 2009). Un contrafuerte es un engrosamiento puntual de un muro. Visibles al exterior y de forma prismática, se usaron para transmitir cargas perpendiculares al muro a la cimentación. Las bóvedas, debido a su peso, tienden a "abrirse" y empujar transversalmente al muro que la sustenta. Por ese motivo, dicho muro debe reforzarse con contrafuertes para no volcar.

Los muros son de abobe con un ancho de 1.00 a 1.80 m. y en algunos casos presentan muros dobles que llegan a un ancho de 2.50 m. Su altura varía de acuerdo a los ambientes. Los monumentos también presentan contrafuertes de la misma altura de los muros.

#### **2.3.4.3 Techos**

De acuerdo a la (Norma Técnica E-080 Adobe) los techos deberán cumplir las siguientes condiciones:

- ❖ Los techos deberán en lo posible ser livianos, distribuyendo su carga en la mayor cantidad posible de muros, evitando concentraciones de esfuerzos en los muros; además, deberán estar adecuadamente fijados a éstos a través de la viga solera.
- ❖ Los techos deberán ser diseñados de tal manera que no produzcan en los muros, empujes laterales que provengan de las cargas gravitacionales.
- ❖ En general, los techos livianos no pueden considerarse como diafragmas rígidos y por tanto no contribuyen a la distribución de fuerzas horizontales entre los muros. La distribución de las fuerzas de sismo se hará por zonas de influencia sobre cada muro longitudinal, considerando la propia masa y las fracciones pertinentes de las masas de los muros transversales y la del techo.
- ❖ En el caso de utilizar tijerales, el sistema estructural del techado deberá garantizar la estabilidad lateral de los tijerales.
- ❖ En los techos de las construcciones se deberá considerar las pendientes, las características de impermeabilidad, aislamiento térmico y longitud de los aleros de acuerdo a las condiciones climáticas de cada lugar.



### *Arco ojival o apuntado*

El arco apuntado, también llamado arco ojival, es una tipología extensa de arcos que están compuestos por dos tramos de arco formando un ángulo central en la clave. Se suele emplear en contraposición geométrica al arco rebajado. El arco apuntado transmite mejor el empuje lateral que uno de medio punto, esto hace que se obtenga mayor sensación de verticalidad.

El arco ojival no sólo supone a un cambio estético que rompe con el clasicismo del arco de medio punto propios de la arquitectura romana y la románica, además resulta más eficaz, pues gracias a su verticalidad las presiones laterales son menores que en el arco de medio punto, permitiendo salvar mayores espacios.

La sección del arco ojival reproduce los nervios, cada vez más complejos, del sistema gótico, que también se manifiestan en las mismas molduras del pilar, el arco apuntado se considera uno de los tres elementos distintivos de la arquitectura gótica.

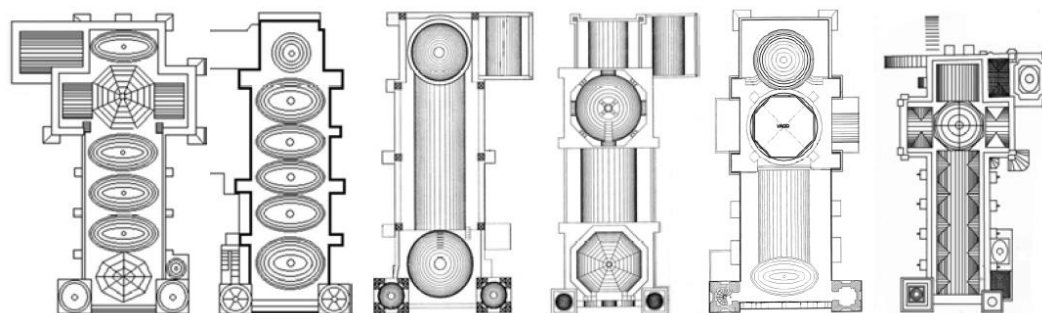


*Figura 2.10. Esquema de arco apuntado.*

### *Bóvedas y sus variantes*

En la historia de la arquitectura, las bóvedas tuvieron un papel importante en la arquitectura religiosa (Giedion, 2009), fue un elemento arquitectónico muy apropiado para cubrir espacios arquitectónicos amplios. Aunque en los sistemas constructivos de cubiertas durante el siglo XVII se prefirió por mucho tiempo la cubierta de madera ricamente trabajada, y se extendería después, el gusto por las bóvedas en sus diferentes variantes: de cañón, tipo vaída, de arista, de lunetos, etc. (Almanza, 2009). La cubierta de bóveda en plantas de cruz latina obligó a una cúpula en el crucero, que es frecuentemente de planta octogonal, con o sin tambor, recubierta exteriormente de azulejos.



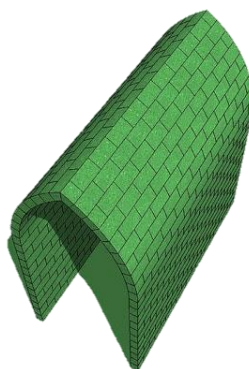


*Figura 2.11. Diferentes tipos de cubiertas de acuerdo a la combinación de bóvedas y cúpulas (Heyman, 2005).*

(Heyman, 2005) hace un extenso estudio del comportamiento, esfuerzos y daños (patologías) de los diferentes tipos de bóvedas que se mencionarán enseguida. La sollicitación predominante en sus elementos es de compresión. Sus esfuerzos se asemejan a las de un arco o conjunto de arcos que conforman una superficie. Las bóvedas son diseñadas para que los estados de esfuerzos sean simétricos y queden inscritos dentro de la configuración del arco que define la bóveda (Heyman, 2005). Cuando aparece una fuerza lateral, el estado de esfuerzos se hace asimétrico y provoca “articulaciones” que se generan por el daño del material.

### ***Bóveda de cañón apuntada***

La bóveda de cañón apuntada es la prolongación de un arco apuntado en el espacio; convirtiéndolo en un elemento verdaderamente tridimensional. Obtendremos de este modo una cubierta que recibe el nombre de bóveda de cañón apuntada. Sin embargo, este tipo de bóveda no resulta especialmente atrayente y, de hecho, no ha sido muy empleada en las grandes arquitecturas. En concreto, la de origen gótico utilizó con mucha más frecuencia la bóveda de crucería, que resulta ser la formada por el cruce de dos bóvedas de cañón apuntadas.



*Figura 2.12. Esquema de bóveda de cañón apuntada.*

### ***Bóveda de lunetos***

Una bóveda de lunetos se genera de la intersección de una bóveda principal con dos o más bóvedas de cañón de menor altura (Figura 2.13). Los lunetos tienen una altura, desde su plano de arranque a su punto más alto, menor que la distancia entre apoyos o estribos. Este tipo de bóvedas se encuentran generalmente como cubierta de naves principales. (Guevara, 1993) hace un análisis de las cargas de este tipo de bóvedas y muestra esquemáticamente como llegan a la cimentación (Figura 2.13). Una de las principales ventajas de los lunetos es que dejan entrar la luz exterior para iluminar el interior del templo, evitando la perforación de los muros. Prácticamente el comportamiento estructural de la bóveda de lunetos es parecida a la de cañón; sin embargo, tiende a ser más flexible en el sentido longitudinal por los huecos.



*Figura 2.13. Esquema de una bóveda de lunetos y su forma de transmitir las cargas (Guevara, 1993).*

### **2.3.4.4 Mampostería**

#### **2.3.4.4.1 La mampostería en estructuras históricas**

La mampostería ha sido el material de construcción más usado por el hombre, tomando como referencia las estructuras antiguas existentes hoy en día. Se dice que se usó por primera vez como protección de las calamidades naturales y después para mostrar devoción a los dioses (Drysdale et al, 1994). El interés por conocer las propiedades mecánicas de la mampostería nace por su uso en la construcción de la mayoría de los edificios religiosos históricos; sin menospreciar la utilización de la madera como material de construcción.

La mampostería básicamente está constituida por piezas sólidas y un aglomerante que las mantiene unidas.

Considerando el aparejo, es posible clasificarla en dos tipos: regular e irregular; sin embargo, en ocasiones puede existir una combinación de ambas (Figura 2.14); (Fraser,

2007). La mampostería regular se compone de piezas, a veces talladas en escuadra (sillares o ladrillo), colocadas en un orden específico. La irregular es aquella con piezas de diferentes tamaños y sin un orden en particular. La constitución y el arreglo de las piezas sin un orden específico dan lugar a un material similar a un concreto ciclópeo, cuya calidad de las piezas y del aparejo dependen de los bancos de material más cercanos al sitio y del elemento estructural que se trate.

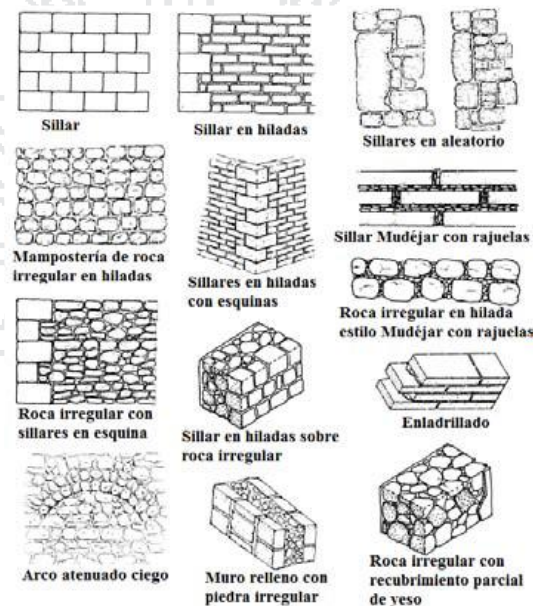


Figura 2.14. Diferentes tipos de mampostería presentes en las iglesias (Meli, 1998).

Las mamposterías con piezas bien escuadradas, con juntas de mortero muy delgadas y uniformes, llegan a desarrollar la resistencia de la piedra (Meli, 1998). En el caso de mampostería irregular los mecanismos de falla no se dan por agrietamiento de las piezas sino por la separación entre ellas. Esta clase de mamposterías suelen tener mayor resistencia a esfuerzos de tensión que las mampostería regulares, ya que no tienen planos de debilidad definidos por las juntas de mortero (García, 2007).

#### 2.3.4.4.2 Materiales de la mampostería

Los materiales empleados con mayor frecuencia para las piezas de la mampostería fueron los de origen natural como la piedra. Otros de origen artificial, es decir, aquellos que se obtienen a través de un proceso, como en el caso de ladrillo, el estuco, el azulejo y la cal (Rodríguez, 2009). Se usaron también materiales y sistemas empleados desde la época prehispánica, como el adobe, el bajereque, el tejamil y la palma, incluso ramas y hojas de árboles.

El adobe también se usó en determinados edificios civiles y religiosos. Se dice que es uno de los materiales de construcción más antiguos; se empleó desde la época prehispánica. Cabe mencionar que cuando está bien seco y su fabricación es cuidadosa, llega a alcanzar una resistencia a compresión de 0.98 MPa (Rodríguez, 2009). Los muros hechos con adobes y contruidos correctamente eran de gran durabilidad, pero se les debía proteger de la humedad del suelo, desplantándolos sobre una base de piedra.

De acuerdo con (Huerta, 1990). Se pueden obtener las propiedades mecánicas y de resistencia de cada uno de los materiales mencionados extrayéndolo de sus respectivas canteras; sin embargo, en edificios antiguos estos mismos materiales pudieron ir cambiando a través del tiempo, por lo que es necesario hacer pruebas experimentales particulares para conocer la resistencia del material, incluso indica que las características de un mismo material en diferentes canteras pueden variar. Suena difícil establecer las propiedades de cada material; sin embargo, se pueden dar propiedades promedios que engloben las propiedades mecánicas de acuerdo al tipo de material de la mampostería, pero los parámetros de comportamiento no lineal tendrán que ajustarse, de tal manera que los resultados concuerden con lo que se tiene en casos reales (Chávez, 2010).

Tabla 2.5. Propiedades mecánicas de la mampostería.

<b>Propiedades mecánicas de algunos tipos de mampostería de Edificios Históricos</b>				
<b>Material</b>	<b>Peso Volumétrico</b>	<b>Resistencia a compresión</b>	<b>Resistencia a cortante</b>	<b>Módulo de elasticidad</b>
	<b>t/m3</b>	<b>kg/cm2</b>	<b>kg/cm2</b>	<b>kg/cm2</b>
Adobe	1.8	2 - 5	0.5	3,000
Bloques de petate con mortero y cal	1.8	5 - 10	0.5	5,000
Ladrillo con mortero de lodo	1.6	5 - 10	1	5,000
Ladrillo con mortero de cal	1.6	15 - 20	2	10,000
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2	10 - 15	0.5	5,000
Mampostería de piedra de buena calidad	2	30	2	20,000

Fuente: Meli, 1998.

### 2.3.5 Evaluación y diagnóstico de un monumento histórico

Para una propuesta de restauración estructural de un monumento histórico, es necesario un diagnóstico del edificio para tener un conocimiento completo y detallado de su situación actual. Pero, en pocas ocasiones se puede contar con documentación o

antecedentes de los monumentos históricos por sus fechas de construcciones, que son remotas y se ha perdido información parcial o total. Por ejemplo, fecha de construcción y planos ó intervenciones (reconstrucciones o reparaciones) hechas. Por ello, siempre es necesario realizar una serie de estudios de campo preliminares, para obtener los datos actuales con la finalidad de evaluar la seguridad estructural, el grado en que se encuentra actualmente el monumento y riesgo que puede representar.

Con la finalidad de evaluar la su seguridad estructural de la construcción, se toma en cuenta la edad y el tiempo total en el que fue construida, para cuando se haya realizado en tiempos generalmente largos, y con frecuentes y prolongadas interrupciones. Esto conduce a diferencias no sólo de estilos y formas, sino de soluciones estructurales y de materiales. Además, a lo largo de los años o siglos, estos edificios han sido sometidos posiblemente a reparaciones o a modificaciones que puedan haber alterado su buen funcionamiento estructural y su estabilidad. Según (Caballero & Samayoa, 2010).

El diagnóstico toma en cuenta el registro de los daños, sus orígenes o causas que lo han producido, los materiales constructivos utilizados y su deterioro actual, respecto a la estabilidad estructural del inmueble. A través de observaciones directas, descripciones de las comprobaciones preliminares y datos previos que se asocian en observación, se estimará lo siguiente:

- ❖ Condiciones físicas del inmueble en base al registro de daños y hacer un estudio histórico para tener una concepción estructural original y la forma en que ésta fue llevada a la práctica, y cómo fue o ha sido modificada a lo largo de los años, edad cronológica.
- ❖ Condiciones actuales de deterioro de los materiales y elementos estructurales que presenta el edificio, gradualmente calificados.
- ❖ Estudio analítico del sistema o cada elemento principal, respecto a sollicitaciones que actúan sobre la estructura y la capacidad de esta para resistirlas, así mismo cómo históricamente una respuesta dando aplicación del análisis estructural y el comportamiento estructural.
- ❖ Seguridad actual del edificio identificando la estabilidad del sistema estructural y la de cada elemento componente.
- ❖ Caracterización estructural del edificio.



### 2.3.5.1 Inspección y levantamiento

La inspección y levantamiento de condiciones que tiene actualmente el monumento se realiza para determinar el estado actual del sistema estructural que lo está constituyendo, la estabilidad real que tiene la estructura actual, sus daños estructurales y su desempeño a partir de mediciones de desplazamientos, giros, distorsiones, retorcimientos, hundimientos y otros aspectos que lleven a determinar su grado de estabilidad. Se hace una representación gráfica y numérica de la estructura, principalmente en lo que se refiere a las dimensiones de los elementos estructurales y de la interrelación que tienen entre sí y con el resto de la construcción. La inspección permite detectar irregularidades geométricas y constructivas, así como daños o signos de mal estado de respuesta por funcionamiento del sistema estructural y de cada elemento componente. (Caballero & Samayoa, 2010).

#### El estudio geométrico de la estructura

Cada elemento, es la obtención de su configuración y el grado de desconformación que tiene por giros, desplazamientos, hundimiento y levantamientos de las superficies.

Agrietamientos, los que presente la estructura como un recurso para diagnosticar los tipos de daños y sus causas, así como los efectos por la transmisión de cargas en la estructura y sus consecuencias anteriores, lo cual dará pistas claras de la inestabilidad estructural, vulnerabilidad, deterioro y riesgos actuales y posteriores.

### 2.3.5.2 Determinación de las características mecánicas

Para ello, se tendrá en cuenta lo siguiente:

- ❖ Calidad de los materiales de la estructura, y su estado de daños o deterioro acumulado en los años de existencia. Usualmente, esto se hace cualitativamente por inspección visual o por percusión sobre los elementos.
- ❖ Análisis de muestras en laboratorio: La técnica más confiable es la extracción de probetas de los elementos estructurales en estudio o de otros que se consideren similares, pero que tienen una función menos esencial en la estructura o que son menos visibles. Las pruebas que se realizan en laboratorio son ensayos a compresión, para determinar la curva esfuerzo-deformación, y, de ella, el esfuerzo resistente, y el módulo de elasticidad. Cuando el elemento es de mampostería irregular, las propiedades determinadas en probetas son poco representativas de las del conjunto. Los núcleos sirven sólo para identificar los

materiales componentes, morteros y piedras. En este caso, la mejor opción para estimar las propiedades mecánicas del conjunto, es cortar un espécimen de tamaño tal, que permita representar la estructura del conjunto y ensayarlo en laboratorio.

### 2.3.5.3 Daños existentes en monumentos históricos

Comúnmente, los daños son cada una de las manifestaciones de un problema constructivo o de funcionamiento estructural, así mismo respecto a la seguridad. La tipología de los daños es el punto de partida de todo estudio o evaluación de daños, del tratamiento para restaurar, así mismo, la diversidad de materiales y unidades constructivas que se suelen utilizar. Los daños en función del carácter y tipología son: daños físicos, mecánicos y químicos (Caballero & Samayoa, 2010) los que se detallan a continuación:

#### 2.3.5.3.1 Daños físicos

Manifiestos en la identificación por factores como lluvias, heladas, condensaciones, aflojamiento por funcionamiento o aplastamiento, intemperismo, etc.

##### *Humedad*

Presencia de agua en cantidades mayores que las normales en los materiales o elementos, esto puede llegar a producir variaciones de las características físicas, geométricas y de resistencia de los materiales. Los contenidos de humedad más dañinos son los siguientes:

- ❖ De obra, es generada durante el proceso constructivo, el secado no es suficiente o está impedida la evaporación normal, el agua residual es retenida en los materiales.
- ❖ Humedad capilar, se presenta en las zonas bajas de las construcciones, en muros o cimentaciones y están en íntimo contacto con el terreno. La humedad capilar se debe a que los materiales de la construcción absorben el agua del terreno.
- ❖ Humedad de filtración, es la procedente del exterior y que penetra en el interior del edificio a través de fachadas y cubiertas.
- ❖ Humedad de condensación, es la producida por la condensación del vapor de agua desde los ambientes con mayor presión que la del vapor, como los interiores, hacia los de presión más baja, como los exteriores.



- ❖ Humedad accidental, es la producida por las roturas de conducciones o cañerías y suele provocar focos muy puntuales de humedad.

### ***Erosión***

Es la pérdida o transformación de un material, y puede ser total o parcial.

- ❖ Erosión atmosférica, es la producida por la acción física de los agentes atmosféricos. Por ejemplo, la meteorización de materiales pétreos provocada por la absorción de agua de lluvia que, si va acompañada por posteriores heladas y su consecuente dilatación, rompe láminas superficiales del material constructivo.

### ***Suciedad***

Es el depósito de partículas en suspensión sobre la superficie de las fachadas. En algunos casos puede incluso llegar a penetrar en los poros superficiales de fachadas. Hay dos tipos diferentes de suciedad.

- ❖ Ensuciamiento por depósito, es el producido por la simple acción de la gravedad sobre las partículas en suspensión en la atmósfera que se depositan en la superficie adhiriéndose y penetrando a través de poros, grietas, fisuras, etc.
- ❖ Ensuciamiento por lavado diferencial, es el producto por partículas ensuciantes que penetran en el poro superficial del material por la acción del agua lluvia y que tiene como consecuencia más característica churretones (o parches negros o sombreados oscuros) que se ven en las fachadas urbanas.

#### **2.3.5.3.2 Daños mecánicos**

Son consecuencia del funcionamiento de los elementos estructurales y del conjunto que forma el sistema estructural, de acciones físicas en la transmisión de fuerzas y creación de estados de esfuerzos donde predominan los movimientos, desgaste, aberturas o aplastamiento, separaciones de materiales o elementos constructivos, hasta pérdida de algunos elementos.

### ***Deformaciones***

Son cualquier variación en la forma geométrica de las piezas hechas de distintos materiales. Estos son, desplazamientos horizontales y verticales y giros, ocurridos en los elementos estructurales y los no estructurales y que son consecuencia de haber sobrepasado los esfuerzos debidos a las cargas estáticas y dinámicas que soportan. Entre

estos daños primero están los cuatro subgrupos que se describen, que a su vez pueden originar daños secundarios como fisuras, grietas y desprendimientos:

- ❖ Flechas, son desplazamientos horizontales o verticales al curvarse una pieza recta del sistema estructural, son la consecuencia directa de la flexión o flexos compresión de elementos horizontales y verticales debidos a la carga normal o exceso de cargas verticales u horizontales transmitidas en uniones apoyos.
- ❖ Pandeos, se producen por la compresión que sobrepasa la capacidad resistente del elemento recto horizontal o vertical.
- ❖ Desplomes, son la consecuencia, común, de empujes horizontales sobre la cabeza de elementos verticales al separar estos de su propia verticalidad, en paredes, pilares, columnas y todos los elementos estructurales que deben permanecer siempre perfectamente verticales para mantener estable la estructura principal.
- ❖ Alabeos, son la consecuencia de la rotación, de los elementos debido, generalmente, a esfuerzos horizontales y verticales por recogimiento en una sola parte del elemento o zona de debilidad.

### ***Grietas***

Son aberturas longitudinales, por ejemplo, mayores que 2 mm, que afectan a todo el espesor o cuerpo de un elemento constructivo, estructural o no estructural. Algunas veces sólo afectan a la superficie o acabado superficial de un elemento constructivo. No se considera como grietas las fisuras con espesor inferior a 2 mm. Según el esfuerzo, flexión, tracción o compresión, torsión, hay los siguientes tipos de grietas:

- ❖ Por exceso de carga, son grietas que se forman en los elementos estructurales cuando son sometidos a cargas que superan las de diseño. Siendo este el primer efecto manifiesto del mal proceder de los usuarios o de la debilidad del elemento o la estructura respecto a la estabilidad o seguridad. Este tipo de grietas requieren, generalmente, un refuerzo para mantener la seguridad de la unidad constructiva.
- ❖ Por dilataciones, afectan sobre todo a elementos de cerramiento de fachadas o cubiertas, elementos de acabos que recubren elementos estructurales, pero también pueden afectar a las estructuras cuando no se prevén las juntas de dilatación.

### ***Fisuras***

Son aberturas longitudinales, con anchuras menores que 2 mm, afectan a la superficie o al acabado de un elemento constructivo. Su sintomatología es similar con la de las grietas, su origen y su evolución son distintos, y en algunos casos se consideran una etapa previa a la aparición de las grietas. El concreto reforzado, por su armadura tiene capacidad de retener los movimientos deformantes y lograr que primero ocurran las fisuras, lo que en el caso de un bloque simple acabaría siendo una grieta o rotura espontánea. Hay dos grupos de fisuras como sigue:

- ❖ Reflejo del soporte, es la fisura que se produce sobre el soporte cuando se da una discontinuidad constructiva, por una junta, por falta adherencia o por deformación, cuando el soporte se somete a un movimiento que no puede resistir.
- ❖ Inherente al acabado, en este caso, la fisura se produce por movimientos de dilatación-contracción, por temperatura, en el caso de los enchapados, y por retracción, en el caso de los morteros.

### ***Desprendimiento***

Es la separación entre un material de acabado y el soporte al que está aplicado por falta de adhesión entre dos superficies, y suele producirse como consecuencia de otros daños previos, falta de humedades, deformaciones o grietas, mala adhesión por dosificación pobre de ligante. Los desprendimientos afectan a los acabados continuos en revestimientos como cemento, cal, yeso y a los acabados por elementos, como por ejemplo enchapados, los cuales representan un peligro para la seguridad de los peatones.

### ***Erosiones mecánicas***

Son las pérdidas de material superficial debidas a esfuerzos mecánicos, como golpes o rozaduras, cambios térmicos, ataque químico, etc. Por ejemplo, en los pavimentos, también las partes bajas y altas de fachadas y tabiques, cornisas, debido a las partículas que transporta el viento.

#### **2.3.5.3.3 Daños químicos**

Se producen a partir de un proceso patológico de carácter químico, su origen suele ser la presencia de sales, ácidos o álcalis que reaccionan provocando descomposiciones

que afectan a la integridad del material y reducen su durabilidad, las que se clasifican en los siguientes grupos:

### ***Eflorescencia***

Es un proceso patológico de los morteros principalmente, manifiesto en superficies repelladas o en acabados a base de cemento y pinturas, otros que contiene sales minerales, por la aparición de humedad. Los materiales contienen sales solubles y éstas son arrastradas por el agua hacia el exterior durante su evaporación y cristalizan en la superficie del material.

### ***Oxidaciones y corrosiones***

Son un conjunto de transformaciones moleculares que tiene como consecuencia la pérdida del material en la superficie de metales como el hierro y el acero. Sus procesos patológicos son químicamente diferentes, pero se consideran un solo grupo porque son prácticamente simultáneos y tienen una sintomatología muy similar.

- ❖ Oxidación, es la transformación de los metales en óxido al entrar en contacto con el oxígeno. La superficie del metal puro o en aleación tiende a transformarse en óxido químicamente más estable, y de este modo protege al resto del metal de la acción del oxígeno.
- ❖ Corrosión, es la pérdida progresiva de partículas de la superficie del metal. Este proceso se debe a la acción de una pila electroquímica en la cual el metal actuará como ánodo o polo negativo y perderá electrones a favor del cátodo o polo positivo.

### ***Agentes biológicos micro fauna y flora***

Tanto los organismos animales como vegetales pueden llegar a afectar la superficie de los materiales. Su proceso patológico es fundamentalmente químico, puesto que se segregan sustancias que alteran la estructura química de los materiales donde se alojan, pero también afectan al material en su estructura física. Entre los organismos se pueden diferenciar dos grupos, animales y vegetales:

- ❖ Animales, suelen afectar, en muchas ocasiones deteriorar los materiales constructivos, sobre todo, los insectos que a menudo se alojan en el interior del material y se alimentan de éste, pero también las aves o pequeños mamíferos que causan principalmente daños erosivos.

- ❖ Plantas, entre las que pueden afectar los materiales constructivos de los elementos que portan carga, causando daños debido a su peso o a la acción de las raíces, pero también las plantas microscópicas, que causan daños mediante ataques químicos.
- ❖ Mohos, que se encuentran, casi siempre, en los materiales porosos, donde desprenden sustancias químicas que producen cambios de color, olor, de aspecto y a veces incluso erosiones; y en hongos, algas, líquenes y helechos que atacan normalmente a la madera y pueden llegar incluso a acabar destruyéndola por completo.

#### **2.3.5.4 Daños estructurales en monumentos históricos**

Para evaluar estructuralmente y en general, un monumento o inmueble histórico de adobe, madera, mampostería no confinada y no reforzada, se tiene que tener en cuenta los tipos de daños que puede presentar el monumento. Estos dependen directamente de los esfuerzos a los que estén sometidos y de su capacidad para resistirlos. Por lo que es importante comprender los efectos de los elementos estructurales que están soportando, dependiendo de las condiciones de apoyo y la forma en que las cargas actúan y transmiten las fuerzas a través de cada elemento estructural y no estructural.

##### **2.3.5.4.1 Fallas en construcciones de adobe**

###### ***Muros de mampostería***

- ❖ Grietas horizontales: el elemento estructural presenta falla por flexión cuando las fuerzas sísmicas actúan en la dirección transversal a su plano. Las grietas de tensión se localizan en el centro, extremos y esquinas, entre más largo sea el muro más importante es el daño. La flexión ocurre en los muros altos que se comportan como vigas en voladizo, también ocurre en los muros aislados donde actúan fuerzas laterales en la dirección normal a su plano, cuando este fenómeno ocurre se presentan grietas horizontales en la parte inferior del elemento.
- ❖ Grietas diagonales: el efecto de cortante genera grietas diagonales, pueden ser por causa de la compresión o tensión diagonal, estas fallas pueden presentarse diagonalmente a través de las piezas las cuales siguen la trayectoria de la sica. Si existen aberturas se inician las grietas en las esquinas y algunas veces en el centro de los segmentos de muros, la flexión y cortante actúan juntos y a menudo se presentan combinados debido a que los sismos se presentan en

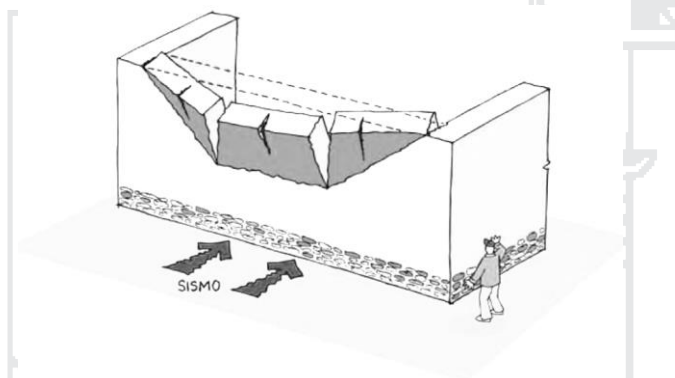
ambas direcciones de un edificio. En ocasiones los muros de mampostería están confinados por elementos estructurales (columna), lo que puede producir falla por aplastamiento en las esquinas.

Los mecanismos de falla y el tipo de agrietamiento respectivo más probables que se pueden presentar en las edificaciones de adobe son las siguientes:

### ***Tipo I***

Falla por flexión perpendicular al plano del muro con agrietamiento horizontal en la base o a una altura intermedia y agrietamientos verticales adicionales que constituyen el mecanismo de falla.

Este tipo de mecanismo de falla es frecuente en muros largos sin restricciones transversales (AIS, FOREC, 2005).



*Figura 2.15. Mecanismo de falla tipo I (AIS, FOREC, 2005).*

### ***Tipo II***

Falla por flexión perpendicular al plano del muro con agrietamiento vertical en la zona central, agrietamiento diagonal que constituye el mecanismo de falla y figuración en la parte superior por falla de refuerzo y confinamiento.

Este tipo de falla se presenta principalmente en muros altos y cortos o muros largos con restricciones laterales poco espaciadas (AIS, FOREC, 2005).



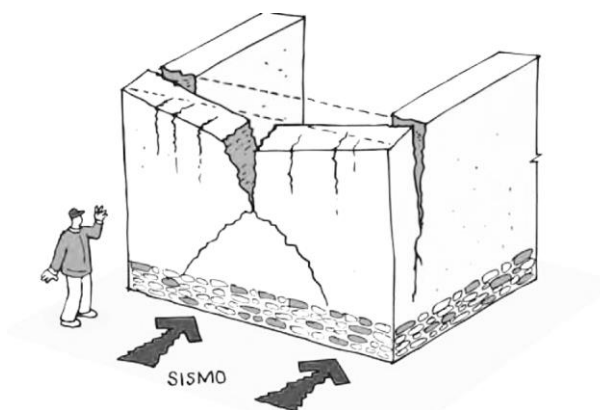


Figura 2.16. Mecanismo de falla tipo II (AIS, FOREC, 2005).

### Tipo III

Falla por flexión perpendicular al plano en las esquinas no confinadas de muros sueltos, o en esquinas no conectadas efectivamente con los muros transversales de restricción al mismo (AIS, FOREC, 2005).

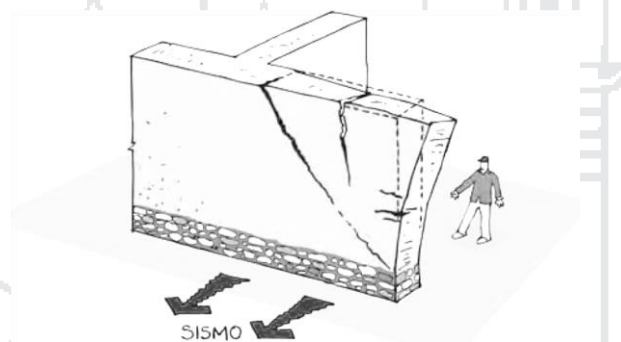


Figura 2.17. Mecanismo de falla tipo III-a (AIS, FOREC, 2005).

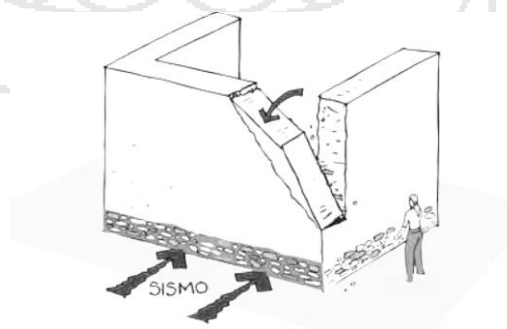


Figura 2.18. Mecanismo de falla tipo III-b (AIS, FOREC, 2005).

### Tipo IV

Falla por cortante en el plano del muro asociada a altos empujes horizontales. En muchos casos estos agrietamientos están asociados a entresijos o cubiertas muy pesadas



o con sobrecarga y se ven magnificados con las aberturas correspondientes a las puertas y ventanas en los muros (AIS, FOREC, 2005).

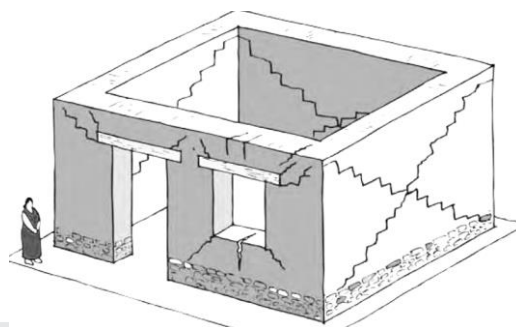


Figura 2.19. Mecanismo de falla tipo IV (AIS, FOREC, 2005).

### Tipo V

Combinación de dos o más de los mecanismos antes mencionados.

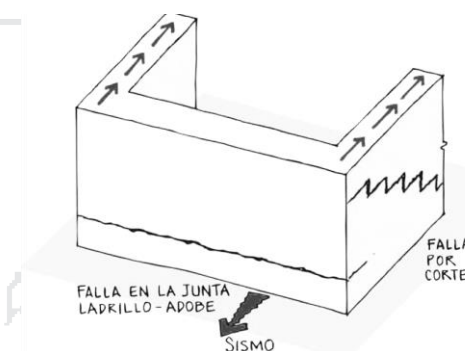


Figura 2.20. Mecanismo de falla tipo V (AIS, FOREC, 2005).

### Tipo VI

Caída de la cubierta hacia el interior de la vivienda, por encontrarse mal apoyada sobre los muros o porque los muros presentan cualquiera de las deficiencias anteriores del Tipo I al Tipo V (AIS, FOREC, 2005).

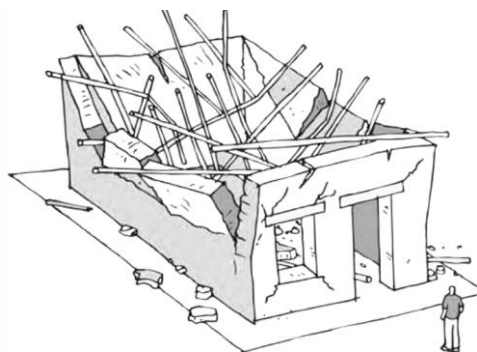
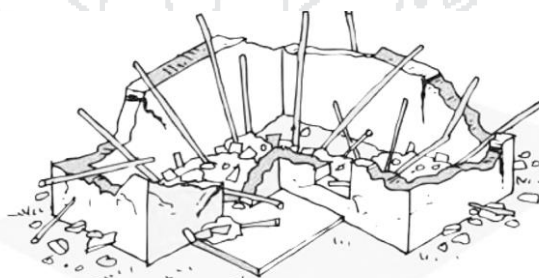


Figura 2.21. Mecanismo de falla tipo VI (AIS, FOREC, 2005).

### *Tipo VII*

Falla generalizada de la cubierta por ausencia de un apoyo adecuado o por mala estructuración de la misma. Usualmente la cubierta falla hacia el interior de la estructura, rompiendo la parte superior de los muros portantes.

Este tipo de mecanismo de falla es frecuente en edificaciones con cubiertas muy pesadas, mal concebidas estructuralmente o con por alto grado de deterioro a causa del ataque de insectos o cambios de humedad (AIS, FOREC, 2005).



*Figura 2.22. Mecanismo de falla tipo VII (AIS, FOREC, 2005).*

#### **2.3.5.4.2 Fallas en madera**

La madera usada en bruto es siempre más vulnerable. Esto disminuye cuando se usa líquidos curadores baratos como el alquitrán, carbolíneo, aceite quemado, otros con más costos los fabrican los productores químicos en forma de pinturas, como antipolilla, etc. La madera tratada o curada es mucho más cara pero más durable, modernamente en la industria de construcción de casas en países nórdicos y Europa (Caballero & Samayoa, 2010).

En las estructuras de madera los daños estructurales son normalmente por los ataques bióticos (insectos, hongos y pudrición). En relación a los pisos de madera se pueden identificar falla de corte en los extremos asociados al alto contenido de humedad, falta de flexión originado por la presencia de defectos, grietas formadas por el secado de la madera, reducción de la sección por los ataques bióticos, exceso de carga por los cambios de uso del edificio, etc. En cuanto a los elementos que van en la estructura de techo, además de fallas de corte en los extremos, no es raro encontrar ataques bióticos, producto de que están más expuestos a los agentes atmosféricos (Ilharco et al., 2008).

### *Patologías de origen estructural*

La principal afección que puede sufrir un elemento de madera es por la interacción directa que tiene el material, con su ubicación y los agentes de deterioro incidentes. Desde el punto de vista patológico, cada problemática que pueden presentar las estructuras de madera, requiere como punto previo el conocimiento de la madera a proteger, su contexto (humedad, temperatura insolación, etc.), agentes patológicos y además los factores propios de la madera que son de gran interés como: estructura de la madera, composición, contenido de humedad y durabilidad (Enríquez, 2014).

### *Deformaciones causadas por el efecto de madera húmeda*

La deformación puede variar según la cantidad de humedad que pueda presentar la madera. Uno de los principales factores para una deformación es la cantidad de agua que pueda ganar o perder el elemento, por ello es importante acotar que las piezas a utilizar deben alcanzar una estabilidad del 12 % de CH, de esta manera se está garantizando que las piezas no presenten deformaciones exageradas y que a su vez no repercutan en la resistencia de todo el conjunto estructural (Enríquez, 2014).

### **2.3.6 Análisis estructural**

En la actualidad se cuenta con distintas técnicas para el análisis estructural de los edificios históricos. Además, con el apoyo de las herramientas computacionales, se pueden estudiar estructuras muy complejas.

La creación del modelo numérico que simule la estructura histórica real, no es una labor sencilla, comenzando por la identificación de los elementos estructurales y los que son meramente decorativos, así como la definición de las características geométricas del sistema.

El análisis estructural es un proceso sistemático, que concluye con el conocimiento de las características de su comportamiento bajo un cierto estado de cargas.

El objetivo del análisis de una estructura es la predicción de su comportamiento bajo las diferentes acciones para las que se establezca que debe tener capacidad de respuesta.

### 2.3.6.1 Tipos de análisis

#### *Análisis estático*

Este tipo de análisis se caracteriza por que las cargas actuantes sobre la estructura no dependen del tiempo.

#### *Análisis dinámico*

Se caracteriza este tipo de análisis por las cargas actuantes que son variables con el tiempo, debiendo requerirse la participación de las fuerzas de inercia en la estimación de la respuesta de la estructura.

Sin embargo, en el caso de los edificios históricos, es importante realizar análisis dinámicos como por ejemplo cuando se encuentran sometidos a acciones relativamente de alta frecuencia, como es el caso del tráfico o equipos vibratorios (Aguilar, 2012).

Existen diferentes tipos de análisis dinámicos, desde los que se emplean para determinar las propiedades dinámicas de la estructura, hasta los que permiten obtener el historial de desplazamientos de un sistema sometidos a determinadas condiciones.

#### *Análisis lineal*

Un comportamiento es lineal cuando el valor de la deformación de un material cualquiera es proporcional a los esfuerzos aplicados sobre éste y no al tiempo que se necesita aplicar la carga para alcanzar dicho valor.

Los métodos elásticos son aquellos en los que se admite que el material tiene un comportamiento lineal tanto para esfuerzos de compresión como de tensión. O sea que, por una parte, las deformaciones internas aumentan proporcionalmente a las cargas aplicadas, y por otra, estas deformaciones desaparecen en cuanto cesan las acciones de carga (Aguilar, 2012).

Un criterio que es válido y que se ha empleado frecuentemente, es que a partir de un análisis elástico lineal, se puede conocer las zonas críticas donde se presentará el daño en la estructura, que es precisamente donde se presenten los esfuerzos a tensión. Actualmente esta técnica se usa con la ayuda del Método de los Elementos Finitos y es una de las más generalizadas para el análisis de construcciones antiguas, sobre todo porque permite la modelación de estructuras complicadas (Aguilar, 2012).

### *Análisis no lineal*

Un comportamiento es no lineal cuando el valor de la deformación no es proporcional al esfuerzo que lo produce porque es difícil de calcular ya que están en función a una o más variables adicionales tales como la conformación interna del material, la duración de la aplicación de la carga, la geometría de los elementos, etc. (Torres, 2009).

Caracteriza a este tipo de análisis el comportamiento inelástico del material de la estructura, la aparición de grandes deformaciones o la no linealidad geométrica de la estructura.

#### **2.3.6.2 Métodos de análisis**

En el medio de la conservación y restauración de los edificios históricos, lo que predomina es la preferencia a emplear criterios de intervención basados en la intuición y en la experiencia. Sin embargo, estos dos conceptos deben ser respaldados con los resultados del análisis de modelos representativos de la estructura en estudio y también con los resultados de las investigaciones experimentales.

La muy temprana demanda de complicados análisis unida a serias limitaciones en la capacidad computacional dio lugar a la aparición de un gran número de técnicas especiales aplicables a un problema o situación especial, en este caso se tratara con mayor detalle el método de elementos finitos, el cual se describe a continuación las generalidades de dicho método.

#### *Elementos finitos*

En general el análisis estructural tiene como objetivo determinar un campo de esfuerzos o de deformaciones de una estructura y sus elementos. En muchos casos se dispone de una ecuación que describe la solución del problema, como es por ejemplo la ecuación  $\sigma = My/I$ , la cual define los esfuerzos dentro de la sección de un elemento sometido a flexión.

La idea general del método de los elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. Las ecuaciones que rigen el comportamiento del continuo regirán también el del elemento (Carnero, 2010).

El método de los elementos finitos considera una malla como una estructura formada por un conjunto de elementos de tamaño finito (Cortez & Sotomayor, 2007).

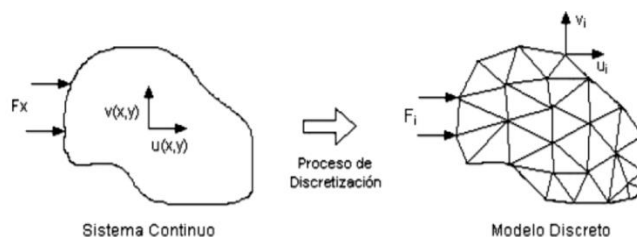


Figura 2.23. Esquema de discretización (Carnero, 2010).

La experiencia en el uso del método de elementos finitos (MEF) recomienda realizar un refinamiento de la malla de elementos finitos en zonas de alta concentración de esfuerzos, cambios bruscos en la geometría o en zonas cercanas a la aplicación de condiciones de frontera o carga. Por otra parte, señala que no es necesario hacerlo cuando se quiere obtener desplazamientos (Taborda & Izcue, 2009).

### 2.3.6.3 Modelado del comportamiento mecánico de la mampostería

Básicamente las propiedades mecánicas de la mampostería están fuertemente ligadas con las propiedades individuales de los materiales de las piezas (unidad) y el mortero.

La diferencia en propiedades elásticas de la unidad y mortero es el precursor del daño de la mampostería. Sin embargo, también es necesario tener conocimiento del comportamiento en los puntos donde interactúan ambos componentes en los distintos tipos de aparejos. En general, el enfoque hacia el modelado numérico puede centrarse en la micromodelación de los componentes individuales: las unidades de adobe y el mortero, o la macromodelación de la mampostería como un compuesto. Dependiendo del nivel de precisión y la simplicidad deseada, es posible usar las siguientes estrategias de modelación (Lourenço, 1998):

- ❖ Micromodelado Detallado: las unidades y las juntas de mortero están representadas por elementos continuos, mientras que la interfaz unidad-mortero está representada por elementos discontinuos.
- ❖ Micromodelado Simplificado: las unidades son representadas por elementos continuos mientras que el comportamiento de las juntas de mortero y la interfaz unidad-mortero son presentadas por elementos discontinuos.



- ❖ **Macromodelado:** las unidades, las juntas de mortero y la interfaz unidad-mortero se representan como un elemento continuo.

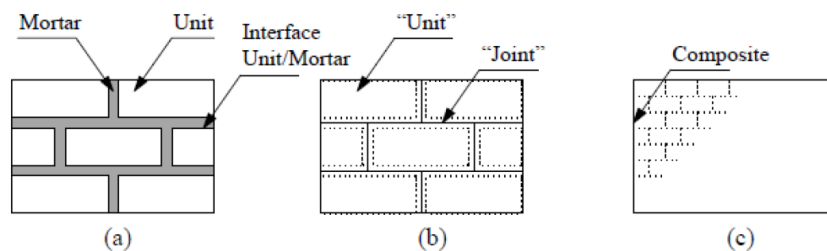


Figura 2.24. Estrategias para la modelación de estructuras de mampostería: (a) micromodelado detallado, (b) micromodelado simplificado, (c) macromodelado (Lourenço, 1998).

Posiblemente los micromodelos describan mejor el comportamiento de la mampostería pero la cantidad de elementos a considerar cuando se analiza una estructura completa se reflejará en un gran esfuerzo computacional y tiempo de solución. Además, en iglesias coloniales frecuentemente es difícil encontrar una que esté construida completamente con un mismo tipo de mampostería. Debido a que se construyeron en periodos largos, existen construcciones con combinaciones de diferentes tipos de aparejos y materiales (Fig. 2.24). Para facilitar el modelado de la mampostería es mejor considerarla como un material homogeneizado e isótropo, lo cual se logra con macromodelos.

#### 2.3.6.4 Programa empleado

##### *Programa SAP 2000*

**SAP2000** es un programa desarrollado por la empresa CSI, Computer and Structures, Inc. En Berkeley, California, EEUU. Se presenta en varias versiones (Standard, Plus y Advanced). Desde hace más de 30 años ha estado en continuo desarrollo, para brindarle al ingeniero una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar sobre la base de una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño estructural a la vanguardia a nivel mundial (Hernández, 2014).

**SAP2000** determina a través del método de elementos finitos la respuesta en términos de fuerzas, esfuerzos y deformadas en los elementos de área y sólidos, presentando una salida gráfica y por tablas, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales dedicados a la investigación, desarrollo de proyectos y construcción. En términos de uso permite realizar diversos Análisis Estáticos y

Dinámicos de forma lineal y No Lineal a través de funciones espectrales y Tiempo-Historia. Pueden incorporarse cables, guayas, resortes, amortiguadores, aisladores, Disipadores, secciones no prismáticas, etc. (Hernández, 2014).

**Opciones de análisis**

**Elemento Shell**

El elemento Shell se puede utilizar para modelar muros, placas, vigas de gran altura, etc.

**Geometría**

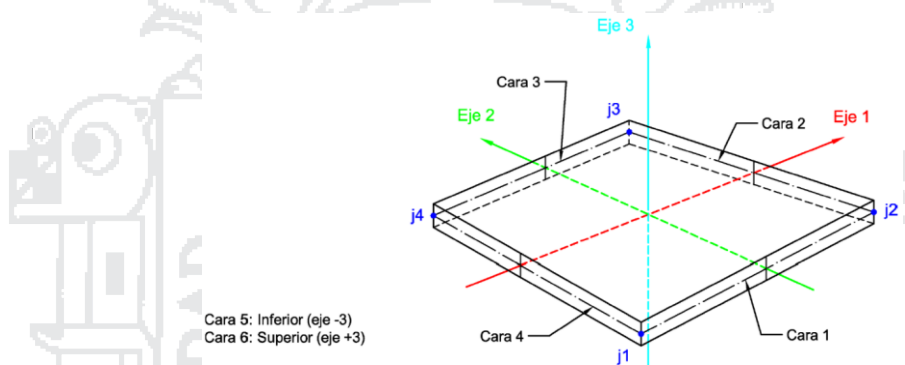


Figura 2.25. Definición del elemento placa cuadrilátero (Lavado & Granados, 2012).

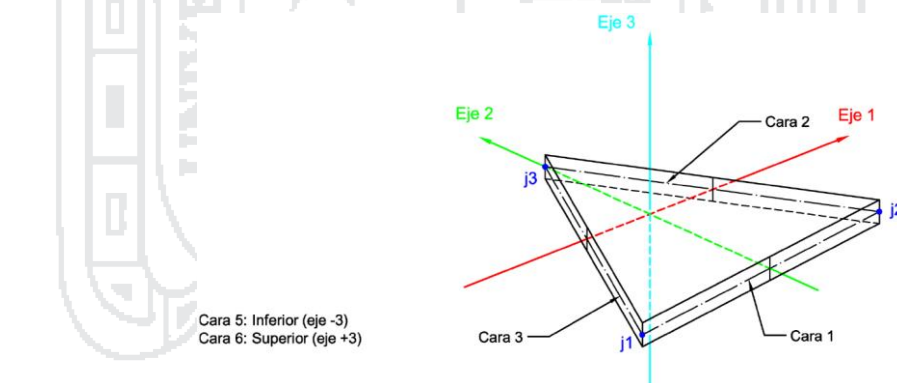


Figura 2.26. Definición del elemento placa triangular (Lavado & Granados, 2012).

**Tipos de elementos Shell**

SAP2000 presenta tres tipos de elementos “Shell”: Placa, Membrana y Shell.

Los elementos Placa reaccionan sólo fuera del plano que los contiene (flexión y cortes de losa), y los elementos Membrana reaccionan sólo dentro del plano que los contiene (tracciones, compresiones, cortes dentro del plano). El elemento Shell

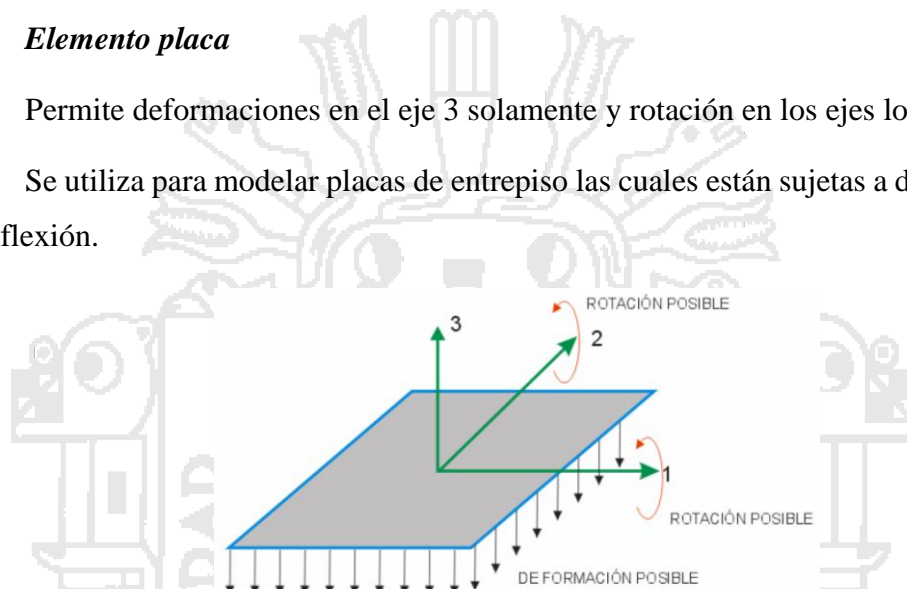
simplemente superpone los efectos anteriores y reacciona dentro y fuera del plano (Peña, 2014).

- ❖ Placa: 2 giros, 1 desplazamiento (fuera del plano) en cada nodo.
- ❖ Membrana: 1 giro, 2 desplazamientos (dentro del plano) en cada nodo.
- ❖ Shell: 3 giros, 3 desplazamiento en cada nodo.

### ***Elemento placa***

Permite deformaciones en el eje 3 solamente y rotación en los ejes locales 1 y 2.

Se utiliza para modelar placas de entepiso las cuales están sujetas a deformaciones por flexión.

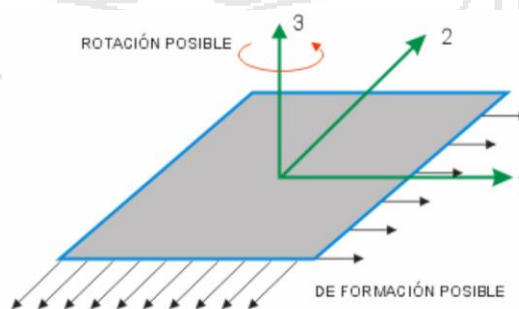


*Figura 2.27. Elemento placa (Herrera, 2012).*

### ***Elemento Membrana***

Permite deformaciones axiales y rotación alrededor del eje local 3.

Se utiliza para modelar muros de cortante.

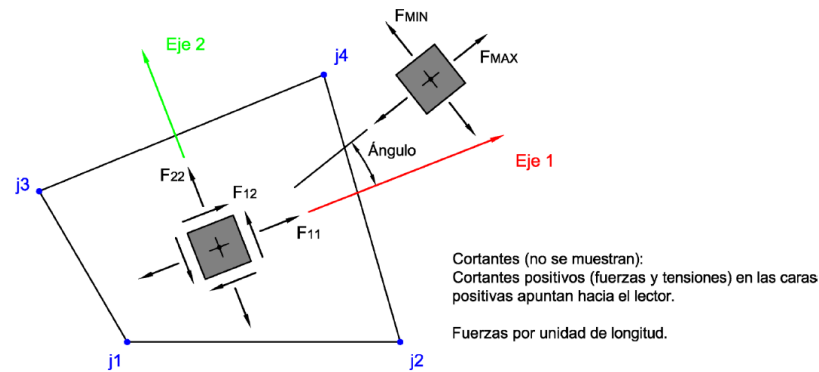


*Figura 2.28. Elemento membrana (Herrera, 2012).*

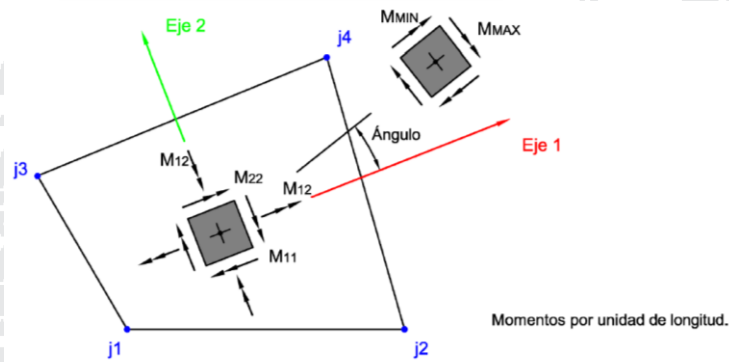
### ***Fuerzas internas del elemento placa***

Las fuerzas internas del elemento placa son las tensiones resultantes del elemento. Estas resultan de integrar las tensiones en el espesor de la placa.

Es muy importante remarcar que estas tensiones resultantes son fuerzas y momentos por unidad de longitud del elemento y que están presentes en el punto medio de la superficie del elemento.



TENSIONES Y FUERZAS DE MEMBRANA  
La tensión  $S_{ij}$  tiene la misma definición que la fuerza  $F_{ij}$



MOMENTOS FLECTORES Y TORSOR DE PLACA

Figura 2.29. Fuerzas internas y estado tensional del elemento placa (Lavado & Granados, 2012).

### Elemento frame

El elemento barra se usa para modelar vigas, columnas y elementos lineales en estructuras planas y tridimensionales, que incluyan efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones por cortante. También se puede usar para modelar el comportamiento de cables cuando no se utilicen propiedades no lineales en estos, por ejemplo, grandes desplazamientos.

El elemento se compone de un nodo inicial y un nodo final y posee ejes locales que se presentan a continuación:

- ❖ El eje 1 siempre va del nodo inicial al nodo final y es axial al elemento.
- ❖ El eje 2 es ortogonal al eje 1 y por defecto tiene la misma dirección del eje Z.

- ❖ El eje 3 resulta de implementar la regla de la mano derecha.

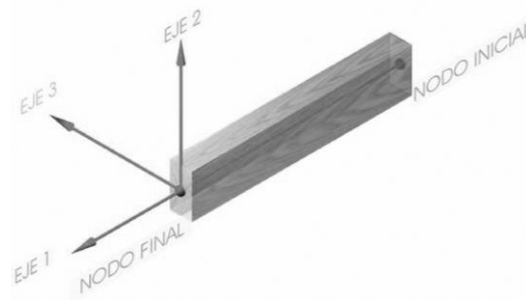


Figura 2.30. Esquema del elemento frame (Herrera, 2012).

### **Conectividad de los nodos**

El elemento barra se representa como una línea recta con dos nodos, I y J en sus extremos. Estos dos nodos no deben compartir la misma localización en el espacio. Los dos extremos del elemento se denotan como extremo I y extremo J.

### **Grados de libertad**

El elemento barra tiene asociado seis grados de libertad en cada nodo. Si se quiere modelar cables o elementos en los que no se transmitan momentos se debe liberar la rotación del elemento en sus extremos tal y como se desee.

Para modelar los cables de la estructura, estos no deben transmitir esfuerzos momentos con lo que se deben liberar la transmisión de estos en los nodos.

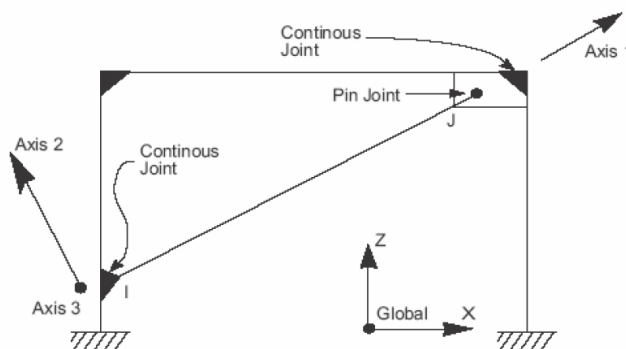


Figura 2.31. Se ha liberado transmisión de momento en el nodo J de la diagonal (Herrera, 2012).

### **Fuerzas internas del elemento**

Las fuerzas internas del elemento son las fuerzas y momentos que resultan del estado tensional de la sección del elemento. Estas fuerzas internas son:

- ❖ P, axial.

- ❖  $V_2$ , cortante en el plano 1-2 según los ejes locales del elemento
- ❖  $V_3$ , cortante en el plano 1-3 según los ejes locales del elemento
- ❖  $T$ , torsión
- ❖  $M_2$ , momento de flexión en el plano 1-3, eje local 2 del elemento.
- ❖  $M_3$ , momento de flexión en el plano 1-2, eje local 3 del elemento.

Estas fuerzas y momentos internos se presentan en cada sección a lo largo de la longitud del elemento barra, y pueden obtenerse en el pos proceso del modelo.

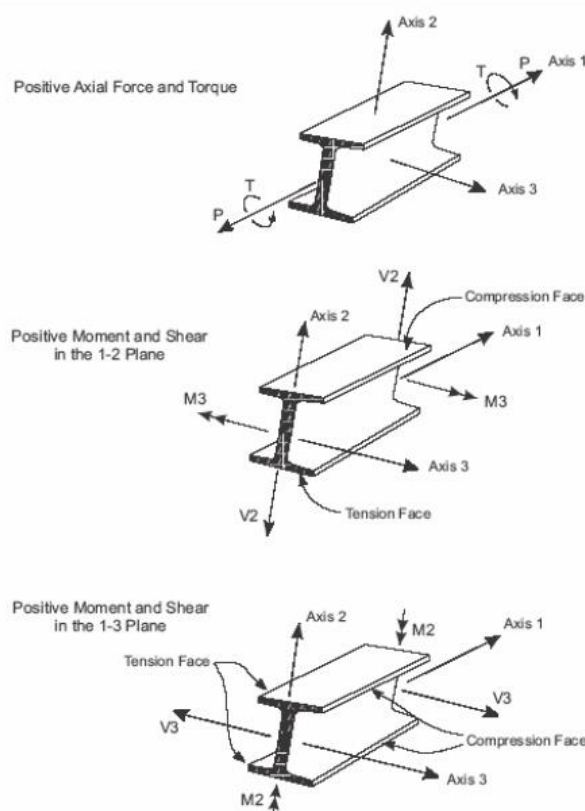


Figura 2.32. Representación de las fuerzas y momentos internos del elemento barra (Herrera, 2012).

### 2.3.7 Seguridad sísmica

Muchas de las civilizaciones que construyeron monumentos notables se concentraron en lugares con actividad sísmica significativa, razón por la cual los sismos han sido uno de los causales principales para el daño o la destrucción de los edificios históricos.

Se podría pensar que los edificios que han subsistido durante siglos sin daño o por lo menos con efectos menores, muestran suficiencia en su seguridad. Esto no siempre es



válido, ya que la capacidad de un edificio a resistir efectos sísmicos, no solo va en decremento producto del deterioro natural de los materiales, sino también por debilitamiento producido por sismos anteriores y por modificaciones en la estructura que en algunas ocasiones disminuye la resistencia a este efecto. (Aguilar, 2012).

El potencial destructivo de un movimiento sísmico del terreno, depende de tres factores principales: la aceleración máxima que experimenta el terreno, expresada como fracción de la gravedad; la duración de la fase intensa del movimiento y el contenido de frecuencias de vibración, es decir, la rapidez con que el movimiento del suelo cambia de dirección. Este último concepto define el tipo de estructura que será más afectado. (Aguilar, 2012).

### **Efectos**

Durante un sismo, la cimentación del edificio, tiende a seguir el movimiento del terreno y, por efectos de inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada y a seguir el movimiento de la base. Estas fuerzas de inercia que se generan, ponen en peligro la seguridad de la estructura.

El movimiento del terreno es complejo, pero se puede visualizar por sus tres componentes ortogonales, es decir, genera vibraciones horizontales y verticales.

Las horizontales son las más críticas y por ello, las empleadas en los cálculos estructurales. Por otro lado, el efecto conjunto del movimiento horizontal y vertical puede ser crítico en construcciones de mampostería cuya estabilidad se basa en la acción equilibrante del peso propio ante los empujes laterales. Las aceleraciones verticales actúan ya sea aumentando o disminuyendo las fuerzas de gravedad. Cuando actúan hacia arriba, reducen el efecto de las fuerzas debidas a la gravedad que, en la mampostería, son generalmente favorables a la resistencia ante cargas horizontales.

### **Comportamiento y modos de falla**

Los edificios históricos son en su mayoría muy pesados, lo cual genera fuerzas de inercia elevadas, ya que se derivan del producto de la masa por la aceleración. También estos edificios son muy rígidos, lo que hace que la frecuencia fundamental de vibrar, que es típicamente entre 0.1 y 0.4Hz, se encuentre en el intervalo donde se ubican las frecuencias dominantes de los sismos de epicentros cercanos (Meli, 1998).

Gracias a la existencia de abundantes muros de gran espesor y de contrafuertes en las dos direcciones, muchos edificios de este tipo, han soportado exitosamente fuertes sismos a lo largo de los siglos.

Es común que los muros de una edificación de mampostería, fallen debido al movimiento perpendicular a su plano. Las paredes laterales reciben el peso de la techumbre. En un sismo, las fuerzas de inercia que se generan por la masa considerable de la bóveda y las que se producen por el peso mismo del muro, producen empujes normales al plano del muro. Debido a que en sus uniones no se presentan restricciones significativas, los elementos pueden separarse fácilmente volteándose hacia afuera. Ahora, si el movimiento del muro no es suficiente para producir su volteo, sí se puede generar inestabilidad de la bóveda, la cual puede llegar al colapso (Cardão, 2001).

### **2.3.8 Reforzamiento estructural en muros de adobe**

Lo realmente importante en todo tratamiento y/o reforzamiento estructural es asegurar una conservación, mediante el control de los agentes externos e internos que han provocado el deterioro para minimizar el proceso de degradación en primer lugar, con la aplicación de los tratamientos correctores y estabilizando el objeto de nuestra intervención (Sáez, 1999).

Se presentan dos corrientes de reforzamiento dentro de los especialistas dedicados a la restauración de este tipo de edificaciones (Jiménez & Pérez, 2007).

- ❖ La primera considera fundamental que no se altere la materialidad de la edificación y que esta no pierda su identidad.
- ❖ La segunda advierte de la gran vulnerabilidad de las construcciones de adobe frente a eventos sísmicos de importancia, y por ello se propone intervenciones con materiales más resistentes.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma Técnica A-140, 2006). Los tipos de intervención que pueden ejecutarse en los bienes culturales inmuebles son:

- ❖ Conservación, es la intervención que tiene por objeto prevenir las alteraciones y detener los deterioros en su inicio, a fin de mantener un bien en estado de eficiencia y en condiciones de ser utilizado.

- ❖ Consolidación, técnica de restauración que consiste en la ejecución de las obras mínimas necesarias para asegurar la estabilidad y solidez de la estructura de un edificio, siempre y cuando no impliquen modificaciones sustanciales.
- ❖ Consolidación estructural, consiste en integrar y dar firmeza y solidez a un edificio para asegurar su perennidad, sin alterar su aspecto.

### *Criterios de la intervención*

(Gaetano, 1990) indica cuatro criterios que orientan el trabajo para asegurar el bien cultural durante la intervención:

- ❖ El criterio de la intervención mínima.
- ❖ El criterio del respeto de la autenticidad.
- ❖ El criterio de la evidente diferenciación entre lo existente y lo restaurado.
- ❖ La posibilidad, al menos en teoría, de la reversibilidad en la intervención.

En las intervenciones estructurales se debe tomar en cuenta que no es lo mismo intervenir en edificaciones modernas y en edificaciones históricas, debido a que se debe considerar la compatibilidad de los materiales a utilizar en la intervención, así como en el caso de las intervenciones en edificios históricos que todavía se encuentran en una fase exploratoria en comparación con las intervenciones en edificaciones modernas donde el proceso de evaluación y posterior reforzamiento cuenta con procedimientos tecnológicos comprobados analítica y experimentalmente (Esquivel, 2009).

#### **2.3.8.1 Compatibilidad del adobe con otros materiales usados en reforzamiento**

Actualmente, se está viviendo un momento singular de la tecnología constructiva. Por un lado, la aparición de nuevas técnicas y los nuevos materiales que se incorporan al cambio general y progresivo del sector de la construcción; por el otro, el desconocimiento y la desconfianza hacia las viejas tecnologías es cada vez mayor y predomina una irracional confianza en los nuevos materiales que no están constatados suficientemente como para introducirlos en edificios históricos. Es por ello que los nuevos materiales se deben utilizar con prudencia y sabiduría (Esquivel, 2009).

En el caso de los monumentos de adobe se debe tomar en cuenta la compatibilidad y reversibilidad de los materiales usados en la restauración debido a que la tierra es un material cuya resistencia a la tracción es mínima y por lo tanto es muy frágil al tratar de combinarla con otros materiales de refuerzo más resistentes.

### ***Compatibilidad del adobe con la madera***

La madera es un material anisotrópico, liviano, flexible, de baja densidad y de fácil trabajabilidad. Entre sus propiedades tiene una alta resistencia a la compresión, baja resistencia a la tracción y moderada resistencia a la cizalladura. Además por ser fibrosa, de dureza superior a la del adobe, y que su superficie permite cierta adherencia con la tierra lo cual hace que trabaje bien con el adobe en conjunto. Por lo tanto, se considera que la madera es un material compatible con el adobe (Esquivel, 2009).

### ***Compatibilidad del adobe con acero***

Los tensores de acero son usados como refuerzos horizontales y verticales de los muros. Esta técnica es reconocida como una solución adecuada y además cumple con el requisito de ser reversible. Un inconveniente para la colocación de estos refuerzos es la pérdida de tensión al transcurrir el tiempo por la relajación del acero. Una alternativa moderna de la utilización del acero como refuerzo en los muros es la propuesta por (Leroy, et al, 2000).

En los monumentos históricos de Cusco solo han sido utilizados refuerzos de acero horizontales superiores en los muros los cuales además de evitar el volteo del muro debido a las cargas del techo y/o algún evento sísmico garantizan también una continuidad en el plano, lo que evita que los segmentos de muro que forman las fisuras, se salgan del mismo plano (Esquivel, 2009).

### ***Compatibilidad del adobe con concreto armado***

A partir de su aparición se genera una confianza en que los refuerzos con concreto armado proporcionarán la resistencia y la seguridad a la estructura, omitiendo, en algunos casos, la posibilidad de una restauración más coherente. Por esto es importante tener presente el concepto de que el concreto armado es un material homogéneo, isótropo, mientras que los edificios de mampostería son heterogéneos, anisótropos. A pesar de estas diferencias, con excesiva facilidad se sigue recurriendo al concreto armado, cuya efectividad y coexistencia en materia de restauración es en algunas ocasiones dudosa (Esquivel, 2009).

#### **2.3.8.2 Alternativas de reforzamiento**

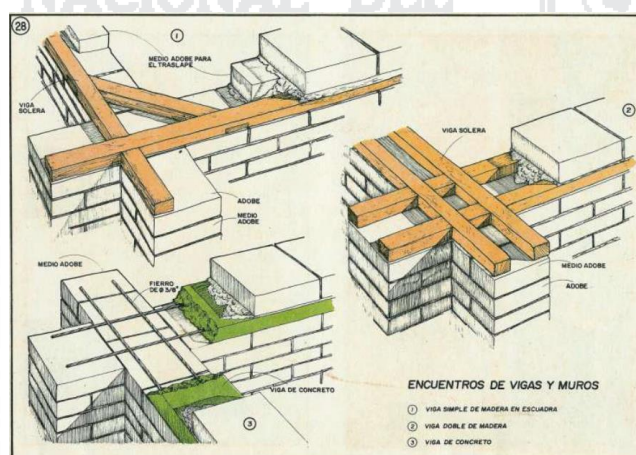
Las alternativas de rehabilitación propuestas conforman una serie de recomendaciones que buscan disminuir el riesgo sísmico al que está sometido este tipo

de edificaciones. Se pretende en lo posible evitar la ocurrencia del colapso de la edificación frente a solicitaciones externas. A continuación se describen propuestas de refuerzo de edificaciones de adobe, con diferentes enfoques cada una.

### ***Refuerzo con viga collar de madera y barro***

El sistema techo se apoya simplemente sobre la estructura de adobe generando esfuerzos locales. Una viga collar de madera a lo largo de todos los muros lograría transmitir de manera perimetral el peso total del techo evitando concentraciones de esfuerzos.

El procedimiento consiste primero, en armar la viga collar, para ello utilizar largueros y travesaños de madera de 3"x3". Segundo, instalar la estructura en el muro y tercero rellenar con barro los espacios entre travesaños y largueros (Vargas et al, 2007).



*Figura 2.33. Viga collar de madera (Vargas, et al., 2007).*

### ***Refuerzo con viga collar de madera externa***

La técnica consiste en el reforzamiento con viga collar de madera la que se compone de dos tablonces colocados en el exterior y en el interior de los muros a la altura de las puertas y ventanas. Esto es con la finalidad de formar una sola unidad a través del efecto “aro” que proporciona esta viga externa y que al mismo tiempo produce un efecto de diafragma parecido al de un techo rígido uniendo firmemente los muros (Kuroiwa, 2004).

Las dos tablas de madera paralelas son de 12"x1" ó 8"x1" de sección transversal y con una longitud máxima de 5 m. Estas maderas son conectadas con ángulos de metal de 90° con un espesor mínimo de 1/16".



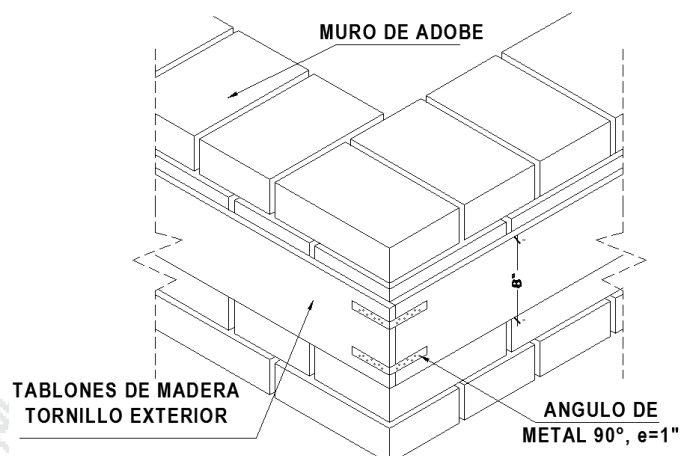


Figura 2.34. Detalle exterior de viga collar (Kuroiwa, 2004).

### ***Refuerzo con elementos de Madera Confinantes***

Esta técnica de reforzamiento consiste en la instalación de tablas de maderas horizontales y verticales en la cara exterior e interior de los muros con el fin de aumentar la resistencia de los muros y mantener la consistencia y unidad de la estructura. Las tablas de madera de Grupo B se interconectan mediante pernos pasantes y mediante puntillas convencionales clavadas sobre las tablas hasta penetrar los muros (*PADT-REFORT, 1984*).

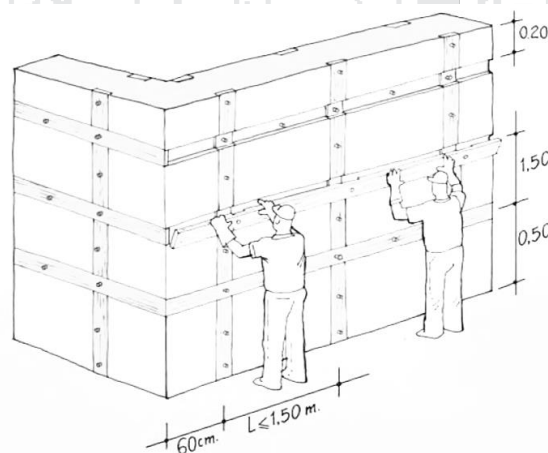


Figura 2.35. Detalle de elementos de madera confinante (*PADT-REFORT, 1984*).

### ***Costura con Tablas en Línea de Debilidad para coser la Falla por Cumbrera***

Preferentemente, la tabla debe ser de madera "tornillo" y debe colocarse embutida en una ranura, hecha previamente en el muro, de manera que la malla la cubra. Estas tablas tienen una altura de 30 cm por arriba y debajo de la línea de debilidad. A su vez, la tabla interior debe conectarse con la exterior mediante alambre (*CERESIS-PUCP, 1997*).



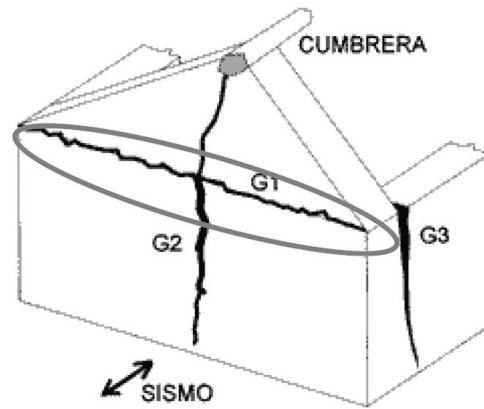


Figura 2.36. Detalle falla por cumbrera (CERESIS-PUCP, 1997).

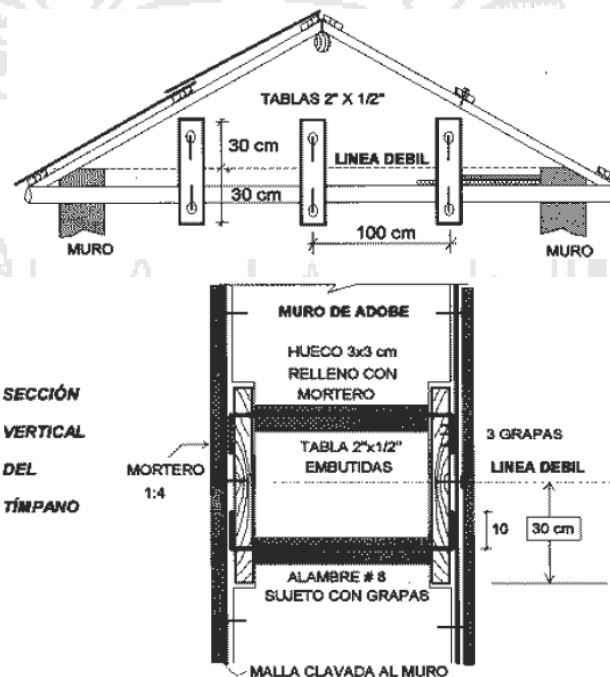


Figura 2.37. Detalle refuerzo con listón de madera (CERESIS-PUCP, 1997).

### La Geomalla como Refuerzo en Construcciones de Adobe

La Pontificia Universidad Católica del Perú (P.U.C.P.), a través del Departamento de Ingeniería, ha realizado estudios destinados a desarrollar métodos de reforzamiento de muros con mallas confinantes, los cuales buscan controlar el desprendimiento de partes de muros y evitar su vaciamiento. Retarda el periodo de colapso de la edificación, pero no evita que la estructura se dañe.

La alternativa de refuerzo para los muros es mediante malla de acero o geomallas de plástico y con un recubrimiento de mortero de barro o de cal y arena.

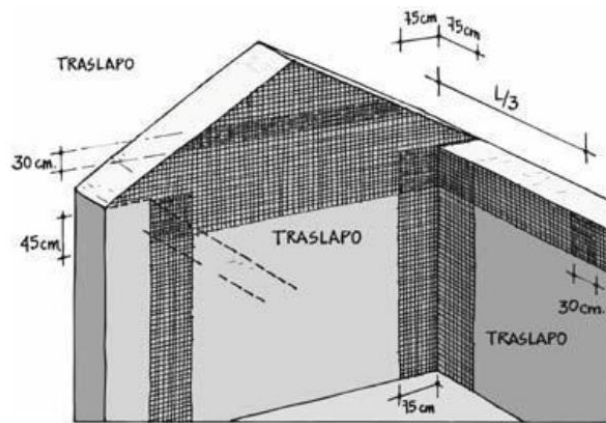


Figura 2.38. Refuerzo con geomalla (Koerner, 2005)

Las geomallas como refuerzo de estructuras de tierra para obras de ingeniería son muy usadas por tener propiedades estándar de rigidez y resistencia, fácil de implementar y con diversas características mecánicas (Torrealva, 2009).

La producción de la geomalla utiliza como materia prima resina de polímeros estabilizados. Entre sus principales propiedades están las de resistencia a la tracción, propiedades de durabilidad y propiedades relativas a la degradación de rayos UV y agentes agresivos externos. En climas húmedos o calientes la geomalla mantiene su estructura y composición original. El control de fabricación de este material cuenta con estándares internacionales certificados por organizaciones internacionales.

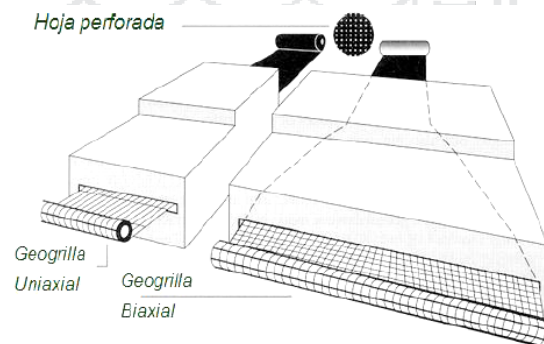


Figura 2.39. Fabricación de la geomalla a extrusión (Koerner, 2005)

### ***Control de la estabilidad mediante tirantes y barras verticales en muros de albañilería de adobe***

Realizado por The Getty Conservation Institute (Getty es una organización orientada a la preservación de las artes y la cultura emplazada en Los Ángeles, Estados Unidos), a través de Getty Seismic Adobe Project (G.S.A.P.), propone la aplicación de un reforzamiento capaz de mantener la estabilidad estructural mediante tirantes verticales

y horizontales en los muros, los que se adicionan al conjunto y permiten visualizar la historia de la edificación gracias a su bajo índice de intervención. La propuesta de Getty ha sido desarrollada a base de observaciones de la respuesta histórica de las construcciones de adobe ante los terremotos, además del análisis de ensayos dinámicos en laboratorio. Sin embargo, los refuerzos fueron ensayados en modelos de geometría cuadrada en planta y baja altura de los modelos, por lo que es difícil estimar la eficiencia de su aplicación en las iglesias de tierra de nuestro país, construidas con muros de más de 7 metros de altura y extensos paños de muro sin arriostramiento lateral (Jiménez & Pérez, 2007).

Esta alternativa de refuerzo no posee un método racional o analítico que valide el diseño estructural, sino que es eminentemente práctica, por lo que puede aplicarse en proyectos en los que no se requiera demostrar condiciones de sismorresistencia.

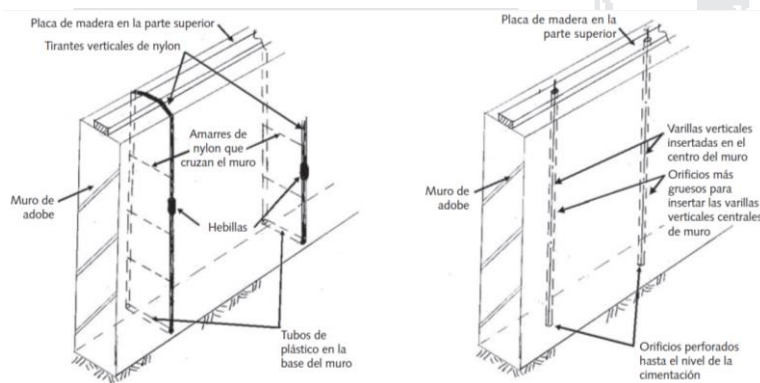


Figura 2.40. Izquierda: Refuerzo con tirantes y amarres que atraviesan un muro de adobe. Derecha: Refuerzo con varillas verticales insertadas en el centro de un muro de adobe (Esquivel, 2009).

### 2.3.9 Reforzamiento estructural en madera

En los últimos años las estructuras de madera han sido objeto de distintos y variados procedimientos de reforzamiento estructural, las cuales han tenido como objeto primordial recuperar las capacidades portantes de elementos que han perdido resistencia por deterioro en el transcurso del tiempo y por factores patológicos.

Aunque la disponibilidad de sistemas de reforzamiento estructural es variada, la mayoría de procesos carecen de análisis y datos técnicos, lo cual impide apreciar el resultado y la eficacia de su intervención. Por lo tanto es importante que cada refuerzo se respalde con estudios previos antes de su aplicación, en los cuales se pueda observar de

manera técnica como se produce el aumento de las propiedades mecánicas en una pieza de madera, ya sea esta antigua o nueva.

### ***Métodos de reforzamiento estructural***

#### ***Refuerzo mediante piezas de madera***

La alternativa de utilizar elementos de madera para reforzar piezas del mismo material, en procesos de rehabilitación estructural ha sido muy útil a través del tiempo, a pesar de la gran desventaja que presenta esta en los resultados obtenidos ya que no han logrado incrementos destacables.

Para obtener un sistema correctamente aplicado, se debe tener en cuenta que el éxito radicará en la ubicación y orientación adecuada del refuerzo, puesto que la madera mejora sus capacidades según la dirección de sus fibras (Enríquez, 2014).



*Figura 2.41. Reforzamiento estructural a partir de piezas de madera (Enríquez, 2014).*

#### ***Refuerzo mediante perfiles metálicos por la cara superior***

Es una alternativa al uso que se le puede dar al acero como refuerzo, puesto que el material brinda muchas ventajas al trabajar conjuntamente con la madera.

El uso del acero independientemente de su ubicación, mejorará las capacidades resistentes de una estructura de madera y el incremento que pueda experimentar cada pieza, dependerá de los años del nivel de deterioro y los años de uso del elemento.

La disponibilidad de poder utilizar perfiles metálicos resulta muy amplia, por lo cual el uso de perfiles ha destacado entre los sistemas de reforzamiento estructural más utilizados. El caso más común es el uso del perfil C, el cual ha sido objeto de varias modificaciones para mejorar la eficacia de resistencia (Enríquez, 2014).



Figura 2.42. Reforzamiento estructural mediante perfil metálico (Enríquez, 2014).

### **Refuerzo mediante fibras de carbono**

Este tipo de refuerzo presente una característica particular frente a los sistemas antes expuestos. El sistema consiste en aplicar pequeñas platinas de material sintético con fibra de carbono de alta resistencia estructural y resistente a la corrosión. Estas fibras poseen pesos, prácticamente, despreciables y por su dimensión pueden pasar desapercibidas en el momento de ser aplicadas en un elemento.

Las fibras después de ser colocadas en la madera son difíciles de distinguir y su presencia no altera la estética ni la morfología de la estructura, además su actuación deberá procurar proceder siempre desde la parte inferior del elemento para absorber esfuerzos traccionantes, esta consideración se basa en la increíble resistencia a tracción que posee la fibra (Enríquez, 2014).



Figura 2.43. Reforzamiento estructural mediante fibras de carbono (Enríquez, 2014).



## CAPÍTULO III

### INGENIERÍA DEL PROYECTO

---

#### 3.1 Información general

##### 3.1.1 Ubicación

La Capilla Cristo Pobre, está ubicada en el centro de la ciudad de Puno, forma parte del ambiente Urbano Monumental Daniel Alcides Carrión dentro de la Zona Monumental de la ciudad de Puno, en el actual Barrio de San Antonio, en el interior de la manzana delimitada por los jirones Huancané, Arequipa, Coronel Ponce y Lima.

La Capilla Cristo Pobre se encuentra emplazada dentro de un conjunto de edificaciones que pertenecen actualmente a la Beneficencia Pública de Puno dentro de ellas cabe resaltar el antiguo Hospital San Juan de Dios, el cual tiene un vínculo directo con la Capilla Cristo Pobre, desde la época de construcción de los mismos. (Ministerio de Cultura Puno).

- ❖ Departamento : Puno
- ❖ Provincia : Puno
- ❖ Distrito : Puno
- ❖ Lugar : Beneficencia Pública de Puno
- ❖ Latitud : 15°50'31" S
- ❖ Longitud : 70°01'11" O



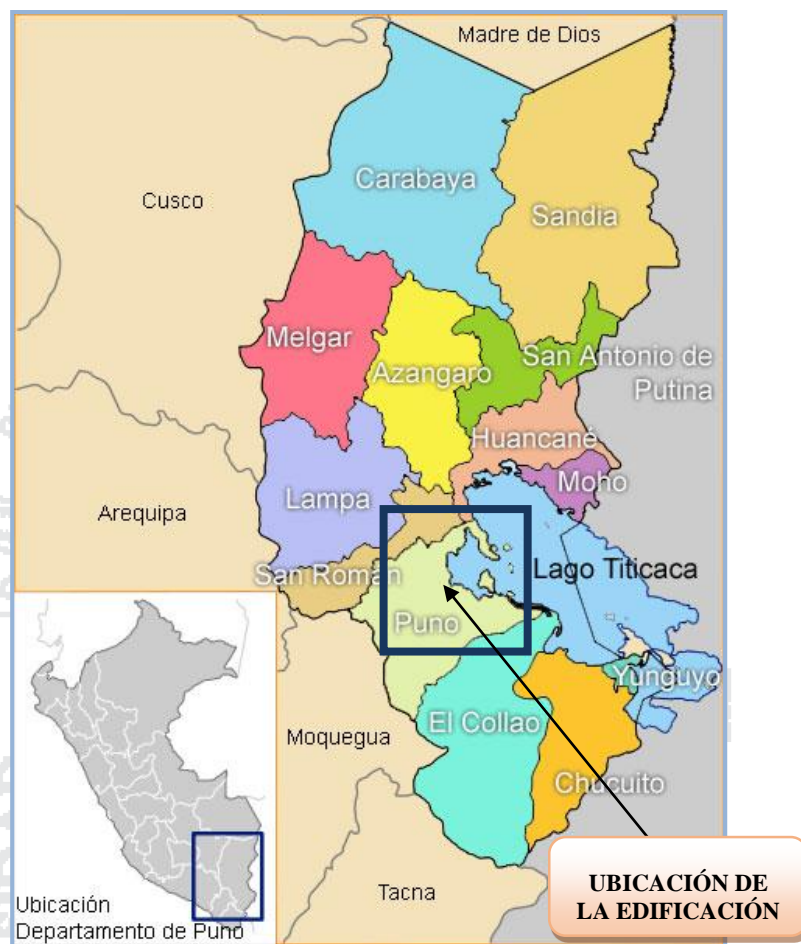


Figura 3.1. Mapa de ubicación política del proyecto (INEI Censos Nacionales 2007).



Figura 3.2. Localización del proyecto (www.google\_earth agosto del 2016).

### **3.1.2 Condición de la capilla**

La Capilla Cristo Pobre de la ciudad de Puno es un inmueble en presunción de declaratoria, aún no ha sido declarada como Patrimonio Cultural de la Nación.

### **3.1.3 Entorno urbano**

Es un espacio cerrado, en donde se ubican instituciones; como el Centro de atención al adulto mayor o Casa Comunal, el Centro Educativo Inicial. Este espacio no es utilizado con frecuencia por encontrarse delimitado por edificaciones adyacentes.

### **3.1.4 Antigüedad**

La Capilla Cristo Pobre fue un espacio complementario al del Hospital San Juan de Dios que se inició su construcción en el año 1789. Desde 1786 se venía tramitando ante el Virrey Marques de Loreto, la construcción de un Hospital para la ciudad, solicitud que fue reiterada por Fray Ambrosio Mariano Carazas en 1795 (Ministerio de Cultura Puno, 2016).

En 1798 se funda el Hospital San Juan de Dios, y se concreta la obra de la Capilla Cristo Pobre, al costado de la ex cárcel y queda a cargo de los religiosos de San Juan de Dios, de estilo gótico, única en su estilo en la ciudad de Puno.

A fines de los años 60 el Hospital San Juan de Dios paso a ser propiedad de la Sociedad de la Beneficencia Pública de Puno, a mediados de los años 90 una parte de lo que fue el convento se derrumbó, y hasta esos años el Hospital San Juan de Dios con su Capilla Cristo Pobre siguieron funcionando como tales: el hospital atendiendo pacientes para sus tratamientos y hospitalizaciones y la Capilla Cristo Pobre por su parte también oficiando misas. Actualmente el local esta alquilado al colegio Champagnat y la Capilla están siendo dirigidos por la orden franciscana.

### **3.1.5 Descripción de la capilla**

De acuerdo al informe técnico para la declaratoria de patrimonio cultural de la nación a la Capilla Cristo Pobre (Ministerio de Cultura Puno, 2016). Es un hecho arquitectónico importante dentro de la ciudad de Puno, por su contexto histórico y su valor cultural, esta tipología de construcción religiosa única de esa época se detalla a continuación:

### ***Tipología arquitectónica***

La capilla Cristo Pobre tiene una orientación de este a oeste, el terreno sobre el que se encuentra edificado tiene una pendiente paralela a la nave de 15 %, conforma parte del conjunto que formaba el antiguo Hospital San Juan de Dios. Presenta características propias de gótico, a la que también se le denominó neogótico, se le atribuye como la única de esa época y estilo, al menos en la ciudad de Puno.

La capilla Cristo Pobre, está construida en sistemas constructivos tradicionales, cimientos y sobre cimientos de piedra y barro, muros de albañilería de adobe, cobertura de madera protegida con calamina que presenta la forma y curvatura de los arcos ojivales del interior de la nave. Está constituida por un ambiente principal de planta gótico-Isabelina, la sacristía adosada en parte posterior del lado de la epístola.



*Figura 3.3. Vista tipología arquitectónica de la Capilla Cristo Pobre.*

### ***Espacio de acceso a la Capilla***

En la conformación y ubicación de esta Capilla no se puede hablar de un atrio, por las características y funciones que configuran a este espacio como tal; por tanto se habla de un espacio de acceso a la Capilla que da hacia la fachada principal (muro de pies) y está orientada hacia el oeste.

Este espacio rectangular es de uso múltiple, inicialmente contaba con 23.00 m de largo por 7.50 m de ancho, que sufrió algunas modificaciones por el uso actual que

presenta para el colegio (patio) y se dispuso unas gradas laterales de concreto para acceder directamente al coro.

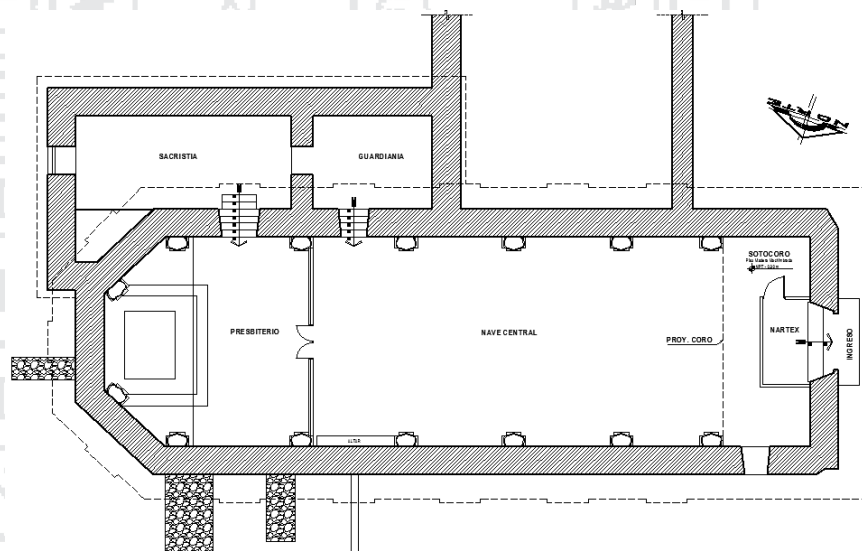
El resto del perímetro de la Capilla cuenta con una explanada perimetral sin ningún tipo de protección donde se puede apreciar algunos sobre cimientos expuestos y abundante maleza hacia el lado de la epístola.

### *Planta gótico isabelina*

La Capilla Cristo Pobre presenta una planta gótico isabelina, de una sola nave de forma rectangular, con remate de ochavos en el muro testero.

A nivel del sotocoro existe un acceso tapiado que servía de acceso hacia el coro. Actualmente presenta unas gradas exteriores adicionadas que acceden al coro.

En el muro del lado del evangelio, presenta dos vanos laterales próximos al presbiterio que acceden a la sacristía y guardianía. Aparentemente estos dos ambientes fueron adicionados posteriormente a la construcción de la Capilla.



*Figura 3.4. Vista en planta de la Capilla Cristo Pobre.*

### *La nave*

La nave principal empieza en el sotocoro, al lado de la epístola se ubica un vano de acceso hacia el coro que actualmente se encuentra tapiado. La estructura del coro esta soportada por los muros de la nave y pilares que forman un espacio de antesala a la nave en el sotocoro (nártex).

La nave central alargada con pilastras laterales a lo largo de todo el espacio, que dan origen a los arcos ojivales de la estructura de la cubierta.



La nave principal es la sección central más larga de la Capilla lleva a través imágenes, pequeñas pinturas y un altar en el muro de la epístola, este es el espacio público y ceremonial destinado a la congregación.



*Figura 3.5. Vista nave de la Capilla Cristo Pobre.*

### ***Sacristía***

El acceso a la sacristía es a través de un vano rectangular con arco ojival al lado del evangelio, que comunica directamente el presbiterio con este espacio. La sacristía es un espacio rectangular, con muros de adobe, enlucido de yeso y cobertura de calamina sobre la estructura de madera, se encuentra a un nivel más bajo que el del presbiterio y la nave. Presenta un vano de ventana hacia el muro testero y un acceso que comunica directamente con otro espacio más pequeño que constituye la guardianía.

### ***Fachadas***

#### ***Fachada de pies***

Corresponde a la fachada principal de acceso a la Capilla, está constituida por un solo plano que corresponde al imafrentis.

El estilo de la portada corresponde al neogótico; está compuesta por dos cuerpos y una calle. Predomina en el remate y configuración del imafrentis en arco ojival, cuyo eje se encuentra en la parte central, constituyendo una portada simétrica.

En el primer cuerpo se encuentra el pórtico de acceso flanqueado por pilastras adosadas al muro y una cornisa que descansa en los pilares a cada lado del vano de acceso y que divide los dos cuerpos, a cada lado de estas pilastras se encuentran otras semipilastras, que presentan en su inicio a media altura un escamado que luego se alinea con los otros capiteles y cornisa de las otras pilastras, el vano de acceso ubicado en la parte central y enmarcado por el pórtico, es de forma rectangular con pequeñas curvaturas en los vértices superiores y enmarcado con molduras en alto relieve de cal y yeso.

En este segundo cuerpo se puede apreciar la diferencia de materiales en la estructura. La primera mitad inferior es la consecución del primer cuerpo, edificado con muros de adobe, en cambio la segunda mitad superior presenta una tabiquería de madera dispuesta en sentido vertical.



*Figura 3.6. Vista fachada de la Capilla Cristo Pobre.*

### ***Fachada del lado del evangelio***

Este muro de la Capilla esta adosada a otros ambientes del antiguo hospital, por lo que la elevación del lado del evangelio no es muy legible, presentando los ambientes contiguos y también la sacristía y guardianía. En los muros no presenta vanos, a la altura de la cubierta presenta mansardas con vanos en forma de arcos ojivales de estructura de madera y con cristales traslucidos.





*Figura 3.7. Vista elevación lado del evangelio de la Capilla Cristo Pobre.*

***Fachada del lado de la epístola:***

En esta fachada la elevación del volumen de la nave es completamente esbelta, no muestra vanos a la altura de los muros, se muestra el vano de acceso al coro a la altura de la cubierta, pero que corresponde al muro y presenta mansardas en la cubierta con las misas características de la fachada del evangelio.

A lo largo del muro, cerca del muro testero presenta dos contrafuertes adicionales de piedra y cemento y un pequeño muro de mampostería de ladrillo, perpendicular a la nave. En esta fachada se aprecia la diferencia de niveles con respecto al acceso principal a la Capilla y un nivel más bajo de los ambientes y espacios exteriores que dan hacia el muro testero, evidenciándose unas gradas que se encuentran contiguas a la Capilla.



*Figura 3.8. Vista elevación lado de la epístola de la Capilla Cristo Pobre.*

### *Fachada del muro testero (lado posterior)*

La elevación del muro testero muestra un ambiente adosada al muro del presbiterio (sacristía), lado del evangelio con una cubierta inclinada hacia este mismo lado y una ventana en forma de arco de medio punto correspondiente a la sacristía.

Se muestra la distribución en ochavo de los muros del presbiterio y la cubierta apuntada en forma de arco gótico con faldones ligeramente convexos, que en esta fachada remata en tres aguas, correspondiente a cada muro del testero y con las mansardas de características similares a las de las otras fachadas.

Hacia esta fachada los muros de la Capilla son más esbeltos, debido a que el nivel de piso exterior de la Capilla es mucho más bajo que el interior, presentando el terreno una inclinación hacia este muro.



*Figura 3.9. Vista elevación lado posterior de la Capilla Cristo Pobre.*

### **3.1.6 Estudios previos de la capilla**

Al comenzar este trabajo se investigó sobre estudios y trabajos previos realizados en la Capilla Cristo Pobre.

Sobre esto, se comprobó en terreno que a la estructura original se le intervino donde se observó el apuntalamientos con piezas de madera, como medida preventiva a su colapso, cabe mencionar que dicho trabajo no corrige la perturbación, solo proporciona tiempo para que pueda estudiarse cuidadosamente la mejor forma de restablecer el equilibrio de forma definitiva.

Lamentablemente, fue imposible contar con el expediente técnico: “trabajos de emergencia de la Capilla Cristo Pobre”, elaborado por CREARQ Diseño y Construcción, en fecha de Enero del 2012.

A raíz de la información facilitada por la sociedad de beneficencia pública de Puno, se cuenta con conclusiones sobre la aprobación del proyecto de emergencia que consiste en:

- ❖ Eliminación de maleza y arbusto.
- ❖ Liberación de zócalo de cemento.
- ❖ Demolición de muros de adobe de fábrica no original que se encuentra en mal estado y de pisos exteriores de concreto para la colocación de drenajes para evacuación de aguas pluviales.
- ❖ Apuntalamiento de muros con riesgo de desplome.
- ❖ Construcción de zanjas para canal de evacuación de aguas pluviales,
- ❖ Ejecución de calas exploratorias en muros y pisos para determinar el real estado de conservación de los muros y cimientos.
- ❖ Restitución de las calaminas en cubierta que se encuentran dañadas.
- ❖ Restitución de canaletas para evacuación de lluvias.
- ❖ Embarre de protección en muros erosionados.
- ❖ Ejecución de vereda perimetral de canto rodado asentada con mortero de barro y cal.



*Figura 3.10. Vista intervención de emergencia de la Capilla Cristo Pobre.*

### 3.2 Estudios básicos de ingeniería

#### 3.2.1 Levantamiento estructural – geometría

##### Levantamiento geométrico plantas, secciones y elevaciones:

Para describir las características geométricas principales de la Capilla, se tomó como fuente la información de planos base proporcionada por la sociedad de beneficencia pública de Puno, corroborándose y completando con un levantamiento en campo de medidas geométricas:

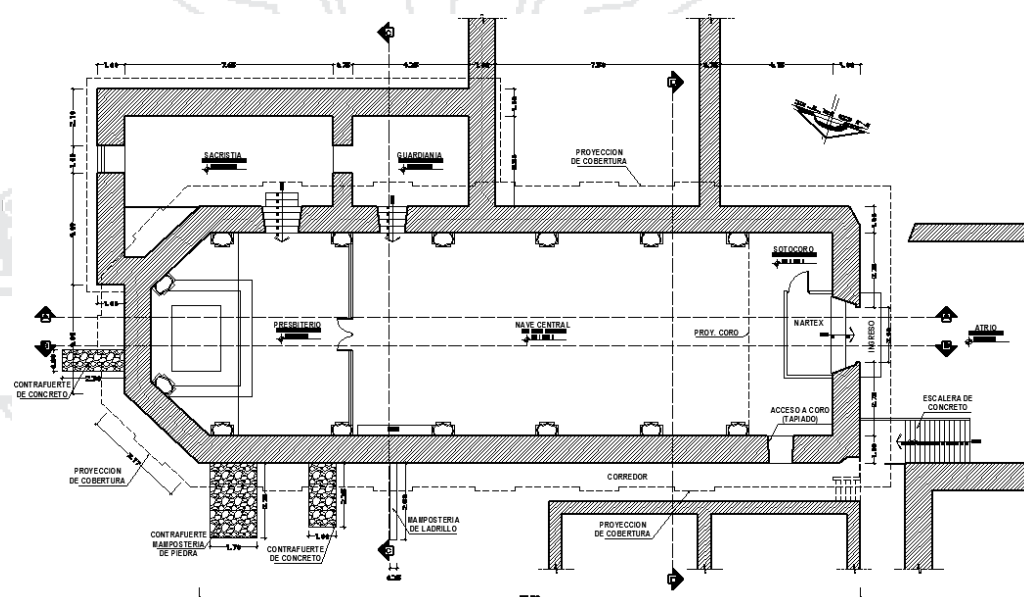


Figura 3.11. Planta arquitectónica Principal de la Capilla.

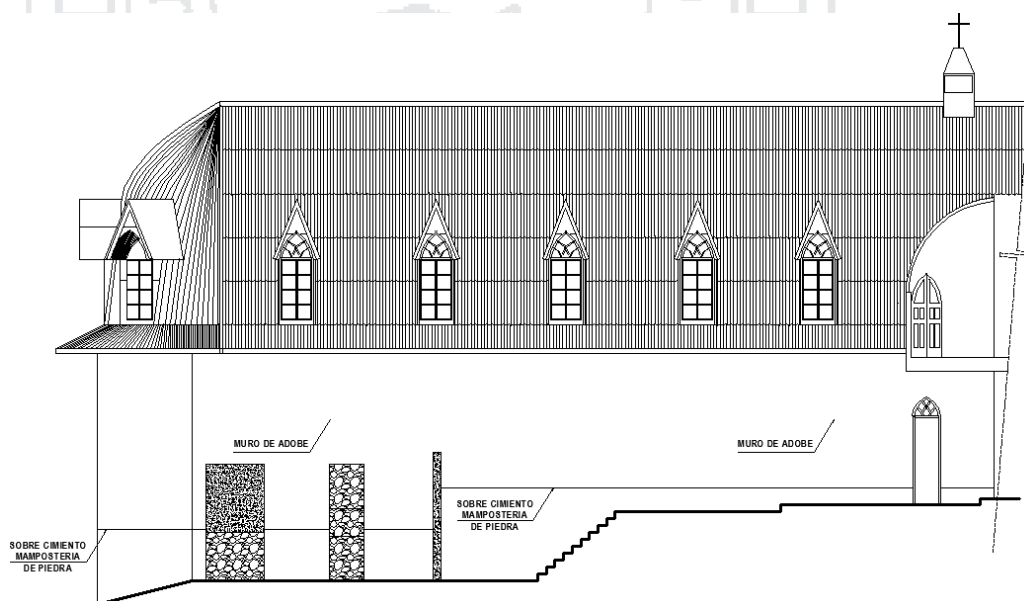
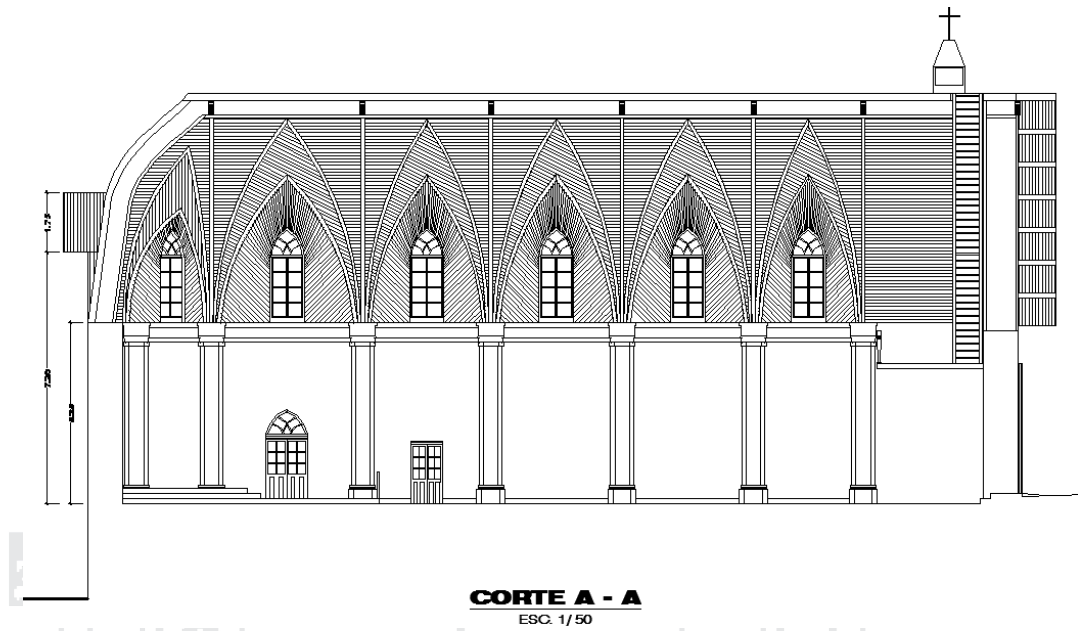
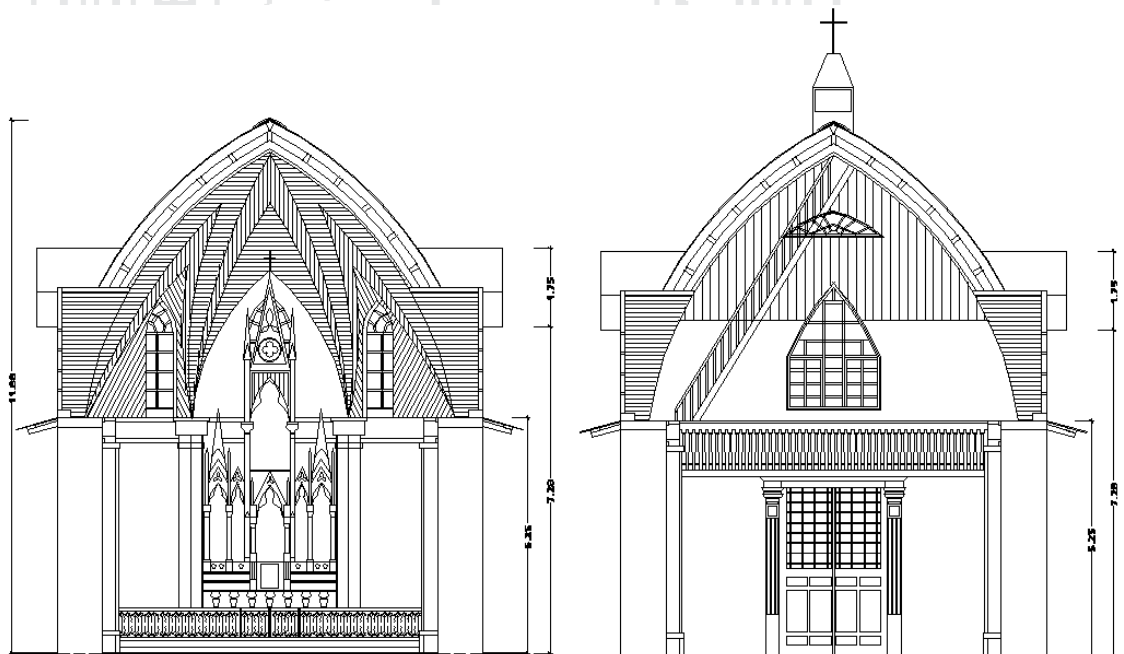


Figura 3.12. Elevación lateral de la Capilla.





*Figura 3.13. Corte longitudinal de la Capilla.*



*Figura 3.14. Cortes transversales de la Capilla.*

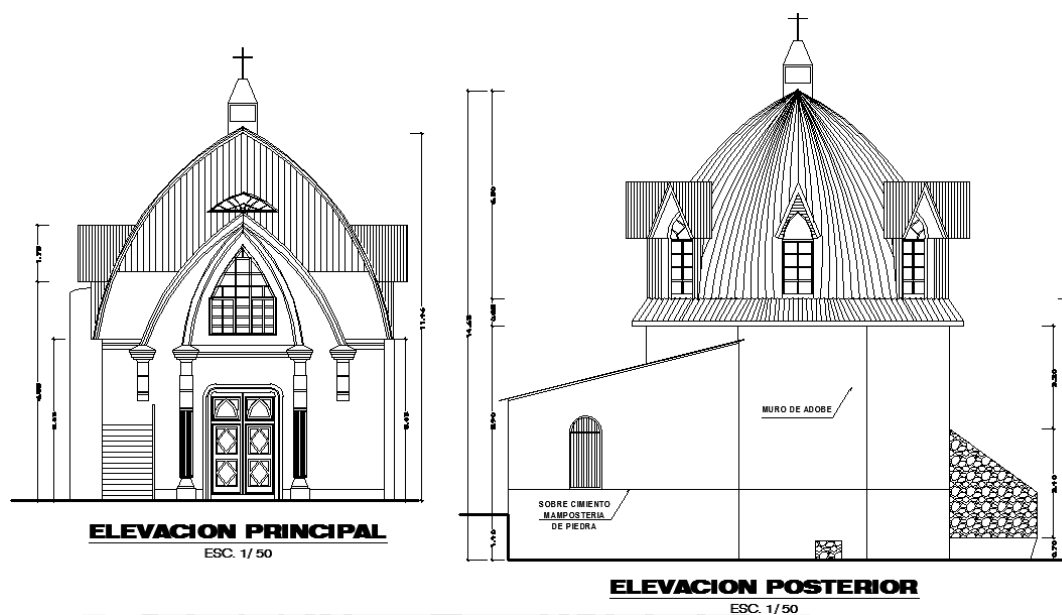


Figura 3.15. Elevaciones principal y posterior de la Capilla.

### 3.2.2 Diagnóstico de daños

#### *Descripción de los daños, grietas y desprendimientos observados*

El levantamiento de daños tiene como propósito evaluar las condiciones en las que se encuentra la estructura de la Capilla Cristo Pobre, reproduciendo las condiciones ocasionados por el peso propio.

#### *Lado este*

Corresponde a la elevación posterior de la Capilla, donde se observa pequeñas grietas diagonales en la parte superior en los muros de la sacristía.

Se observa grietas verticales y fisuras superficiales en el muro testero de la Capilla. Presenta pérdida de verticalidad desde la parte inferior hasta el superior, ver figura.



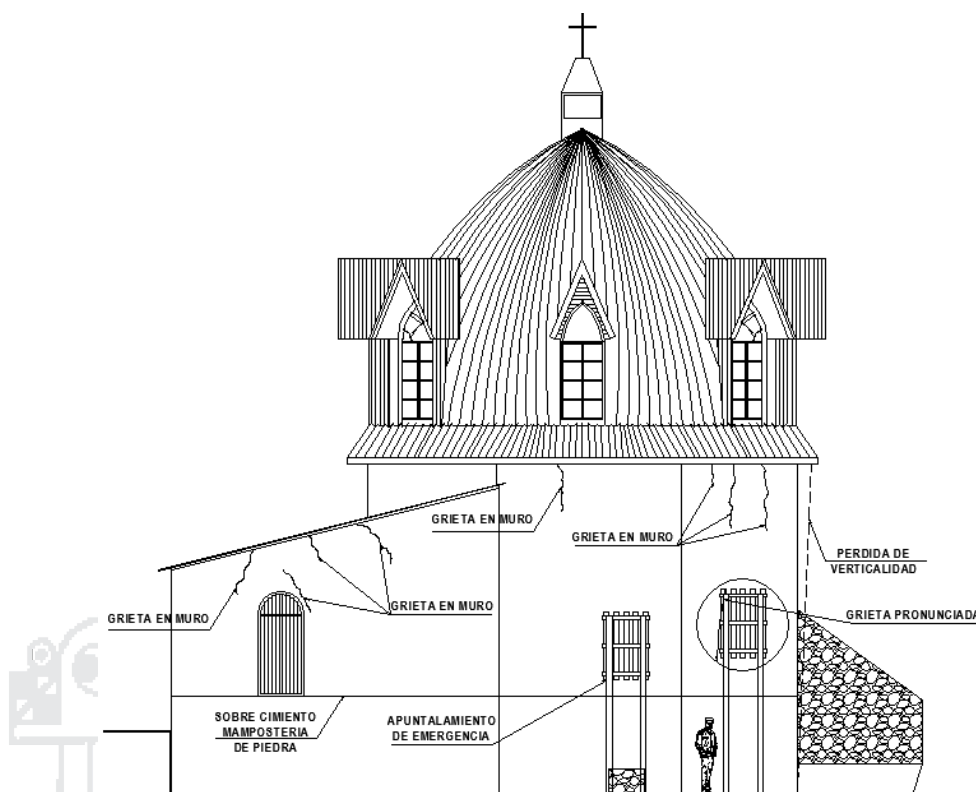


Figura 3.16. Daños visibles lado este de la Capilla, según trabajos de campo.



Figura 3.17. Daños visibles del muro lado este de la Capilla.

### **Lado oeste**

Corresponde a la fachada principal de acceso, se observa fisuras superficiales en el muro de pie, ver figura.



Figura 3.18. Daños visibles lado oeste de la Capilla, según trabajos de campo.

**Lado norte**

En este muro lateral, se observa grietas de forma diagonal. Y otra grieta vertical, ver figura.

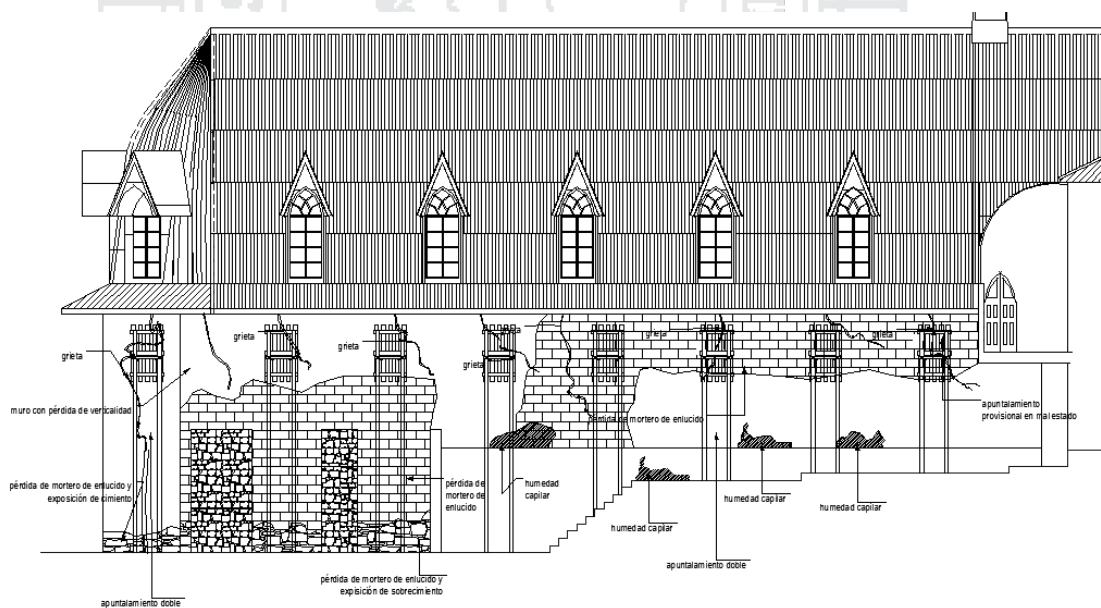


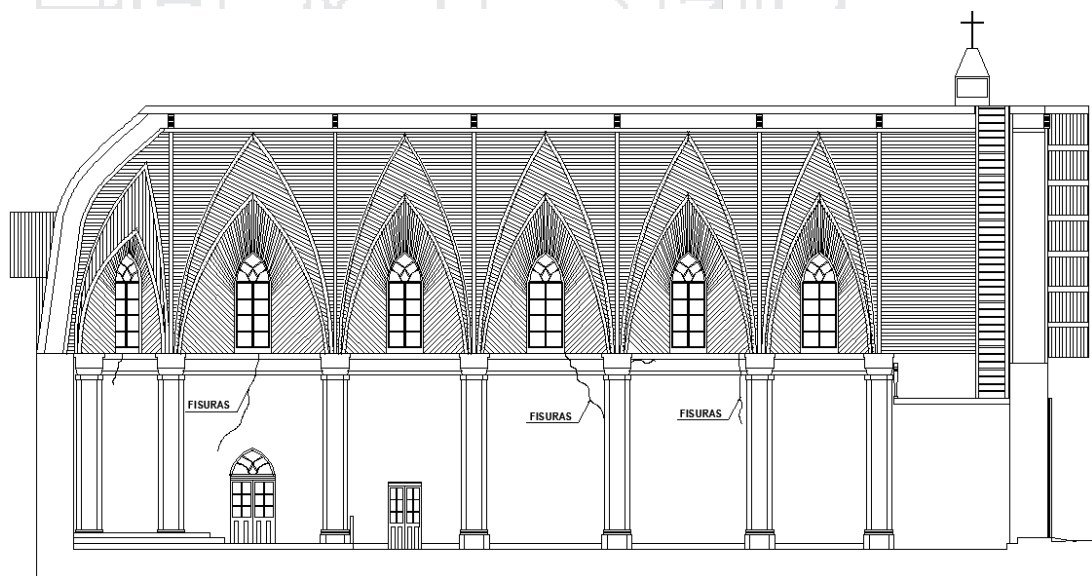
Figura 3.19. Daños visibles lado norte de la Capilla, según trabajos de campo.



*Figura 3.20. Falla por empuje de muros apuntalados.*

### **Lado sur**

En las paredes laterales de la nave principal hay fisuras, grietas, erosión y desintegración del sistema constructivo y estructural, ver figura.



*Figura 3.21. Daños visibles lado sur de la Capilla, según trabajos de campo.*

### **Cobertura**

En la estructura de techo y cielo falso, los daños que se identificaron fueron desintegración y de putrefacción, provocados por el intemperismo e insectos, generándose alabeos del entablado del cielo raso.

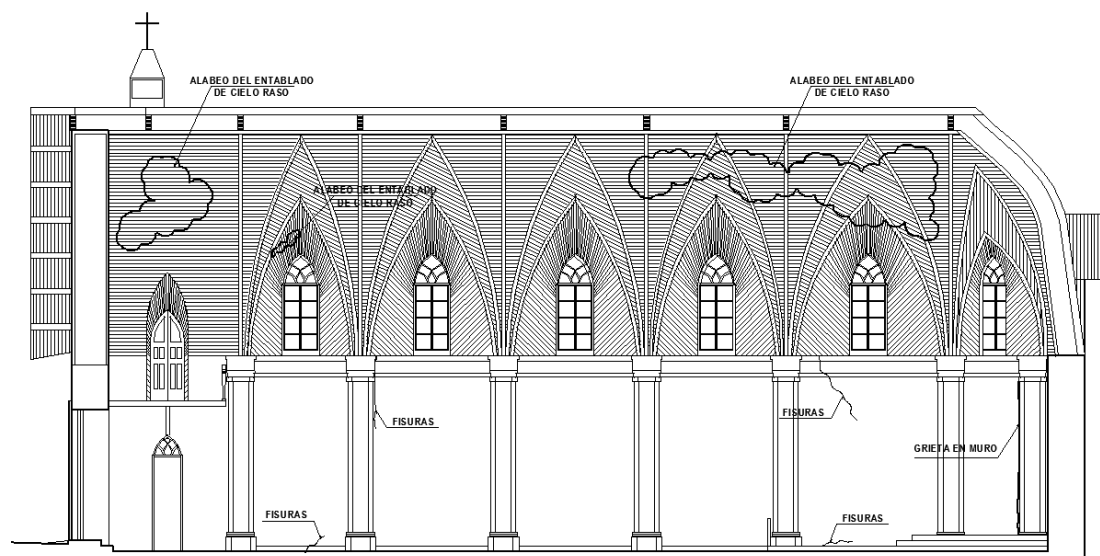


Figura 3.22. Daños visibles cobertura de la Capilla, según trabajos de campo.

### 3.2.3 Evaluación del estado de los materiales

#### *Fase experimental*

En esta etapa de la investigación se agrupan los siguientes aspectos: la selección del caso de estudio, la toma de muestras, y el proceso independizado de ejecución de los distintos ensayos que caracterizan las propiedades físico mecánicas del material de tierra (adobe).

#### *Caracterización física del adobe y mortero de pega*

Se realizaron ensayos de laboratorio que dan a conocer las principales características físicas: contenido de humedad, análisis granulométrico, límites de consistencia, clasificación de suelos, gravedad específica y densidad de masa. En la Figura 3.23 y 3.24 se muestra algunos aspectos de la etapa de caracterización física para adobes, a través de la ejecución de diversos ensayos.

Se entiende que a diferencia del análisis de suelos o de material inalterado, como es el caso de ensayos sobre muestras de material que no han sido aún preparadas, los materiales que se han utilizado en este proceso de caracterización tienen características que los hacen más particulares. Esto se debe a que, por una parte, el material de suelo ya ha sido manipulado, quebrado, separado, mezclado, humedecido, antes de dar forma a los adobes y además se ha mezclado y compactado para moldear estas unidades de mampostería y posteriormente levantar el muro. Y por último, un muro que puede llevar



cerca de 150 años o más de haberse construido, tiene una consolidación y un periodo de exposición a agentes externos como ningún otro material (Rivera, Muñoz, 2004).



*Figura 3.23. Caracterización física de adobes y mortero de pega - a.*



*Figura 3.24. Caracterización física de adobes y mortero de pega - b.*

### ***Caracterización mecánica del adobe***

Los ensayos de compresión y flexión sobre unidades de adobe al plano horizontal de unidades de adobe fueron realizados en el laboratorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil. Los registros del ensayo se presentan en la Figura 3.25 exponen los procesos de ensayos de caracterización mecánica durante la fase experimental. Para los ensayos de resistencia mecánica se extrajeron unidades de adobe, seleccionadas del lote recogido en campo y trasladado al laboratorio, y fragmentos representativos de mortero de pega en tierra, correspondiente a la junta horizontal del muro en estudio.



Figura 3.25. Caracterización mecánica – Ensayo de compresión sobre adobes.

**Fase analítica: resultados de la experimentación**

**Resultados de la caracterización física**

Las propiedades físicas del adobe y su mortero de pega están referidas en su mayoría a los ensayos realizados en el laboratorio de suelos, y los resultados están agrupados en la Tabla 3.1. En general se puede destacar de esta etapa de caracterización los siguientes resultados:

Tabla 3.1. Resultados de caracterización física para adobe y mortero de pega.

Característica física	Resultados promedios obtenidos		
	Adobe (Unidades)	Mortero de pega	
Contenido de Humedad	4.30%	6.70%	
Gravedad Especifica	2.69 g/cm <sup>3</sup>	2.65 g/cm <sup>3</sup>	
Densidad de Masa	1.50 g/cm <sup>3</sup>	1.48 g/cm <sup>3</sup>	
Límites de Consistencia	Limite Liquido (LL)	38.24%	38.20%
	Limite Plástico (LP)	30.41%	30.66%
	Índice Plástico (IP)	7.83%	7.54%
Composición Granulométrica	Gravas	33.30%	6.97%
	Arenas	34.37%	46.76%
	Finos	32.33%	46.27%
Clasificación de Suelos	S.U.C.S.	OL (Limo orgánico o arcilla orgánica de baja plasticidad)	
	AASHTO	A-2-6 (Arena limosa y arcillosa)	A-4 (Suelo limoso)



### *Resultados de la caracterización mecánica*

Las propiedades mecánicas de este material estructural están referidas, en su mayoría, a los ensayos realizados en el laboratorio. Los resultados obtenidos para la etapa de caracterización mecánica de materiales estructurales para el sistema de muros en tierra se enmarcan en el rango de valores que está construido con datos de estudios de diferentes autores. Se observa entonces que la capacidad mecánica de este sistema constructivo es relativamente baja.

*Tabla 3.2. Resultados de caracterización mecánica para adobe.*

Característica Mecánica	Resultados promedios obtenidos	
	Adobe (Unidades)	Mortero de pega
Resistencia a la Compresión	6.12 Kg/cm <sup>2</sup>	-
Resistencia a la Flexión - Modulo de rotura	0.78 Kg/cm <sup>2</sup>	-

### 3.2.4 Descripción estructural

#### 3.2.4.1 Fundaciones

##### *Cimentación*

La cimentación, no fue posible conocer a detalle puesto que no permiten hacer calas en el terreno para observar las condiciones de los cimientos. De la información obtenida se tiene que los cimientos son de piedra unida con mortero de barro con una profundidad que varía de 0.70m a 1.75 m. promedio, el ancho es aproximadamente igual al ancho del muro.

La mayoría de los monumentos religiosos coloniales, presentan cimentaciones con las características anteriormente descritas, tanto en altura, ancho y materiales conformantes.

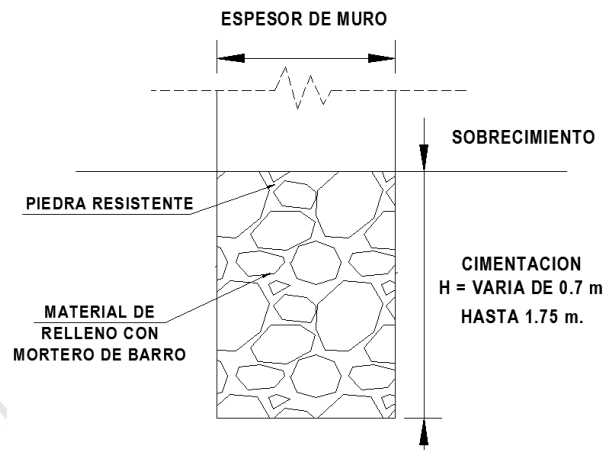


Figura 3.26. Esquema de cimentación de la capilla.

### Sobrecimiento

El sobrecimiento es de piedra con mortero de barro, su altura es variable que en algunos casos carece de sobrecimiento. El ancho es el mismo ancho del muro.

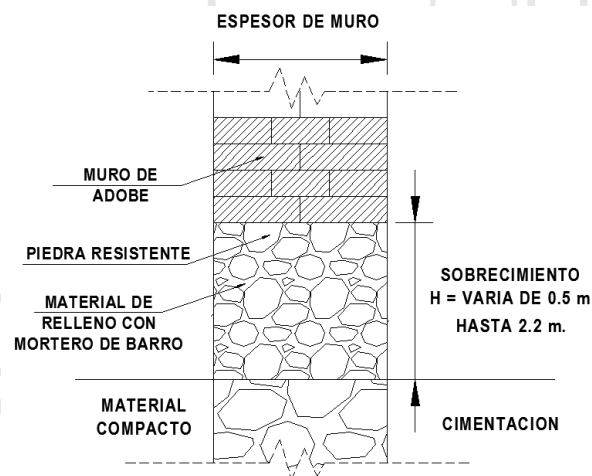
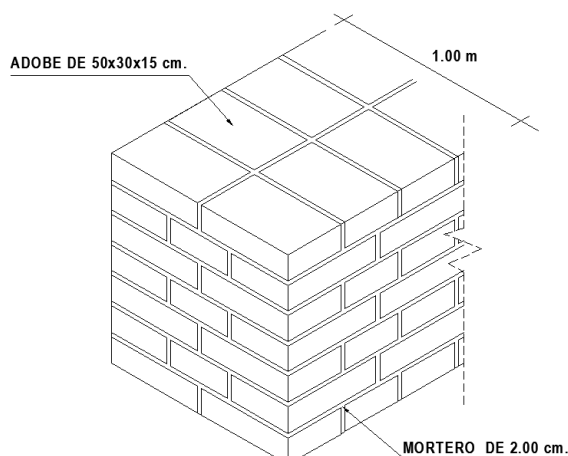


Figura 3.27. Esquema de sobrecimiento de la capilla.

### 3.2.4.2 Muros

Los muros de adobe muestran el aparejo más representativo utilizado para muros cargueros (aquellos que soportan la carga vertical de la cubierta principalmente) de acuerdo con su exigencia estructural.

Estructuralmente, las paredes están formadas de adobe con un ancho de 1.00 m. su altura varía de acuerdo a los ambientes. De acuerdo como se ha tipificado el sistema estructural, por entramados de adobe cuyas dimensiones de unidad de adobe son (0.50 x 0.30 x 0.15).



*Figura 3.28. Esquema muro de adobe de la capilla.*

### 3.2.4.3 Columnas

Las columnas son elementos esbeltos, siendo su función principal soportar cargas verticales.

La iglesia posee un tipo de columna, de sección transversal irregular curvo, apoyadas en una pilastra rectangular de 85 cm x 40 cm, la cual se puede apreciar en la figura 3.5.

### 3.2.4.4 Contrafuertes

Los contrafuertes son una solución estructural que ayuda a soportar los empujes generados por los muros, la Capilla posee tres contrafuertes que fueron hechas posterior a la construcción, material de piedra y cemento, el primero con dimensiones de 2.75 m de largo x 1.70 m de ancho y 3.40 m de altura de sección trapezoidal, el segundo con dimensiones de 2.35 m de largo x 1.00 m de ancho y 3.40 m de altura, material de piedra y cemento y una de 0.25 m x 2.80 m de largo y 3.75 de altura, mampostería de ladrillo perpendicular al muro.



Figura 3.29. Vista fotográfica de los contrafuertes.

### 3.2.4.5 Estructura del techo

El techo de la capilla, está compuesta por el sistema estructural en madera de tipo arco ojival que esta prolongado a lo largo de la nave obteniéndose de este modo una cubierta que recibe el nombre de bóveda de cañón apuntada, la cual está cubierta por calaminas. La cubierta en general se presenta predominio de elementos de madera tablones, o de elementos aserrados en algunos casos individuales.

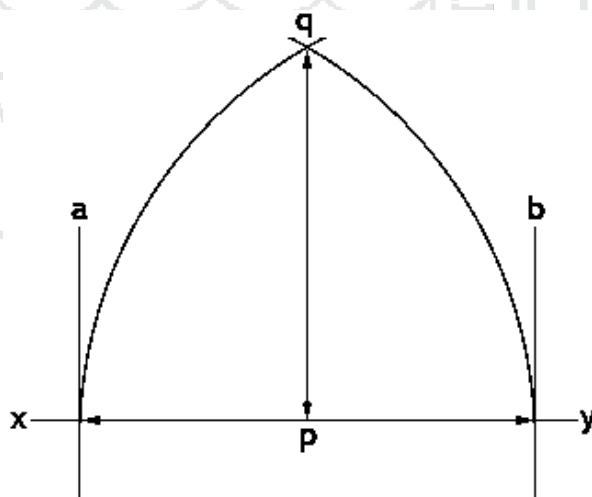


Figura 3.30. Esquema del arco ojival o apuntado del techo de la capilla.

### 3.3 Análisis estructural

El objetivo del análisis de una estructura es la predicción de su comportamiento bajo las diferentes acciones para las que se establezca que debe tener capacidad de respuesta.

El modelamiento y análisis de construcciones de albañilería son labores de gran dificultad y su complejidad es mayor en el caso particular de construcciones históricas. Asimismo, para realizar una evaluación estructural es necesaria información detallada relacionada a la historia y evolución arquitectónica del edificio, así como la geometría, patrones de agrietamiento y otras patologías presentes en la estructura. Adicionalmente, el conocimiento de los materiales que constituyen al edificio y sus propiedades mecánicas es esencial para el desarrollo y ejecución del estudio (Binda y Saisi, 2001).

#### 3.3.1 Modelamiento estructural

Se creó una geometría tridimensional representativa de la Capilla buscando la simplificación de los elementos estructurales sin descuidar que dicha geometría reprodujera de manera fiel el comportamiento de cada elemento.

Según las investigaciones sobre estructuras históricas revisadas, es necesario para la modelación de un sistema estructural compuesto por muros de mampostería de adobe, usar un programa de elementos finitos que permita un análisis minucioso, de alto nivel y trabaje correctamente con las propiedades del material en estudio. Por estas características se escogió el software SAP2000 V16 para este trabajo de Tesis.

##### 3.3.1.1 Geometría

El modelo general consta de 2 tipos de elementos:

**Tipo Shell:** Elemento con comportamiento de membrana y de flexión en el plano. Permite cargas sobre el plano y normal a este. Este elemento está compuesto de 4 nodos los cuales tienen a su vez 6 grados de libertad por nodo (3 traslacionales, 3 rotacionales). Este tipo se utilizó para modelar los muros y cubiertas aplicando una discretización en elementos finitos tipo Shell.

**Tipo Frame:** Elemento uniaxial con capacidad de tensión, compresión y torsión. Este elemento tiene dos nodos y cada uno de estos tiene a su vez 6 grados de libertad. Utilizados para modelar vigas, columnas y Tijerales de la Capilla.

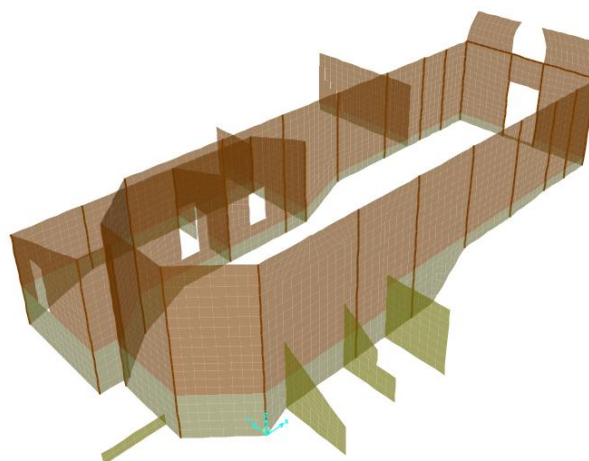


Figura 3.31. Geometría del modelo elementos tipo Shell de muros, en elementos finitos.

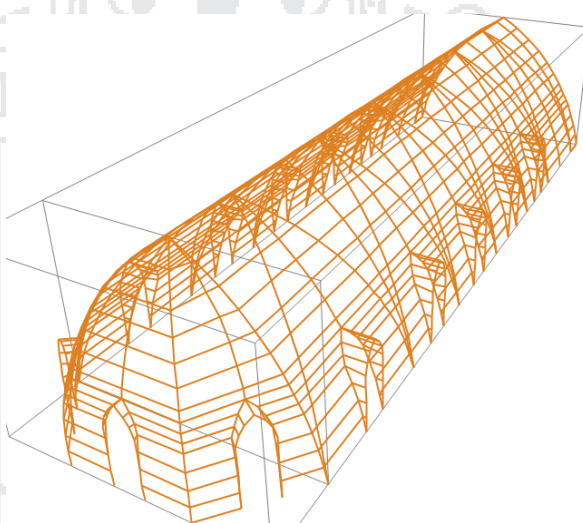


Figura 3.32. Geometría del modelo elementos tipo Frame de cobertura.

Para la definición de cada elemento se asignó un material y una sección. Después de definir cada elemento se dispuso del software estructural para realizar un auto mallado, permitiendo que se pueda mallar o hacer particiones de elementos para densificar la red de los mismos.

### 3.3.1.2 Apoyo

Considerando el tipo de cimentación, la rigidez y la capacidad de los suelos que sirven de apoyo a la misma, se considera para efectos del modelo que el sistema estructural maneja un empotramiento en la base, característico de un sistema estructural de muros de carga.



### 3.3.2 Análisis de cargas

De acuerdo a la norma técnica E-020 cargas, norma técnica E-080 adobe, y la norma técnica E-030 sismoresistente – 2016, la capilla “Cristo Pobre” estará sometida a las siguientes cargas: muerta, viva, sismos y viento.

#### 3.3.2.1 Carga muerta

En los muros se determinará a través del peso específico obtenido del estudio en laboratorio, siendo el peso específico del adobe:  $1.50 \text{ Tn/m}^3$ , este valor será usado para determinar las cargas muertas por peso propio.

En el techo, entramado con material de madera, con cobertura liviana a base de calamina, para determinación de la carga asumimos con verificación in situ el entramado de madera un valor equivalente de  $55.0 \text{ kg/m}^2$ , para el entramado de madera del (RNE, 2009), madera tipo C igual a  $900 \text{ Kg/m}^3$  para 1” de espesor se toma  $23.0 \text{ Kg/m}^2$ , de (Apaza, 2014) para tijerales de madera tomamos el valor de  $25.0 \text{ Kg/m}^2$ , una calamina de 0.22 mm de espesor, con peso aproximadamente de  $2 \text{ kg/m}^2$ , los accesorio como clavos se asume  $3 \text{ kg/m}^2$ , estos valores serán considerados como peso de cobertura de madera.

En el techo, cobertura liviana a base de calamina, valor aproximado de  $30 \text{ kg/m}^2$ , se asume una calamina de 0.22 mm de espesor, peso aproximadamente  $2 \text{ kg/m}^2$ , los accesorio como clavos se asume  $3 \text{ kg/m}^2$ , estos valores serán considerados como peso de cobertura liviana (Apaza, 2014).

Tabla 3.3. Resumen de metrado de carga muerta por gravedad.

	Descripción	Carga
Carga muerta	Peso específico (Adobe)	$1500.00 \text{ kg/m}^3$
	Cobertura Madera	$55.00 \text{ kg/m}^2$
	Cobertura Liviana	$30.00 \text{ kg/m}^2$

#### 3.3.2.2 Carga viva

Según la norma peruana E.020, en el artículo 7, las cargas vivas repartidas indican que para techos curvos, se debe considerar  $50 \text{ kg/m}^2$ .

Para techos con cobertura liviana de planchas onduladas o plegadas, calaminas fibrocemento, material plástico, etc. Cualquiera sea su pendiente  $30 \text{ kg/m}^2$  (Apaza, 2014).

Para el caso de estudio análisis de la capilla se considerara una carga viva repartida en la superficie de  $50 \text{ kg/m}^2$ .

Tabla 3.4. Resumen de metrado de carga viva.

	Descripción	Carga
Carga viva	Carga viva de techo	50.00 kg/m <sup>2</sup>

### 3.3.2.3 Carga de viento

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debido a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmosfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente, sin embargo para el análisis y diseño de estructuras interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales (Apaza, 2014).

De acuerdo a la norma peruana el cual indica no es necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente. Estando la estructura de la capilla rodeada de edificaciones adyacentes, no se considerar acciones de viento en el análisis.

### 3.3.2.4 Carga sísmica

La Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados, evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios y minimizar los daños a la propiedad (Norma Técnica E-030, 2016).

A continuación se describe los parámetros a usarse de acuerdo a la Norma E-030.

#### *Zonificación*

A diferencia de la norma del año 2003 que divide al territorio peruano en tres zonas, la norma vigente divide a este en cuatro zonas sísmicas.

De acuerdo a la ubicación geográfica, la ciudad de Puno está contemplada como Zona 3 con el factor correspondiente  $Z = 0.35$ .



Figura 3.33. Zonas sísmicas del Perú (Norma técnica E-030 Diseño Sismorresistente).

### **Categoría de la edificación**

Este es un factor de amplificación de la fuerza en la cortante basal, depende del grado de importancia que se le dé a la edificación, se pueden tener incrementos de hasta un 50%. La filosofía de este parámetro yace en la seguridad de los ocupantes objetivo, es decir la función que cumplirá la edificación durante su vida útil.

Se considera a la Capilla como categoría “B”, edificaciones importantes; Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas (Norma Técnica E-030, 2016).

De acuerdo a la categoría, el factor correspondiente es  $U = 1.30$ .

### **Parámetros de suelo**

Se define como “S” en la ecuación de la fuerza cortante en la base. Este parámetro amplifica el espectro de aceleración hasta en un 40%, además de ello es posible considerar valores mayores cuando se tratan de suelos de especial tratamiento. Se basa en las

propiedades mecánicas del suelo, su configuración estructural, estratificación, periodo fundamental y velocidad de propagación de ondas. No obstante este aspecto es muy ambiguo para zonas con pocos estudios estratigráficos, sin embargo en nuestro país se han definido cuatro tipos de suelo. (Llanqui & Delgado, 2015).

Del estudio de mecánica de suelos anexado, donde se recomienda el periodo predominante del terreno  $T_s = 0.90$  Seg., y un factor de suelo de  $S = 1.20$ , datos que corresponden a base de la norma anterior. Para la evaluación de la Capilla “Cristo Pobre”, se considerando la norma vigente, (Norma Técnica E-030, 2016) los valores del suelo corresponde al perfil tipo S2, con un factor de suelo de **S = 1.15**.

### ***Factor de amplificación sísmica***

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

La Norma Técnica E-030 2016, considera un período  $T_L$  y uno  $T_p$  (en nuestro caso  $T_L = 2.0$  s y  $T_p = 0.6$  s). De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (**C**) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5 \quad (3.1)$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad (3.2)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p \times T_L}{T^2} \right) \quad (3.3)$$

### ***Período fundamental***

De modo análogo, se calcula el período fundamental para el análisis con la norma y el uso de la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (3.4)$$

Donde:

- ❖  $C_t = 60$
- ❖  $h_n = 8.15$  m

Entonces se tiene para ambas direcciones:

$$T_{xx} = T_{yy} = (8.15/60) = 0.14 \text{ s.}$$

Por lo tanto, dado que el valor del período de la estructura (T) es menor a  $T_p$ , el valor es  $C = 2.5$  en ambas direcciones.

***Coefficiente de reducción***

Este valor permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño. El método de diseño basado en fuerzas, usado actualmente en nuestra norma, lo considera como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural.

Tomando como Referencia la Norma Técnica E.080 Adobe, se adopta un coeficiente de reducción sísmica  $R=1.00$ .

***Análisis de aceleración espectral***

Se hará uso de un espectro inelástico de pseudo aceleración para ambas direcciones X-X y Y-Y, el cual se define como:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \tag{3.5}$$

*Tabla 3.5. Resumen de parámetros y requisitos generales.*

<b>Z</b>	0.35	Zona 3
<b>U</b>	1.30	Edificación importante
<b>S</b>	1.15	Perfil tipo S2
<b>C</b>	2.50	Factor de amplificación sísmica
<b>R</b>	1.00	Se asumió de la norma E-080 de adobe
<b>g</b>	9.81	Valor de la gravedad

En la siguiente tabla se muestra los valores de pseudo aceleración para un rango de períodos de 0 a 2 segundos a intervalos de 0.1 segundos, y su grafica respectiva.

Tabla 3.6. Valores de Sa para cada periodo.

Periodo	Aceleración Espectral	Periodo	Aceleración Espectral	Periodo	Aceleración Espectral
T	Sa	T	Sa	T	Sa
0.00	12.83	2.10	3.49	4.20	0.87
0.10	12.83	2.20	3.18	4.30	0.83
0.20	12.83	2.30	2.91	4.40	0.80
0.30	12.83	2.40	2.67	4.50	0.76
0.40	12.83	2.50	2.46	4.60	0.73
0.50	12.83	2.60	2.28	4.70	0.70
0.60	12.83	2.70	2.11	4.80	0.67
0.70	11.00	2.80	1.96	4.90	0.64
0.80	9.62	2.90	1.83	5.00	0.62
0.90	8.56	3.00	1.71	5.10	0.59
1.00	7.70	3.10	1.60	5.20	0.57
1.10	7.00	3.20	1.50	5.30	0.55
1.20	6.42	3.30	1.41	5.40	0.53
1.30	5.92	3.40	1.33	5.50	0.51
1.40	5.50	3.50	1.26	5.60	0.49
1.50	5.13	3.60	1.19	5.70	0.47
1.60	4.81	3.70	1.12	5.80	0.46
1.70	4.53	3.80	1.07	5.90	0.44
1.80	4.28	3.90	1.01	6.00	0.43
1.90	4.05	4.00	0.96		
2.00	3.85	4.10	0.92		

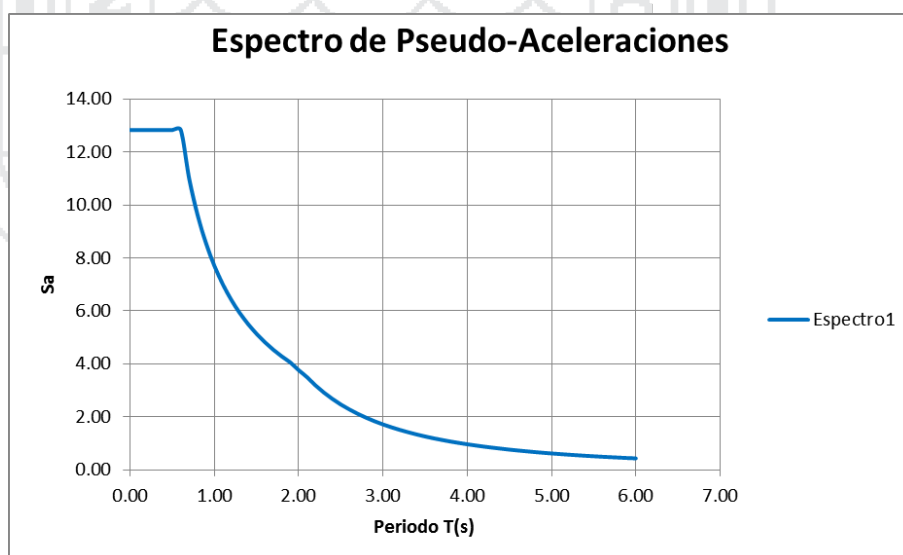


Figura 3.34. Espectro de respuesta de Pseudo aceleración.



### 3.3.3 Propiedad de los materiales adoptados

#### *Propiedades mecánicas adoptadas*

La mampostería es un material heterogéneo que actúa muy bien frente a los esfuerzos de compresión pero es muy débil frente a los esfuerzos de tracción.

Para establecer correctamente las propiedades del material de un modelo, lo ideal es hacer pruebas de laboratorio donde éstas puedan medirse. Para la albañilería de adobe se tomaron datos del resultado de laboratorio que se adjunta en el anexo, respecto a la albañilería de piedra fueron asumidas en base a las recomendaciones dadas en (Fonseca, 2012) y para los elementos de madera se asumieron valores de la Norma Técnica E-10 Madera, las cuales se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 3.7. Propiedades mecánicas de los materiales usados en el modelo analítico.

Material	Resistencia a la compresión $f_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Peso Específico [Tn/m <sup>3</sup> ]	Módulo de Elasticidad E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coefficiente de Poisson
Albañilería de Adobe	6.12	1.50	1200.00	0.25
Albañilería de Piedra	12.90	2.00	8150.00	0.20
Elementos de Madera	15.00	0.47	90000.00	0.30

Fuente: Fonseca, 2012, Norma Técnica E-10 Madera.

#### *Método de análisis*

*Elementos Finitos.* Este método logra definir cualquier tipo de geometría, tanto en dos o tres dimensiones. Permite una buena definición de las características de los materiales y solicitaciones. Es adecuado para cualquier tipo de estructura que se pueda considerar continua.

#### *Tipo de análisis*

*Análisis Elástico – Lineal.* Es un análisis sencillo, rápido y ampliamente utilizado. Permite conocer las zonas débiles de la estructura, así como los elementos que puedan presentar un comportamiento indeseable o poco satisfactorio.

#### *Material ortotropico.*

El tipo de material anisotrópico más común es aquel en el cual los esfuerzos cortantes actuando en los tres planos de referencia no provocan deformaciones normales, a este tipo de material se denomina materiales ortotropicos.

Para el modelado de la mampostería de adobe, mampostería de piedra y elementos de madera se consideró como un material heterogéneo y ortotrópico, lo cual se logra con macro-modelos explicado en la parte teórica del capítulo anterior.

### **Condiciones del suelo**

Para realizar la evaluación estructural, es necesario conocer las características principales del suelo donde está ubicada la Capilla Cristo Pobre, dicha información se obtiene por medio de ensayos técnicos in situ, debido a que no se encuentran datos de suelo en el lugar de esta edificación se utilizara información recolectada de proyectos adyacentes a la Capilla. En este caso se trata de un proyecto de infraestructura denominado, Construcción de Local del Hogar de Menores de San Juan de Dios de la cual se infiere:

En la ubicación señalada para la estructura en estudio construcción de local del hogar de menores de San Juan de Dios, no se detectaron estructuras geológicas, como fallas, contactos o pliegues que afecten la estabilidad de la obra, siendo está constituida por depósitos de arcillas - limos formada por intercalaciones de arenas finas griscaceas y presencia de rocas angulares, ver anexo estudio de mecánica de suelos.

El nivel freático se ha localizado a una profundidad de -1.80 m.

Las condiciones de cimentación son: material de fundación arcilla limosa, capacidad de carga admisible 0.701 Kg/cm<sup>2</sup>, peso unitario 1.810 Kg/cm<sup>2</sup>.

Dimension Horizontal	Muestra	Profun.	Descripcion Visual	Clasificacion SUCS	Propiedades Fisicas y Mecanicas
~0.82 m.	M - 1	0.82 m.	00.00 al 00.82 m. OH, presencia de material de arcillas, arenas – limosas de color gris oscuro ligeramente limosa, son suelos residuales transportados producto de la meteorización con presencia en cantidad de rocas angulosas de 1" a 2" y además bolonería de 2" a 5" con presencia de arena fina.	A - 7 6(16) OH	L.L. : 52.40 L.P. : 29.4 I.P. : 23.00 % PASA LA MALLA N° 200 : 97%
~2.02 m.	M - 2	1.20 m.	00.82 – 2.02 CL, Arcillas limosas de color gris oscuro ligeramente limosa, son suelos residuales o producto de la meteorización, con presencia en mínima cantidad de rocas angulosas de 1" a 2", y limos finos.	A - 4 (5) CL	L.L. : 24.00 L.P. : 16.60 I.P. : 7.40 % PASA LA MALLA N° 200 : 60%
~3.02 m.	M - 3	1.00 m.	2.02 – 3.02 CL, Presencia de arcillas limosas.	A - 4 (5) CL	L.L. : 23.40 L.P. : 17.32 I.P. : 6.08 % PASA LA MALLA N° 200 : 45%

Figura 3.35. Perfil estratigráfico (anexo: estudio de mecánica de suelos).

### 3.3.4. Hipótesis de carga

En el presente trabajo se realizó la verificación de los estados límites de servicio, por lo tanto, las combinaciones de cargas utilizadas para este fin corresponden a las estipuladas por la Norma Técnica E-020 Cargas. Combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo.

- ❖ D
- ❖ D + L
- ❖ D + (W o 0,70 E)
- ❖  $\alpha[D + L + (W o 0,70 E)]$

Donde:

- ❖ D = Carga muerta
- ❖ L = Carga viva
- ❖ W = Carga de viento
- ❖ E = Carga de sismo, según (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)
- ❖  $\alpha$  = Factor que tendrá un valor mínimo de 0,75

Tabla 3.8. Combinación de carga para estados límites de servicio.

Combinación		Descripción
Comb 1	<b>D</b>	Combinación de carga muerta (peso propio + supercarga de cobertura liviana)
Comb 2	<b>D + L</b>	Combinación de carga muerta y carga viva
Comb 3	<b>D + 0.70S<sub>x</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + sismo en la dirección +X)
Comb 4	<b>D - 0.70S<sub>x</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + sismo en la dirección -X)
Comb 5	<b>D + 0.70S<sub>y</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + sismo en la dirección +Y)
Comb 6	<b>D - 0.70S<sub>y</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + sismo en la dirección -Y)
Comb 7	<b>0.75D + 0.75L + 0.525S<sub>x</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + carga viva + sismo en la dirección +X)
Comb 8	<b>0.75D + 0.75L - 0.525S<sub>x</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + carga viva + sismo en la dirección -X)
Comb 9	<b>0.75D + 0.75L + 0.525S<sub>y</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + carga viva + sismo en la dirección +Y)
Comb 10	<b>0.75D + 0.75L - 0.525S<sub>y</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + carga viva + sismo en la dirección -Y)

### 3.3.5 Respuestas estructurales

#### *Interpretación de esfuerzos normales*

Los esfuerzos internos que pueden generarse en un elemento, en los planos de superficie A-B-C-D, A'-B'-C'-D', A-D-D'-A' y C-B-B'-C', son esfuerzos normales perpendiculares a dichos planos. Para un mejor análisis, es ideal manejarlo por unidad de longitud, por tanto un esfuerzo “S<sub>1</sub>” normal o axial, el cual se considera como un esfuerzo externo al elemento diferencial aislado, pero esfuerzo interno con respecto a toda la cáscara. Por tanto, si (e) es el espesor del elemento diferencial, S<sub>l</sub> es el esfuerzo que actúa por unidad de longitud en dicho espesor (kg/cm ó kg/m), son expresados como cargas distribuidas, siendo S<sub>l</sub> el esfuerzo total sobre una sección determinada del elemento (Vitulas, 2015).

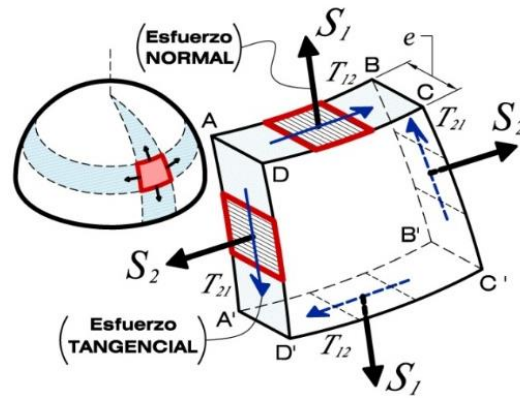


Figura 3.36. Esquema de interpretación en esfuerzos normales (Vitulas, 2015).

**Interpretación de momentos flexionantes**

Otro de los esfuerzos internos que se pueden presentar en las superficies ya sean rectas o curvas, en los planos o elementos de superficie A-B-C-D, A'-B'-C'-D', A-D-D'-A' y C-B-B'-C', son momentos dados por unidad de longitud, que en caras opuestas son iguales " $M_I$ " en la dirección 1 y " $M_{II}$ " en la dirección 2, representados por las unidades "kg-cm/cm" (Vitulas, 2015).

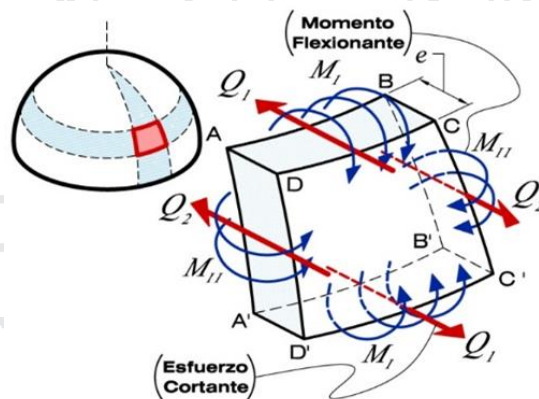


Figura 3.37. Esquema de interpretación en momentos flexionantes (Vitulas, 2015).

**3.3.5.1 Resultados del análisis**

**Periodos de vibración de la estructura**

El análisis y los periodos de vibración de la estructura, se muestran en la siguiente tabla, los resultados del análisis modal de la estructura de la Capilla.

Tabla 3.9. Frecuencia y periodos de vibración de la estructura.

Modo	Periodo	Frecuencia
	Seg	Hz
1	0.482896	2.0708
2	0.359042	2.7852
3	0.305653	3.2717
4	0.291389	3.4318
5	0.270214	3.7008
6	0.262291	3.8126
7	0.224118	4.4619
8	0.220245	4.5404
9	0.21643	4.6204
10	0.212109	4.7146
11	0.206959	4.8319
12	0.186766	5.3543

De acuerdo al cálculo, el periodo fundamental de la estructura, es 0.48 segundos.

**Esfuerzos**

A continuación se muestra los resultados obtenidos para elementos tipo Shell de la estructura, de tensiones normales horizontales (S22), tensiones normales verticales (S11) y esfuerzos cortantes (S12) que corresponden a valores máximos y mínimos para cada combinación.

Tabla 3.10. Esfuerzos en elementos tipo Shell.

Combinación	Esfuerzos (Kg/cm <sup>2</sup> )			
	S11	S22	S12	
Comb 1 D	Max	1.219	0.523	1.203
	Min	-3.741	-4.108	-2.371
Comb 2 D + L	Max	1.219	0.523	1.203
	Min	-3.741	-4.108	-2.371
Comb 3 D + 0.70Sx	Max	12.857	13.408	4.18
	Min	-0.541	-2.955	-0.957
Comb 4 D - 0.70Sx	Max	12.857	13.408	4.18
	Min	-0.541	-2.955	-0.957
Comb 5 D + 0.70Sy	Max	41.716	33.299	11.225
	Min	-0.324	-2.710	-0.565
Comb 6 D - 0.70Sy	Max	41.716	33.299	11.225



		Min	-0.324	-2.710	-0.565
Comb 7	$0.75D + 0.75L + 0.525S_x$	Max	9.643	10.056	3.135
		Min	-0.406	-2.216	-0.718
Comb 8	$0.75D + 0.75L - 0.525S_x$	Max	9.643	10.056	3.135
		Min	-0.406	-2.216	-0.718
Comb 9	$0.75D + 0.75L + 0.525S_y$	Max	31.287	24.974	8.419
		Min	-0.243	-2.033	-0.423
Comb 10	$0.75D + 0.75L - 0.525S_y$	Max	31.287	24.974	8.419
		Min	-0.243	-2.033	-0.423

### Deformaciones

A continuación se presenta los resultados obtenidos de las deformaciones en las tres dimensiones. La estructura presenta deformaciones máximas lineales y angulares para lo cual se muestran resultados del modelo en forma conjunta de la estructura. Para la interpretación se debe tener en cuenta para deformaciones lineales en unidades de cm. Y para deformaciones angulares en unidades de radianes.

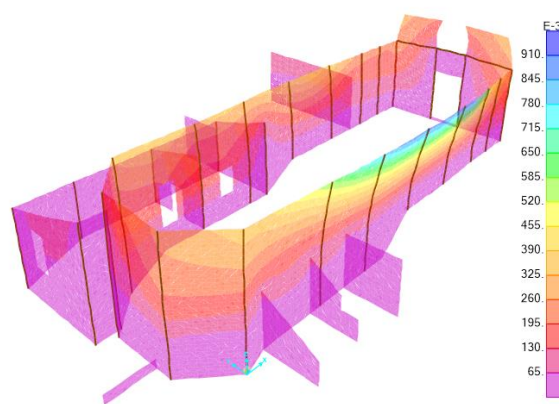


Figura 3.38. Deformación máxima en la combinación 1 (D).

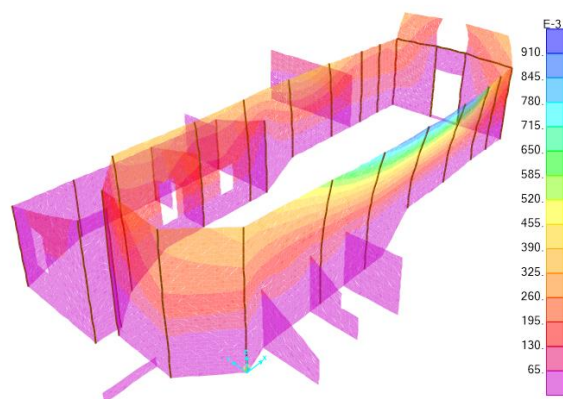


Figura 3.39. Deformación máxima en la combinación 2 ( $D + L$ ).

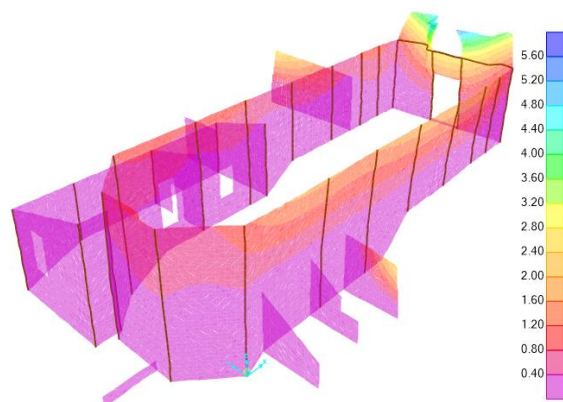


Figura 3.40. Deformación máxima en la combinación 3,4 ( $D \pm 0.70S_x$ ).

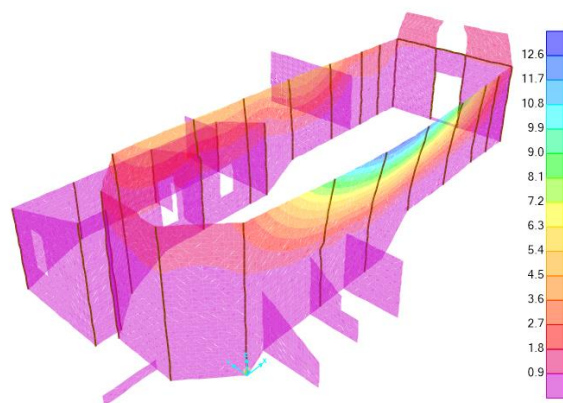


Figura 3.41. Deformación máxima en la combinación 5,6 ( $D \pm 0.70S_y$ ).

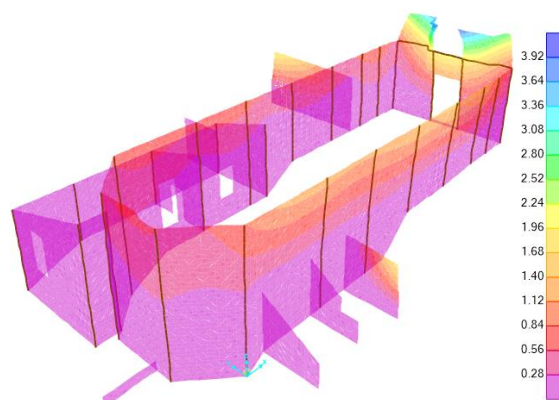


Figura 3.42. Deformación máxima en la combinación 7,8 ( $0.75D + 0.75L \pm 0.525S_x$ ).

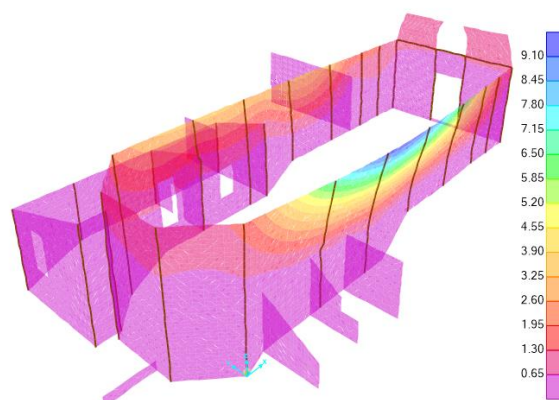


Figura 3.43. Deformación máxima en la combinación 9,10 ( $0.75D + 0.75L \pm 0.525S_y$ ).

### **Reacciones**

Se muestra el resultado de las reacciones en la base de la estructura de acuerdo al modelo estructural para las diferentes hipótesis de carga del punto más crítico.

Del estudio de mecánica de suelos incluida en el anexo la capacidad admisible del terreno es de  $0.701 \text{ kg/cm}^2$ . Considerando para un área de  $1.00 \text{ m}^2$  debido a que el cimiento tiene  $1.00 \text{ m}$  de espesor, la cimentación estará sujeta a resistir una carga de  $7.01 \text{ Ton}$ . A partir de esta carga se verifica que la reacción en la base de la estructura no debe superar la carga máxima a resistir por la capacidad del suelo.

Tabla 3.11. Reacciones máximas y mínimas del punto más crítico en la estructura para las diferentes combinaciones.

Combinación	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m	
Comb 1 D	1.08	0.09	10.61	-0.08	0.50	0.06	
Comb 2 D + L	1.08	0.09	10.61	-0.08	0.50	0.06	
Comb 3 D + 0.70Sx	Max	1.57	0.52	14.51	0.13	0.92	0.38
	Min	0.60	-0.34	6.72	-0.29	0.08	-0.25
Comb 4 D - 0.70Sx	Max	1.57	0.52	14.51	0.13	0.92	0.38
	Min	0.60	-0.34	6.72	-0.29	0.08	-0.25
Comb 5 D + 0.70Sy	Max	1.77	1.84	18.31	0.50	1.31	0.51
	Min	0.40	-1.65	2.92	-0.66	-0.31	-0.38
Comb 6 D - 0.70Sy	Max	1.77	1.84	18.31	0.50	1.31	0.51
	Min	0.40	-1.65	2.92	-0.66	-0.31	-0.38
Comb 7 0.75D + 0.75L + 0.525Sx	Max	1.17	0.39	10.88	0.10	0.69	0.28
	Min	0.45	-0.26	5.04	-0.22	0.06	-0.18
Comb 8 0.75D + 0.75L - 0.525Sx	Max	1.17	0.39	10.88	0.10	0.69	0.28
	Min	0.45	-0.26	5.04	-0.22	0.06	-0.18
Comb 9 0.75D + 0.75L + 0.525Sy	Max	1.33	1.38	13.73	0.38	0.98	0.38
	Min	0.30	-1.24	2.19	-0.50	-0.23	-0.28
Comb 10 0.75D + 0.75L - 0.525Sy	Max	1.33	1.38	13.73	0.38	0.98	0.38
	Min	0.30	-1.24	2.19	-0.50	-0.23	-0.28

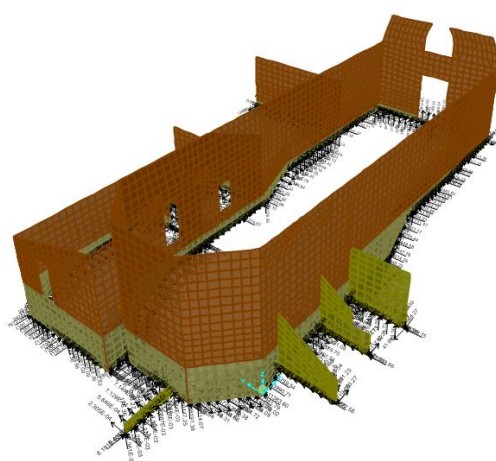


Figura 3.44. Reacciones en la base de la estructura del punto más crítico.

### 3.3.5.2 Modelamiento tridimensional

La verificación de los esfuerzos de compresión y momentos flexionantes de los muros se hará a través del modelo, por lo cual para obtener los resultados, se ha extrapolado de los ensayos realizados en el laboratorio, obteniéndose como resultado 6.12 kg/cm<sup>2</sup> resistencia a la compresión y 0.78 kg/cm<sup>2</sup> resistencia a la flexión.

**Análisis ante cargas estáticas por gravedad (D + L), estado actual de la capilla:**

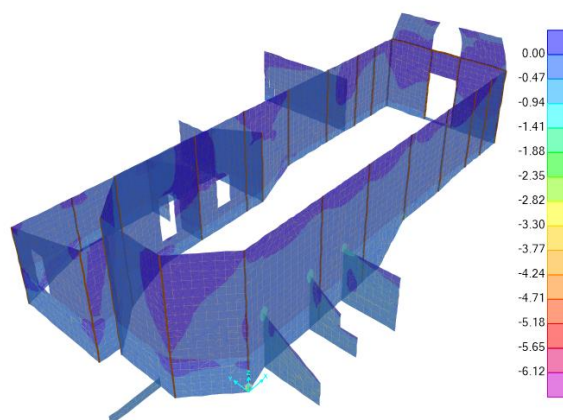


Figura 3.45. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  (direcciones 1 vertical) [kg/cm<sup>2</sup>].

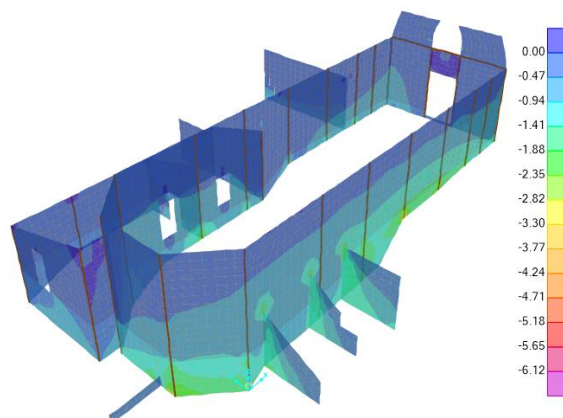


Figura 3.46. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  (direcciones 2 horizontal) [kg/cm<sup>2</sup>].

El esfuerzo normal experimentado por el modelo, muestra que las fuerzas verticales en la dirección 1 ( $S_{11}$ ) se concentran en la base central del elemento, generando zonas de compresión que no superan el valor permisible (valor negativo – color cian), zonas que soportan la mayor cantidad de cargas; y el menor esfuerzo de compresión ocurre en la zona de menor carga (cero - azul) que se presenta en la parte más alta del muro superior.



Los esfuerzos horizontales en la dirección 2 ( $S_{22}$ ) solo son mayores en las zonas con mayor tramo o luz libre, en este caso el centro del muro.

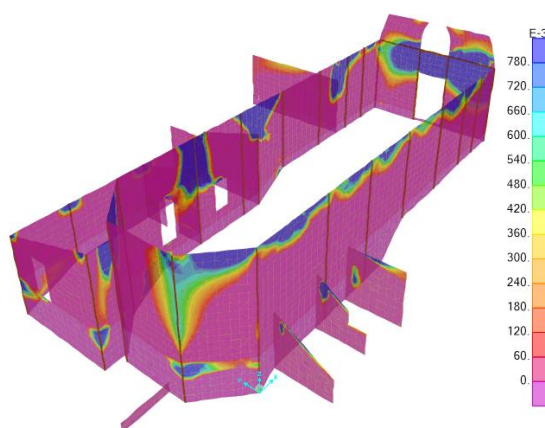


Figura 3.47. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical) [kg-cm/cm].

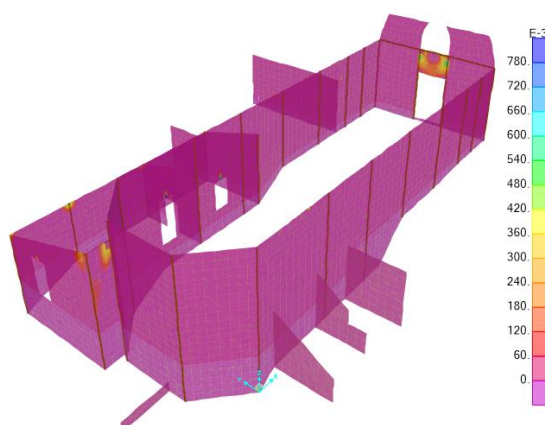


Figura 3.48. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal) [kg-cm/cm].

De los resultados, la respuesta estructural se puede analizar teniendo en cuenta que al tener luces libres, debido a su peso se flexionan por tanto al analizar el elemento en la dirección vertical 1 ( $M_I$ ), el mayor esfuerzo de flexión ocurre en las zonas libres centrales y las paredes laterales (máximo positivo – azul), además podemos observar que en un gran porcentaje del elemento los momentos flexionantes se generan en la parte superior del muro (valores máximos y cercanos a superar el valor permisible – azul), por lo cual se deduce que el elemento experimenta ligeras deflexiones que no garantizan la estabilidad de la estructura. En el caso de la dirección horizontal 2 ( $M_{II}$ ), los valores máximos solo se encuentran en las zonas superiores de los muros de forma similar a la



dirección 1 (máximo valor positivo – azul), mientras que las demás zonas tienen valores casi nulos (valores mínimos – rojo).

**Análisis ante cargas dinámicas ( $0.75D + 0.75L \pm 0.525S_y$ )**, resultados más relevantes para la combinación crítica:

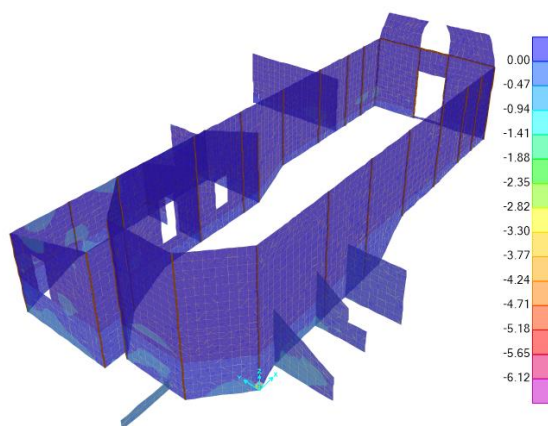


Figura 3.49. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, 3D [ $\text{Kg/cm}^2$ ].

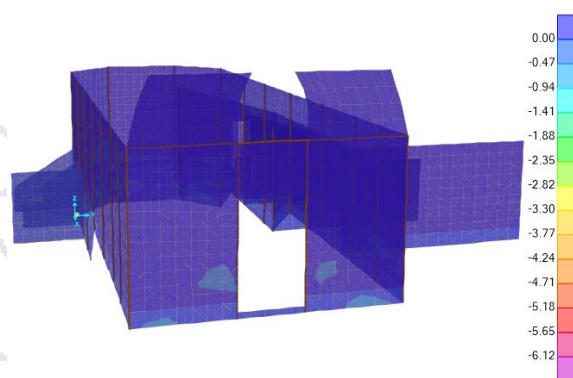


Figura 3.50. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, elevación frontal [ $\text{Kg/cm}^2$ ].

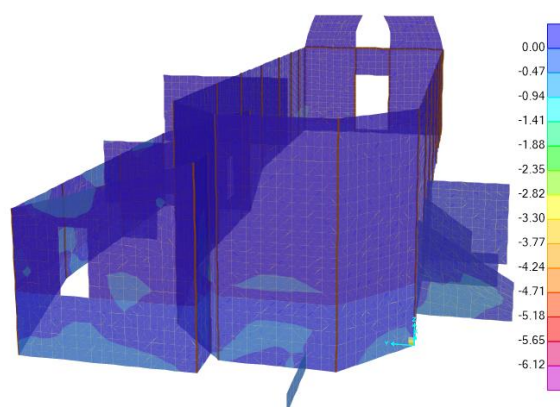


Figura 3.51. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, elevación posterior  
[Kg/cm<sup>2</sup>].

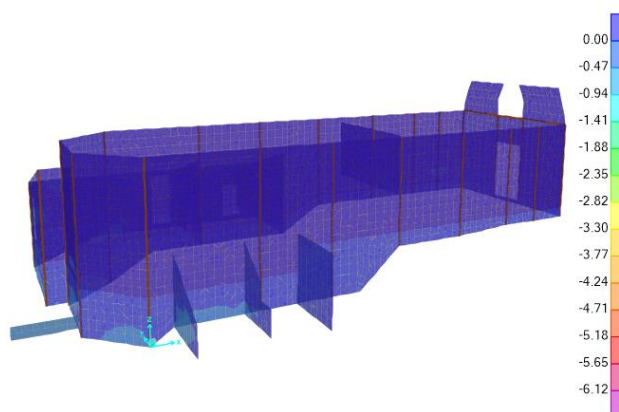


Figura 3.52. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, elevación lateral  
[Kg/cm<sup>2</sup>].

Los resultados correspondientes al esfuerzo normal experimentado por el modelo, muestra que las fuerzas verticales en la dirección 1 ( $S_{11}$ ) se concentran en la base central del elemento, generando zonas de compresión (valor negativo – color celeste), zonas que soportan la mayor cantidad de cargas; y el menor esfuerzo de compresión ocurre en la zona de menor carga (cero - azul) que se presenta en la parte superior del muro, de esto se puede observar que las máximas compresiones no llegan a superar los 6.12 Kg/cm<sup>2</sup>.

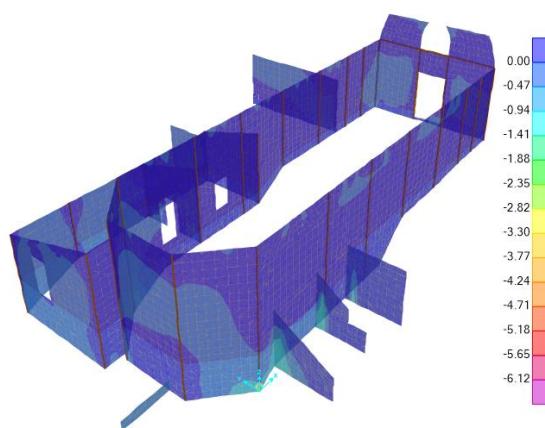


Figura 3.53. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, 3D [ $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ].

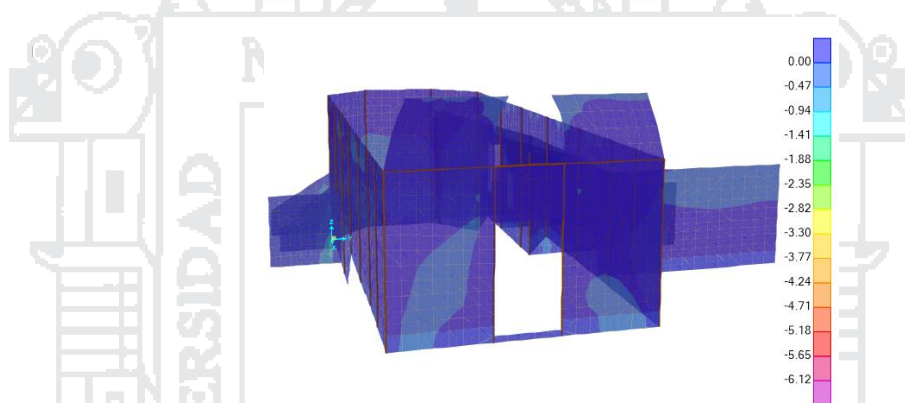


Figura 3.54. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, elevación frontal [ $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ].

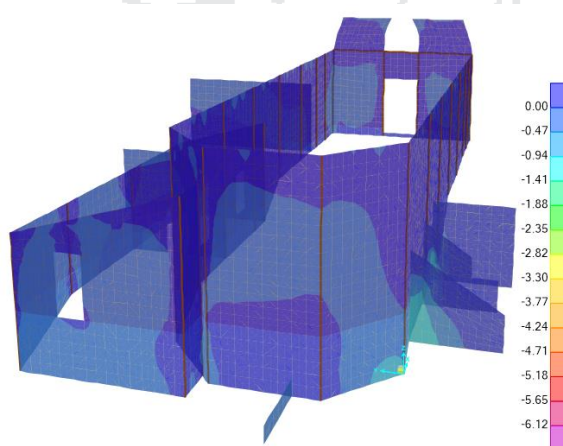


Figura 3.55. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, elevación posterior [ $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ].

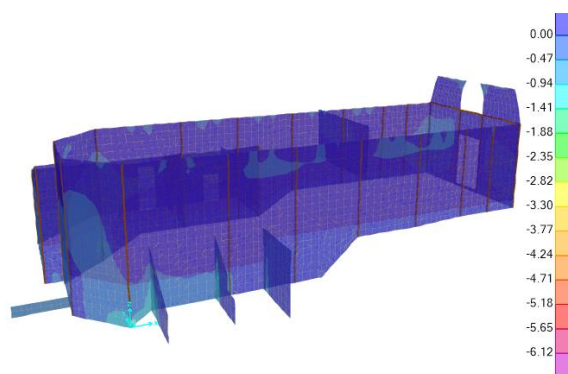


Figura 3.56. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, elevación lateral [ $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ].

Los resultados en los esfuerzos horizontales en la dirección 2 ( $S_{22}$ ) solo son mayores en las zonas con mayor tramo o luz libre, en este caso el centro del muro, al igual que en los esfuerzos ( $S_{11}$ ) se puede observar que las máximas compresiones no llegan a superar los  $6.12 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ .

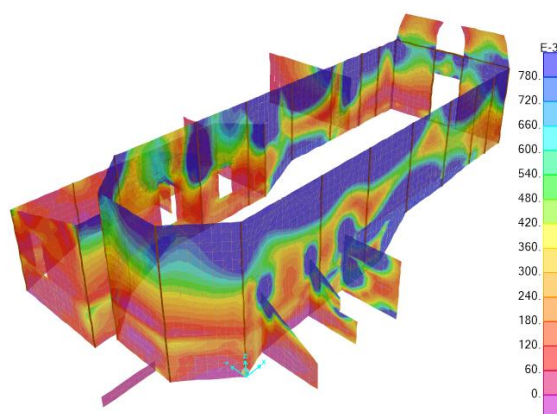


Figura 3.57. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), 3D [ $\text{kg-cm}/\text{cm}$ ].

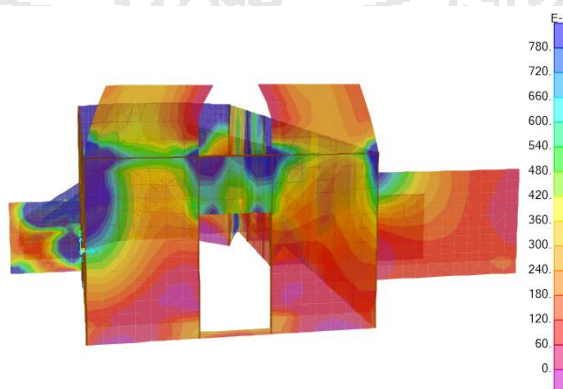


Figura 3.58. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), elevación frontal [ $\text{kg-cm}/\text{cm}$ ].

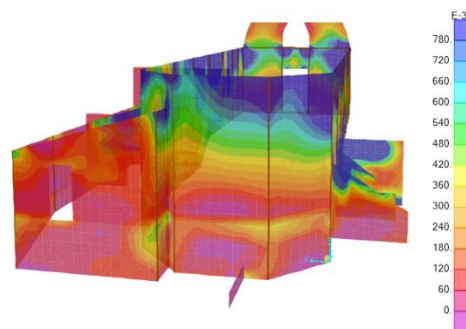


Figura 3.59. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), elevación posterior [kg-cm/cm].

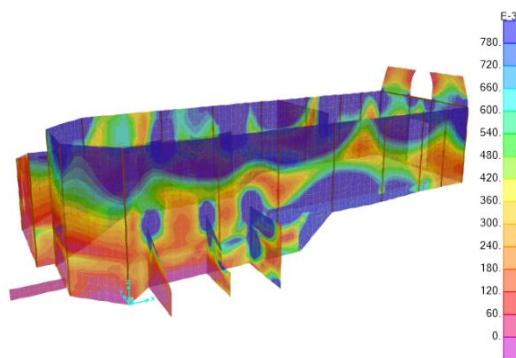


Figura 3.60. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), elevación lateral [kg-cm/cm].

De acuerdo a lo observado, en los diagramas de esfuerzos, aparecen valores altos en las zonas con mayor luz libre, es decir en la parte central de los muros y en la parte superior (máximos valores – azul), advirtiéndonos de que puede ser propensa a sufrir fallas o colapsar debido a cargas muertas y externas, en este caso por la acción del sismo en la dirección perpendicular al muro, se puede apreciar el esquema de falla en la siguiente figura:

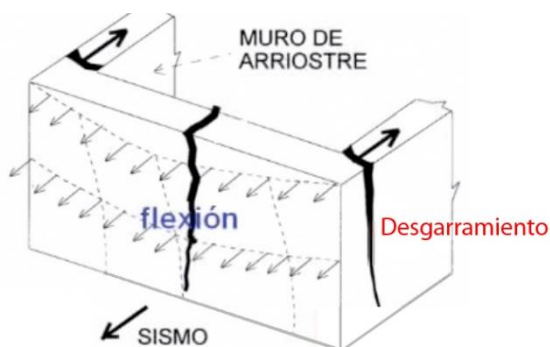


Figura 3.61. Diagrama de falla por flexión en los muros.



Por lo cual se deduce que el elemento experimenta fuertes deflexiones que no garantizan la estabilidad de la estructura. Se presentan máximos momentos flexionantes de orden superior a 0.78 Kg/cm<sup>2</sup>.

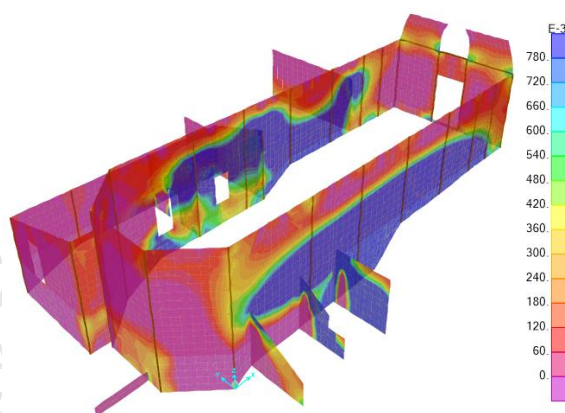


Figura 3.62. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), 3D [kg-cm/cm].

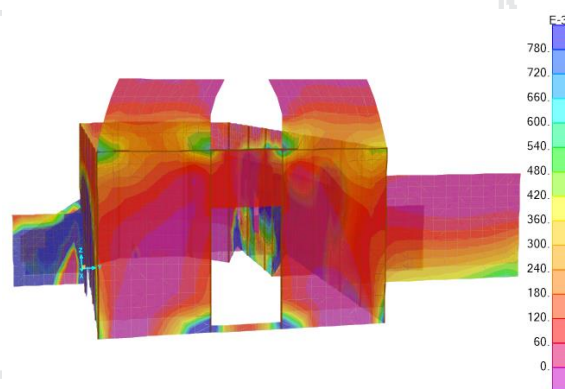


Figura 3.63. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), elevación frontal [kg-cm/cm].

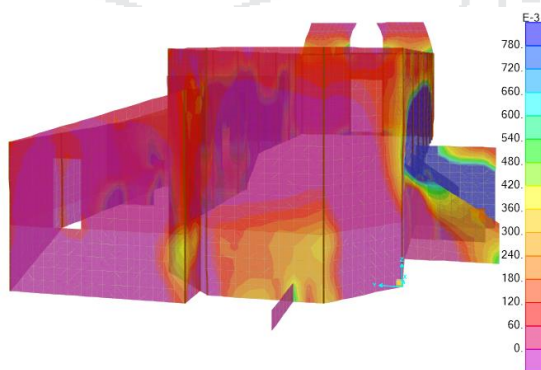


Figura 3.64. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), elevación posterior [kg-cm/cm].



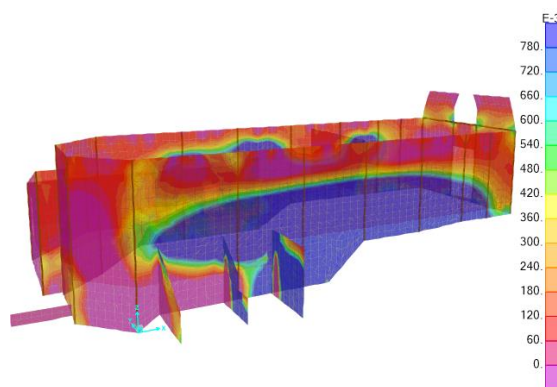


Figura 3.65. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), elevación lateral [kg-cm/cm].

En el caso de la dirección horizontal 2, los máximos momentos flexionantes de orden superior a  $0.78 \text{ Kg/cm}^2$  se encuentran en las zonas superiores de los muros de forma similar a la dirección 1 y se produce máximos esfuerzos en forma horizontal y cerca de la base del muro debido a la flexión fuera del plano (máximo valor positivo – azul), mientras que las demás zonas tienen valores mínimos.

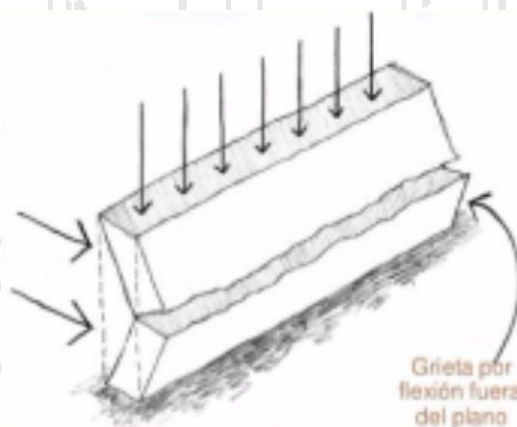


Figura 3.66. Diagrama de falla por flexión en los muros en forma horizontal.

## Análisis de resultados

### Muros

Se observa que se originan esfuerzos altos de flexión en zonas de daño en la estructura real. Como tal es el caso de los esfuerzos en el sentido perpendicular a los muros, así como fisuras en la parte superior del muro, tal como se puede observar en la siguiente figura. Además se ven afectados también uno de los contrafuertes adosados al muro.

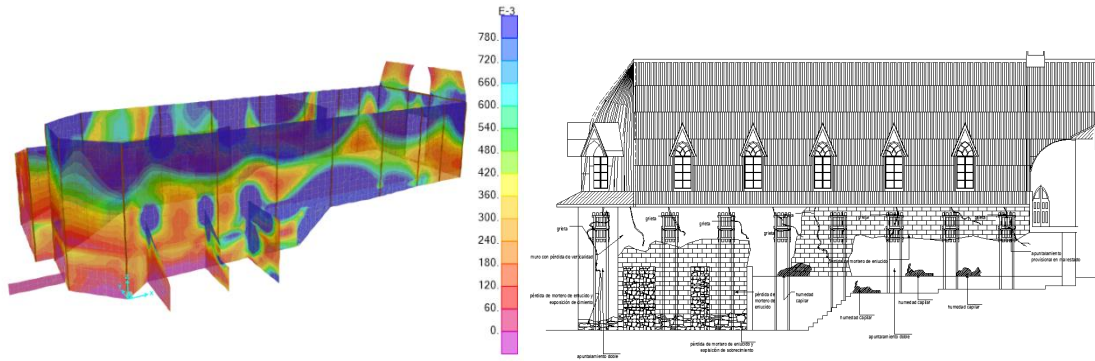


Figura 3.67. Grietas formadas a causa de esfuerzos a flexión en muro lateral.

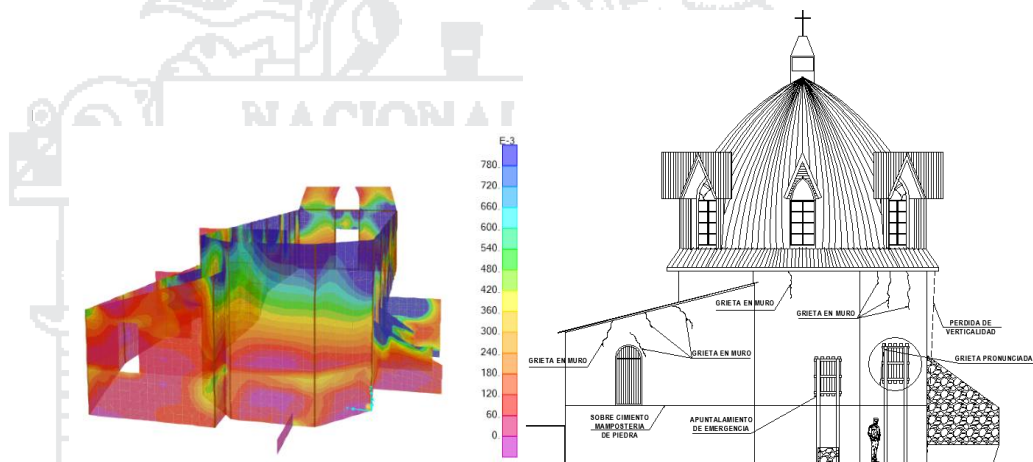


Figura 3.68. Grietas formadas a causa de esfuerzos a flexión en muro posterior.

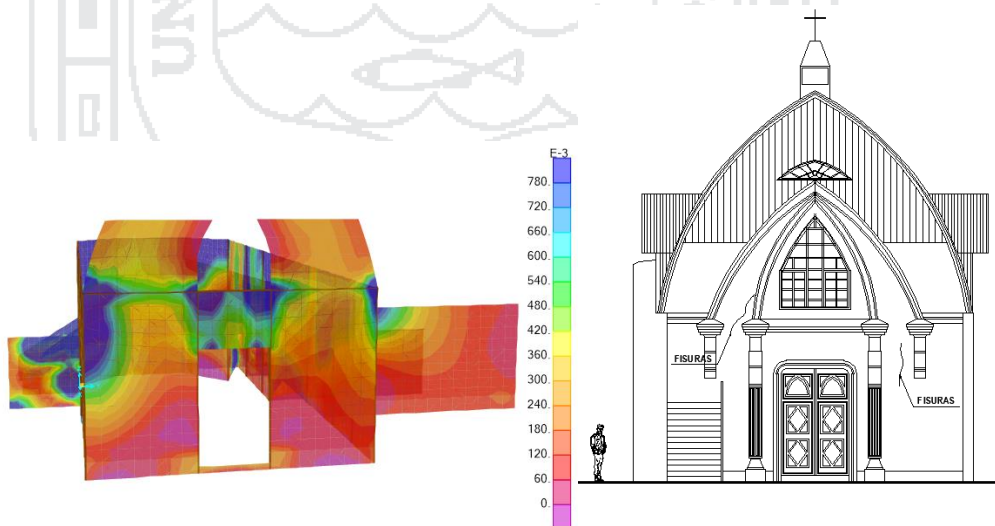


Figura 3.69. Grietas formadas a causa de esfuerzos a flexión en muro frontal.

De acuerdo a lo observado, en los diagramas de esfuerzos, aparecen valores altos en diferentes zonas (máximos valores – azul), advirtiéndonos de que puede ser propensa

a sufrir fallas o colapsar debido a cargas muertas y externas, en los diagramas anteriores podemos observar además que se presenta relación con el estado actual de la estructura que por situación de emergencia es reforzado provisionalmente con tablas y rollizos de madera.

### Cobertura

Para el análisis de la cobertura, los valores de resistencia a la compresión y flexión se consideran de la Norma Técnica E-010 madera, detallada en el capítulo anterior, para esto se toma valores de los esfuerzos admisibles para madera del grupo C, según esto la compresión máxima admisible es de  $15.00 \text{ Kg/cm}^2$  y flexión máxima admisible de  $100.00 \text{ Kg/cm}^2$ .

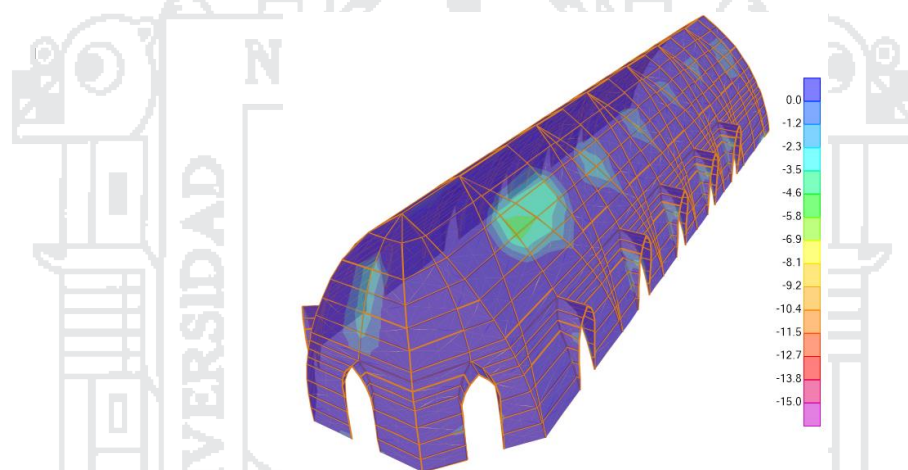


Figura 3.70. Diagrama de esfuerzo  $S_{11}$  en combinación crítica, de la cobertura [ $\text{Kg/cm}^2$ ].

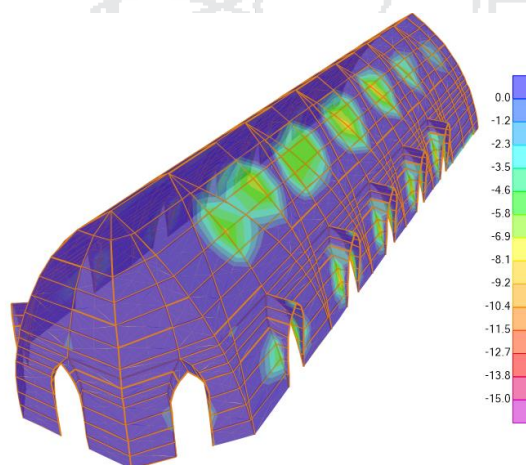


Figura 3.71. Diagrama de esfuerzo  $S_{22}$  en combinación crítica, de la cobertura [ $\text{Kg/cm}^2$ ].

Los resultados correspondientes al esfuerzo normal experimentado por el modelo, muestra que el menor esfuerzo de compresión ocurre casi en toda la zona de la cobertura

(cero - azul), de esto se puede observar que las máximas compresiones no llegan a superar los 15.00 Kg/cm<sup>2</sup>.

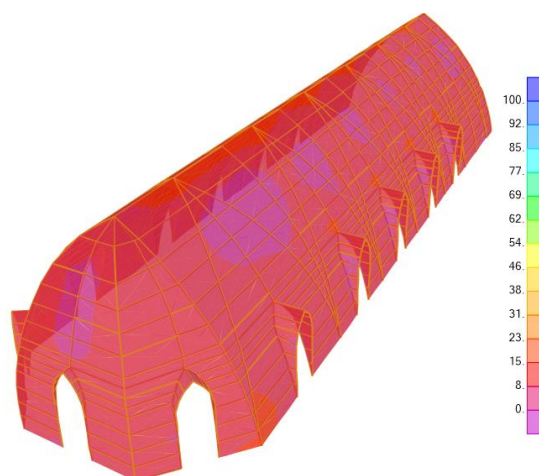


Figura 3.72. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), cobertura [kg-cm/cm].

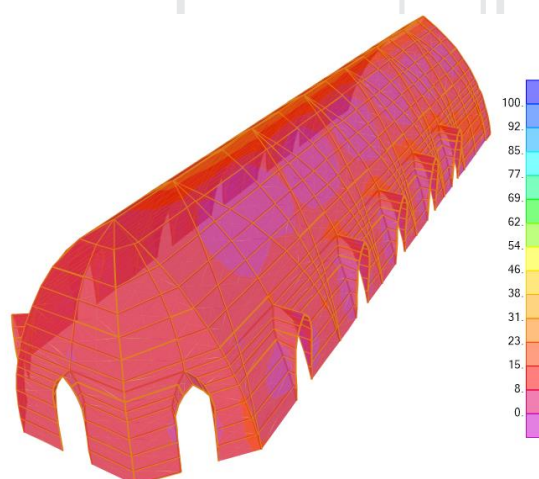


Figura 3.73. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), cobertura [kg-cm/cm].

De acuerdo a los diagramas de esfuerzos, podemos observar que en un gran porcentaje del elemento los momentos flexionantes son neutros (valores mínimos), por lo cual se deduce que el elemento no experimenta grandes deflexiones garantizando la estabilidad de la estructura. Por tanto no se presentan máximos momentos flexionantes que superen 100.00 Kg/cm<sup>2</sup>.

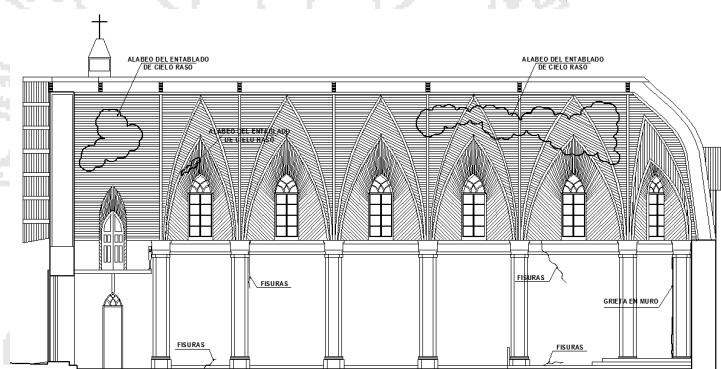
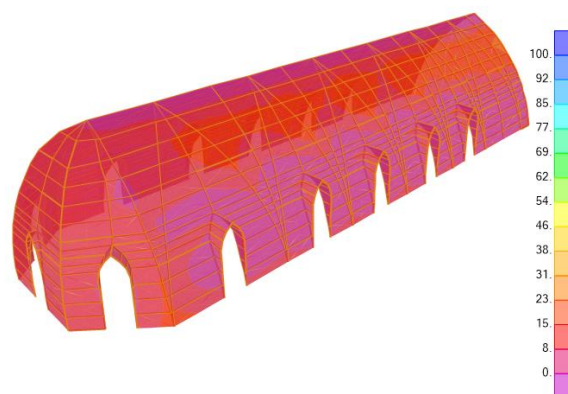


Figura 3.74. Esfuerzo de flexión en la cobertura y generación de alabeo.

### 3.4 Propuesta de intervención estructural

Durante el análisis y la evaluación realizada a la estructura, se ha podido reconocer el estado de deterioro ante cargas estáticas por gravedad y ante cargas dinámicas como el sismo, de la Capilla “Cristo Pobre”, es por ello la necesidad de plantear alternativas de refuerzo estructural para asegurar la estabilidad estructural.

#### 3.4.1 Propuesta de reforzamiento

De los resultados del análisis, se concluyó que es necesario realizar un refuerzo estructural que mejore las condiciones resistivas de la edificación, el cual se desarrolló atendiendo el comportamiento de los casos de refuerzo estudiados y aquellos que han sido sometidos a condiciones sísmicas reales. Se propone un sistema de refuerzo mixto consistente en medidas de mejora estructural, destinadas a garantizar la estabilidad del edificio en su conjunto, y en medidas complementarias que buscan minimizar la vulnerabilidad sísmica del inmueble en aquellos aspectos donde el refuerzo estructural se hace insuficiente, además de mejorar las condiciones de seguridad para los usuarios del mismo.



Los refuerzos son acciones que permiten mejorar la capacidad portante del muro y se los coloca en las zonas más vulnerables: esquinas y en los encuentros con el forjado y cubierta.

De acuerdo al estudio realizado, se propone el refuerzo estructural que puede resumirse en:

- ❖ Refuerzo con viga collar de madera externa
- ❖ Refuerzo con llaves de madera en esquinas
- ❖ Reconstrucción de los muros de adobe
- ❖ Refuerzo con contrafuertes

#### **3.4.1.1 Refuerzo con viga collar de madera externa**

La viga collar es una estructura de madera que recorre la cumbre del muro, vinculando los muros entre sí y con la estructura de la techumbre. La viga collar recibe y transmite los esfuerzos de la techumbre de forma homogénea a los muros y por esto a los cimientos. La conexión de la techumbre a la viga collar debe ser hecha con elementos de arriostre y fijaciones como clavos y pernos de acero. La viga collar debe estar bien conectada a los muros por pasadores. (Fundación Altiplano, 2012).

La técnica consiste en el reforzamiento con viga collar de madera la que se compone de dos tablonces colocados en el exterior y en el interior de los muros en la parte superior. Esto es con la finalidad de formar una sola unidad a través del efecto “aro” que proporciona esta viga externa y que al mismo tiempo produce un efecto de diafragma parecido al de un techo rígido uniendo firmemente los muros (*Kuroiwa, 2004*).



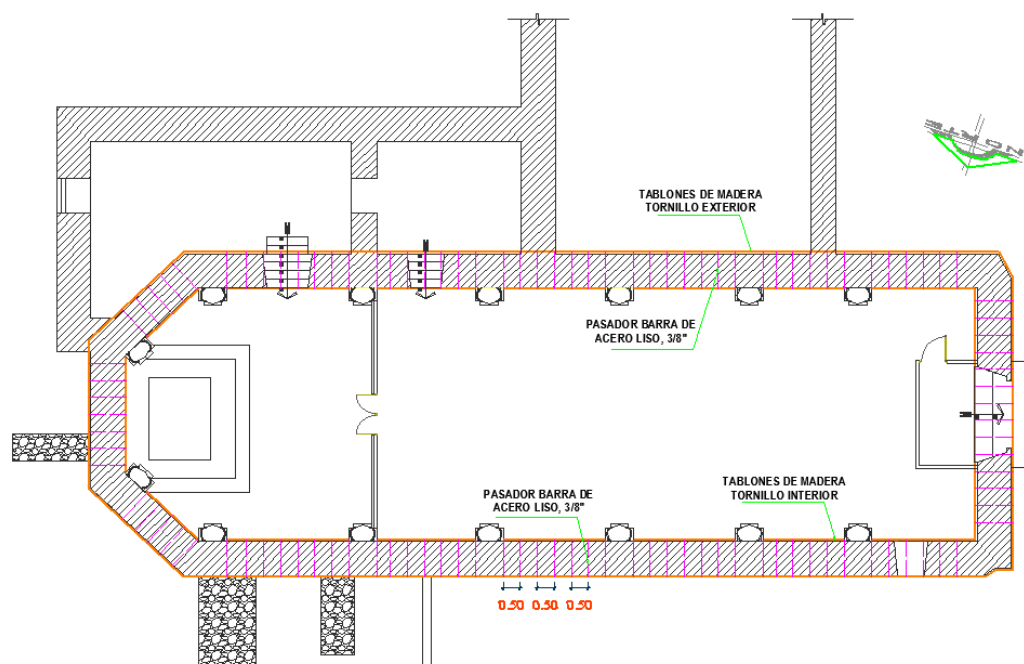


Figura 3.75. Ubicación de la viga collar de madera externa.

Este tipo de reforzamiento es apropiado para edificaciones existentes de adobe usadas principalmente en construcciones históricas. Las dos tablas de madera paralelas son de 12"x2" de sección transversal y con una longitud máxima de 5 m. Estas maderas son conectadas con ángulos de metal de 90° con un espesor mínimo de 1/16".

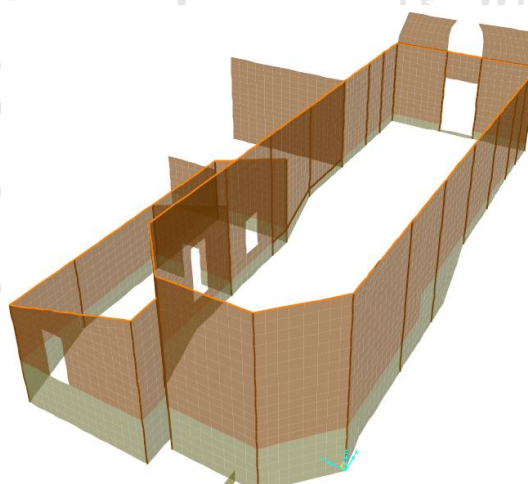


Figura 3.76. Ubicación del refuerzo viga collar en el modelo estructural.

### 3.4.1.2 Refuerzo con llaves de madera en esquinas

Se utiliza llaves de madera para reforzar la traba en encuentros de muros, ya sea en esquinas (llaves en forma de L). Por lo general deben llevar encima el peso de 1.50 metros de altura del muro de adobe. Las llaves de amarre se utilizan en la reconstrucción de muros que deben ser desmontadas en la restauración, para reforzar las esquinas, y en el

encuentro de muros que no necesitan ser desmontados pero que deben volver a estar vinculados (Fundación Altiplano, 2012).

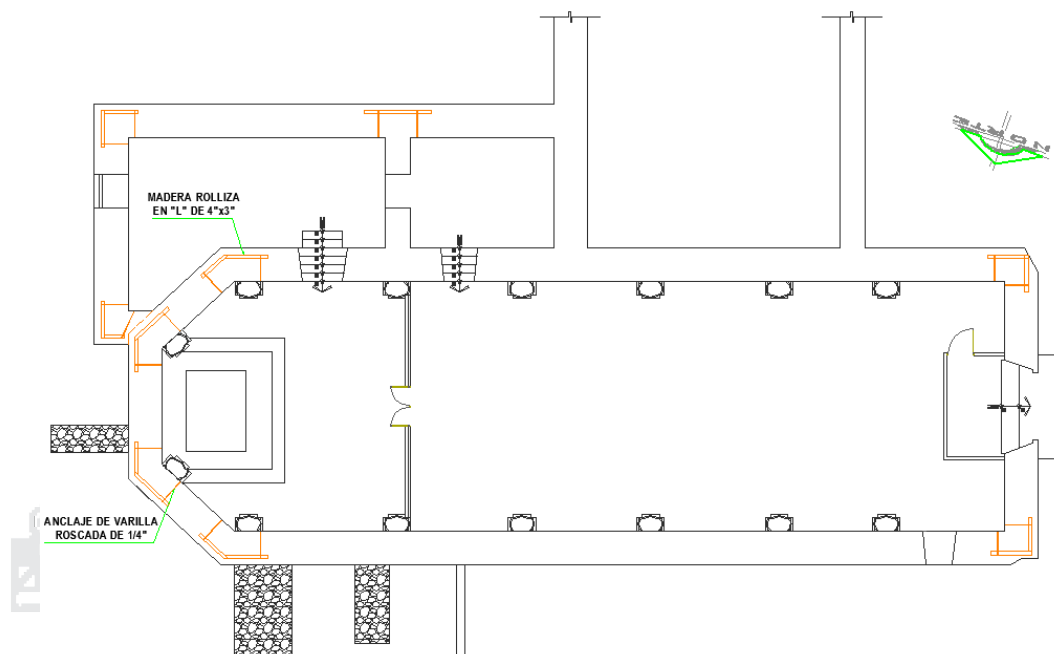


Figura 3.77. Ubicación de las llaves de madera.

Para las esquinas se utiliza “llaves” que pueden ser de madera o fierro de construcción ancladas en sus extremos, recomendables las primeras por su mayor compatibilidad con el adobe. Las llaves ayudan a mejorar la traba en el encuentro de dos muros y evitan que las grietas aparecidas se expandan. Estas tendrán la forma de doble “L” o doble “T” según se trate de un muro de esquina o de dos muros perpendiculares.

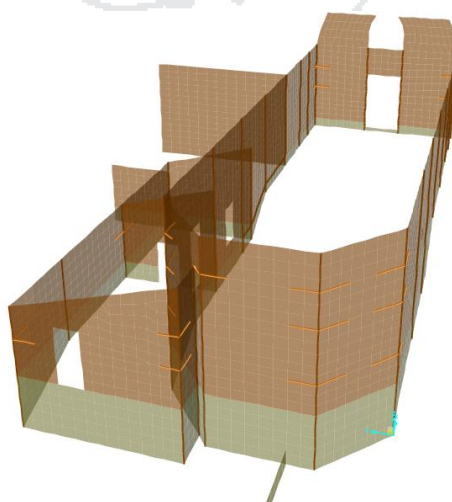


Figura 3.78. Ubicación del refuerzo llaves de madera en el modelo estructural.

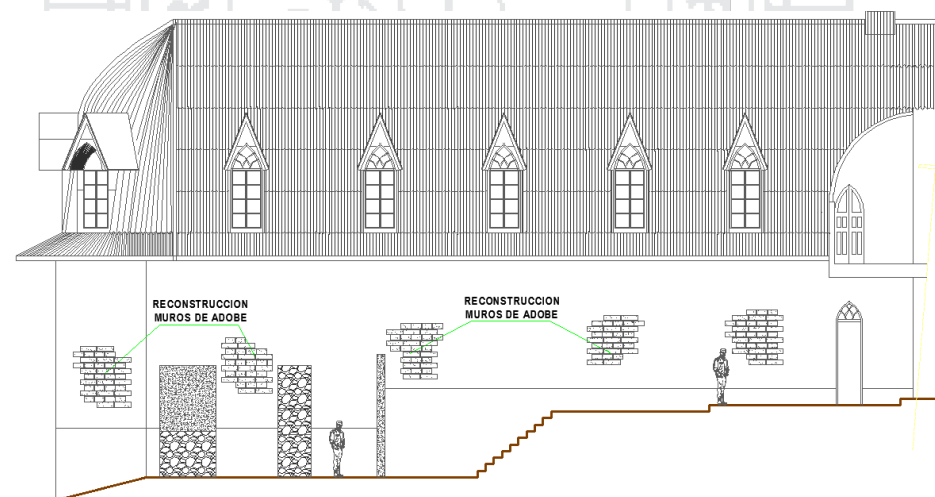
El refuerzo propuesto consiste en instalar elementos de madera rolliza en “L” de 4”x3” de sección transversal con longitud de 1.10 m en promedio siendo este valor

variable de acuerdo a su ubicación. Interconectándolos mediante pernos pasantes, se instalan las maderas de manera horizontal. Este reforzamiento incrementa la resistencia a flexión de los muros y mantiene la unidad de la estructura. El empleo de este tipo de reforzamiento se dio en la iglesia de San Pedro Apóstol de Urubamba (Siglo XVI) – Urubamba – Cusco, refuerzo con llaves de madera.

### 3.4.1.3 Reconstrucción de los muros de adobe

La reconstrucción consiste en retirar los adobes dañados pieza por pieza colocando tacos de madera y luego restituyéndolos por otro adobe nuevo, logrando una traba y un tejido uniforme en el área intervenida. El mortero debe ser más seco que el utilizado normalmente. Es recomendable hacer como máximo dos hiladas por día para evitar el aplastamiento del mortero.

Esta solución está destinada a cerrar las grietas producidas en la mampostería debido a las deformaciones sufridas por la estructura y al deterioro del material por exposición a la intemperie. Se propone la reconstrucción de zona donde se produjo la grieta y sus cercanías con materiales compatibles. Un caso de estudio se realizó en la iglesia Mark 'Jo en Anta-cusco.



*Figura 3.79. Ubicación de los muros a reconstruir.*

Se realizara la reparación de grietas estructurales en muros mediante refuerzo y reposición, retirando unidades de mampostería (adobes) deterioradas fracturadas o erosionadas sustituidas por elementos nuevos en buen estado siguiendo los dentados del muro para una mejor traba y adherencia, los adobes fueron asentados de manera que el mortero de barro rellene íntegramente al adobe previamente humedecido.

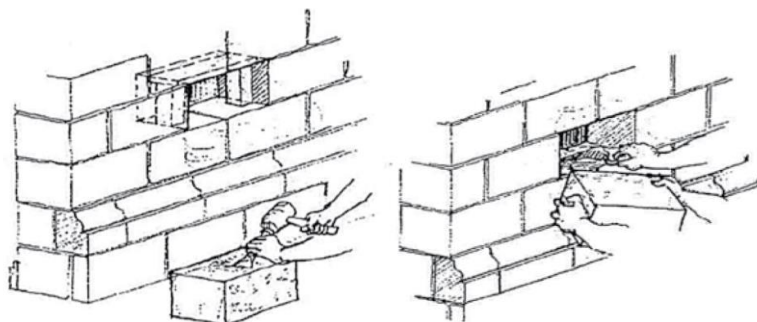


Figura 3.80. Sustitución de piezas en reconstrucción de muros.

### 3.4.1.4 Refuerzo con contrafuertes

Su función es equivalente a la de los tirantes, si bien la elección es prácticamente obligada cuando el edificio no dispone de elementos de suficiente rigidez capaces de absorber las tensiones puntuales generadas en los puntos de anclaje de los tirantes. En estos casos, la absorción de los empujes de las bóvedas, arcos o de cualquier otro elemento que introduzca solicitaciones inclinadas en los muros, se puede confiar a los contrafuertes por su capacidad de transmitir dichas acciones al terreno a través de su sección. En su diseño y dimensionado es preciso tener bien presente la fuerte limitación de asientos que requiere el nuevo contrafuerte para su correcto funcionamiento.

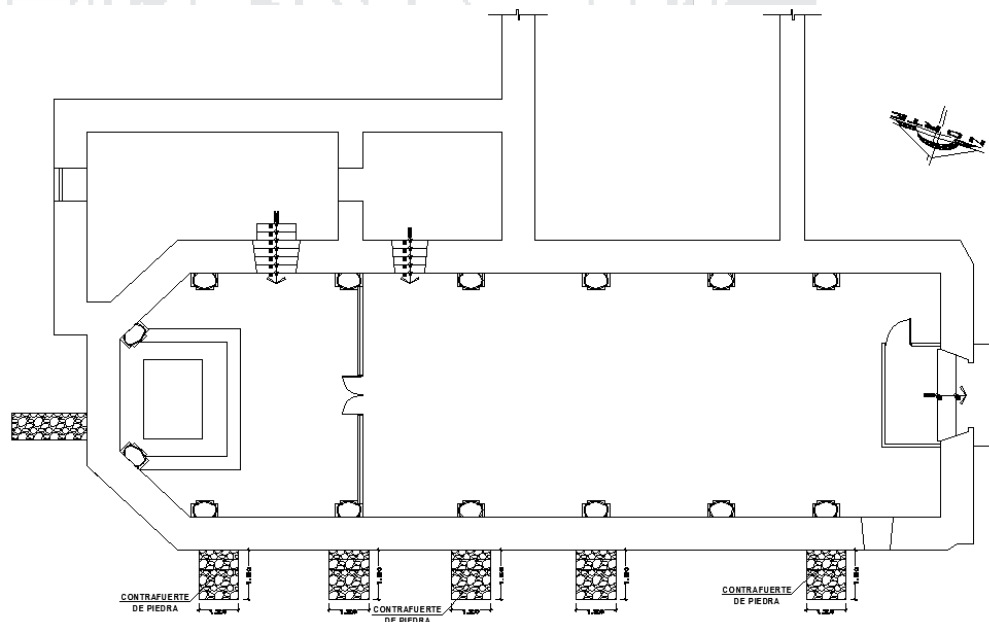
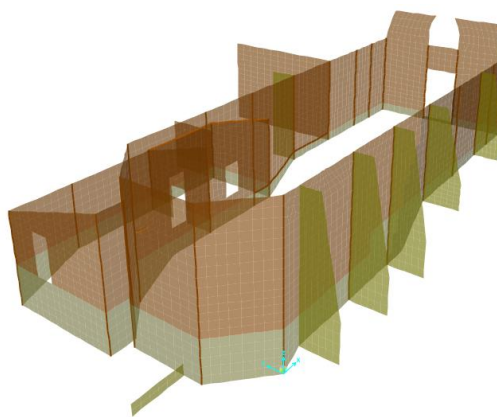


Figura 3.81. Ubicación del refuerzo con contrafuertes.



*Figura 3.82. Ubicación del refuerzo con contrafuertes en el modelo estructural.*

La solución estructural propuesta tiene el objetivo de asegurar la estabilidad de la estructura, ante la carga de gravedad y fuerzas de volteo. Se propone un sistema que limite su movimiento y lo mantenga en equilibrio.

Para mejorar la estabilidad de los muros, se propone la utilización de madera como viga collar en la unión entre el muro y la cubierta, llaves de madera en las esquinas, reconstrucción de muros con grietas, fisuras y la colocación de contrafuertes para mantener la rigidez de la estructura.

#### **3.4.1.5 Resultados del análisis sin refuerzo y con refuerzo**

En las siguientes figuras se presenta la comparación de modelos analíticos, con refuerzo y sin refuerzo. En los modelos de la estructura donde no posee refuerzo se observa esfuerzos que superan el máximo admisible de orden  $0.78 \text{ kg/cm}^2$ , estos exceden la capacidad del material y por esto fácilmente se fisuran gran parte por que en estas construcciones predominan los esfuerzos de flexión.

En los modelos con refuerzo de madera y la colocación del contrafuerte se observa una disminución en el valor de los esfuerzos en relación a la no reforzada, los elementos de refuerzo unen partes importantes de concentración de esfuerzos uniendo las posibles grietas y fisuras. Además estos elementos de refuerzo generan un aumento en los esfuerzos admisibles de los materiales por el efecto de refuerzo directo.

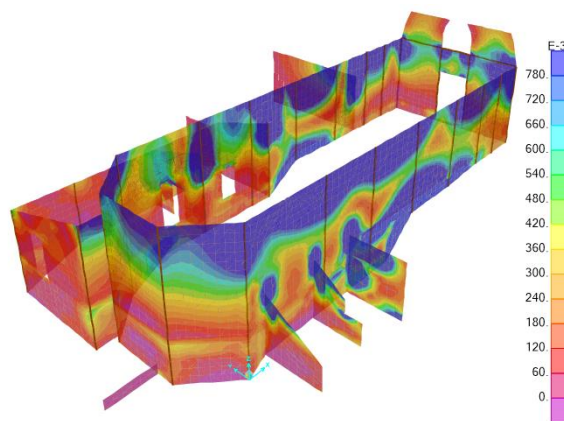


Figura 3.83. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), sin refuerzo.

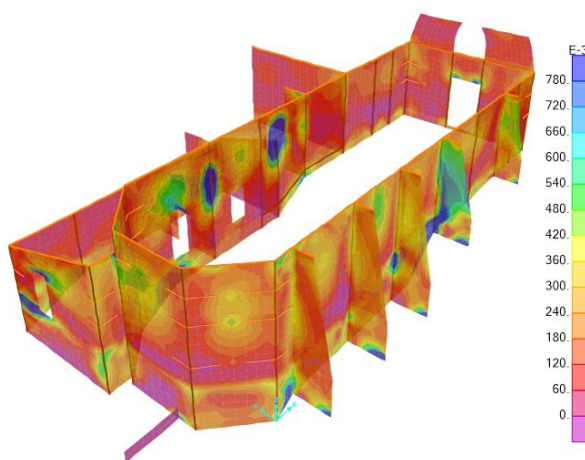


Figura 3.84. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), con refuerzo.

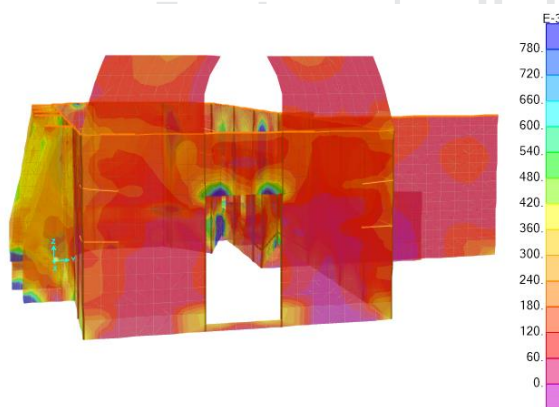


Figura 3.85. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), con refuerzo elevación frontal.



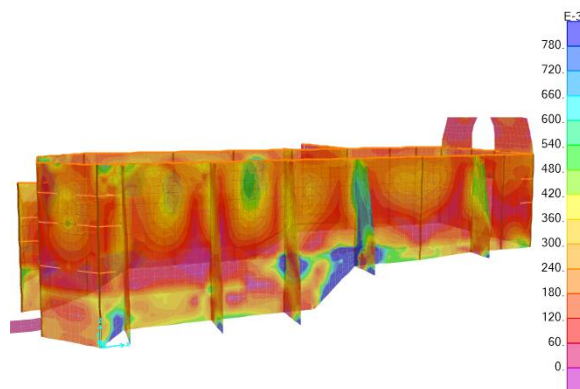


Figura 3.86. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical), con refuerzo elevación lateral.

Según los resultados del análisis de momentos flexionantes en la dirección 1 vertical adicionándole refuerzos señalados en el ítem anterior, se observa una disminución significativa de esfuerzos en todos los muros de la estructura, se presenta esfuerzos menores al máximo admisible del orden  $0.78 \text{ kg/cm}^2$ .

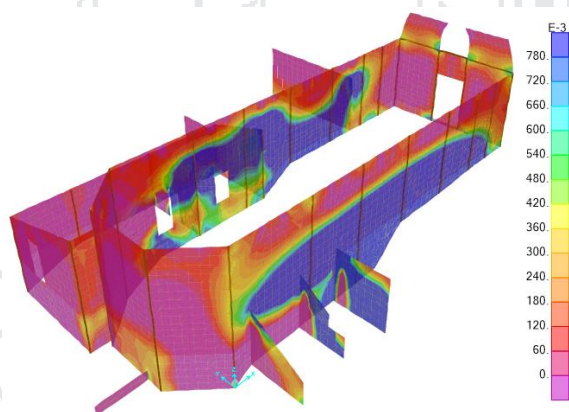


Figura 3.87. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), sin refuerzo.

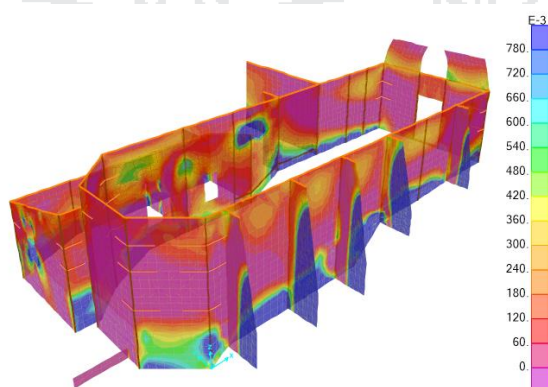


Figura 3.88. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), con refuerzo.

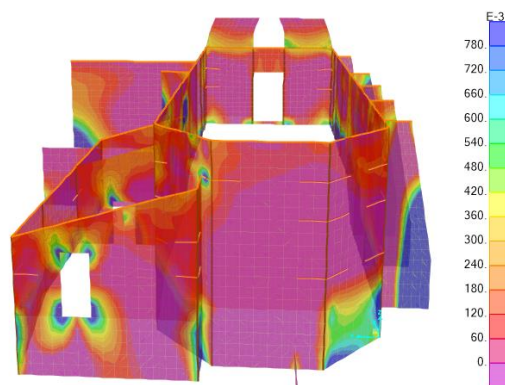


Figura 3.89. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), con refuerzo elevación posterior.

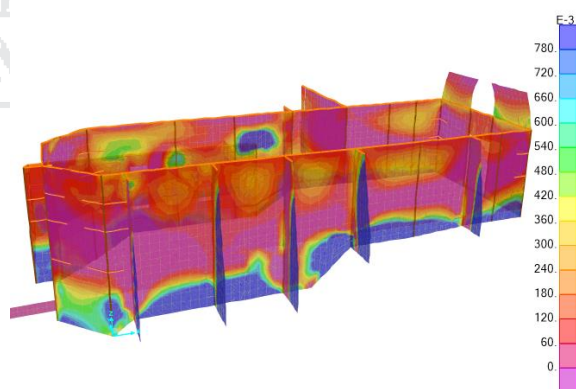


Figura 3.90. Diagrama de momento flexionante (dirección 2 horizontal), con refuerzo elevación lateral.

De la estructura reforzada en comparación con la no reforzada se evidencia una disminución de esfuerzos. Esto se debe en gran parte a que en este tipo de estructuras predominan los esfuerzos de flexión, para lo cual los elementos de madera resultan muy efectivos para contrarrestar los esfuerzos que superan el máximo admisible. El principal efecto se traduce en un aumento en los esfuerzos admisibles del material.

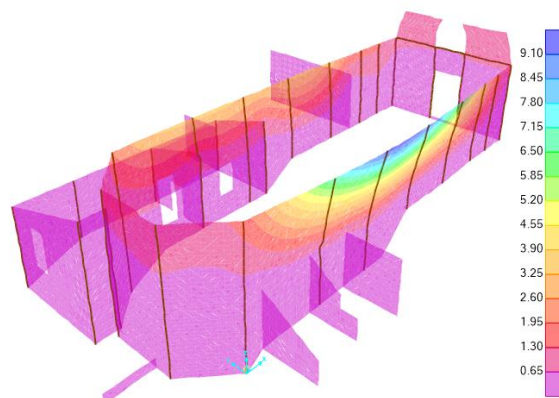


Figura 3.91. Deformación máxima en la combinación  $(0.75D + 0.75L \pm 0.525Sy)$ , sin refuerzo.

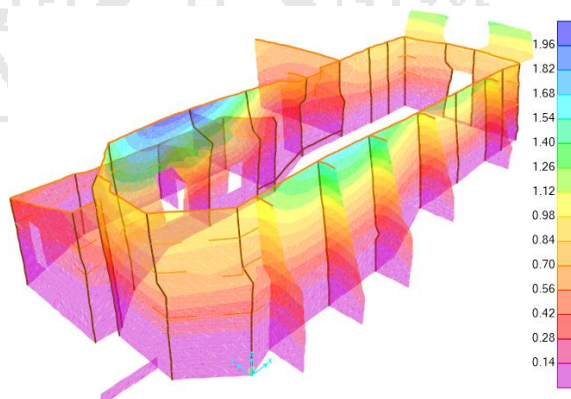


Figura 3.93. Deformación máxima en la combinación  $(0.75D + 0.75L \pm 0.525Sy)$ , con refuerzo.

De la estructura con refuerzo se puede observar una disminución en las deformaciones máximas lineales y angulares en un 80.00% del desplazamiento de los muros sin refuerzo, en el diagrama que se muestra se puede apreciar la variación de los esfuerzos con los distintos colores.

Según los desplazamientos máximos relativos de entrepiso no debe exceder la fracción de la altura de entrepiso para material de albañilería (NTP E-030, 2016).

$$(\Delta_i / h_{ei}) \leq 0.005 \quad (3.5)$$

Para la altura  $h_n = 8.15$  m de la estructura y  $\Delta_i = 1.96$  cm, el máximo desplazamiento será:

$(\Delta_i / h_{ei}) = 0.0024 \leq 0.005$ , este valor es el máximo desplazamiento de todo los puntos para el sentido x-x y en el sentido y-y, por lo tanto cumple con la norma E-030.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Conclusiones

Teniendo en cuenta las condiciones especificadas del desarrollo de la presente tesis, así como las consideraciones presentadas en los capítulos anteriores, a continuación se exponen las siguientes conclusiones:

#### 4.1.1 Conclusión General

- ❖ La Capilla “Cristo Pobre” presenta daños en su estructura. Existe desplazamiento de muros, grietas, desprendimiento parcial de bloques y en estado de emergencia con apuntalamientos provisionales. Por estas razones, la Capilla requiere una intervención que considere un reforzamiento estructural y la reparación de elementos deteriorados, con el objetivo de asegurar la estabilidad de la estructura.

#### 4.1.2 Conclusiones específicas

- ❖ De acuerdo a la evaluación realizada al sistema estructural actual, se ha determinado las siguientes capacidades resistentes de los materiales conformantes:

*Tabla 4.1. Resumen de resultados de la caracterización física para adobe y mortero de pega.*

Característica física	Resultados promedios obtenidos	
	Adobe (Unidades)	Mortero de pega
Contenido de Humedad	4.30%	6.70%
Gravedad Específica	2.69 g/cm <sup>3</sup>	2.65 g/cm <sup>3</sup>

<b>Densidad de Masa</b>		1.50 g/cm <sup>3</sup>	1.48 g/cm <sup>3</sup>
<b>Límites de Consistencia</b>	<b>Limite Liquido (LL)</b>	38.24%	38.20%
	<b>Limite Plástico (LP)</b>	30.41%	30.66%
	<b>Índice Plástico (IP)</b>	7.83%	7.54%
<b>Composición Granulométrica</b>	<b>Gravas</b>	33.30%	6.97%
	<b>Arenas</b>	34.37%	46.76%
	<b>Finos</b>	32.33%	46.27%
<b>Clasificación de Suelos</b>	<b>S.U.C.S.</b>	OL (Limo orgánico o arcilla orgánica de baja plasticidad)	
	<b>AASHTO</b>	A-2-6 (Arena limosa y arcillosa)	A-4 (Suelo limoso)

Tabla 4.2. Resumen de resultados de la caracterización mecánica para adobe.

<b>Característica Mecánica</b>	<b>Resultados promedios obtenidos</b>	
	<b>Adobe (Unidades)</b>	<b>Mortero de pega</b>
<b>Resistencia a la Compresión</b>	6.12 Kg/cm <sup>2</sup>	-
<b>Resistencia a la Flexión - Modulo de rotura</b>	0.78 Kg/cm <sup>2</sup>	-

Luego de la evaluación realizada, la resistencia a la compresión simple del adobe alcanza solo el 51.00% respecto a la resistencia estándar de la Norma Técnica E-080 Adobe, que recomienda un esfuerzo mínimo de 12 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la compresión.

La resistencia de muros a tracción por flexión, alcanza solo 54.93% respecto de a la resistencia estándar de la Norma Técnica E-080 Adobe, que recomienda un esfuerzo mínimo de 1.42 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la Flexión.

El análisis granulométrico de las unidades de adobe que presenta la estructura son de: gravas 33.30%, arenas 34.37% y finos 32.33%, de acuerdo a la Norma Técnica E-080 Adobe del RNE, la gradación del suelo debe aproximarse a los siguientes porcentajes: arcilla 10 – 20%, limo 15 – 25%, arena 55 – 70%, de esto se concluye que los resultados granulométricos no se encuentra dentro del rango de los requisitos generales que indica la norma técnica.

- ❖ Del modelo estructural idealizado, materiales, cargas actuantes y ante sollicitaciones sísmicas especificadas en la norma técnica E-030, las respuestas estructurales son las siguientes:

Tabla 4.3. Resumen de esfuerzos en elementos tipo Shell.

Combinación	Esfuerzos (Kg/cm <sup>2</sup> )			
		S11	S22	S12
D	Max	1.219	0.523	1.203
	Min	-3.741	-4.108	-2.371
D + L	Max	1.219	0.523	1.203
	Min	-3.741	-4.108	-2.371
D ± 0.70Sx	Max	12.857	13.408	4.18
	Min	-0.541	-2.955	-0.957
D ± 0.70Sy	Max	41.716	33.299	11.225
	Min	-0.324	-2.71	-0.565
0.75D + 0.75L ± 0.525Sx	Max	9.643	10.056	3.135
	Min	-0.406	-2.216	-0.718
0.75D + 0.75L ± 0.525Sy	Max	31.287	24.974	8.419
	Min	-0.243	-2.033	-0.423

Tabla 4.4. Resumen de deformaciones lineales y angulares del punto más crítico.

Combinación	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians	
D	-0.0205	-0.7796	-0.2063	0.0023	-0.00003	-0.00028	
D + L	-0.0205	-0.7796	-0.2063	0.0023	-0.00003	-0.00028	
D ± 0.70Sx	Max	-0.0074	-0.1480	-0.2044	0.0036	-0.00002	0.00279
	Min	-0.0336	-1.4112	-0.2082	0.0010	-0.00004	-0.00334
D ± 0.70Sy	Max	-0.0001	10.1460	-0.1895	0.0296	0.00005	0.00265
	Min	-0.0410	-11.7052	-0.2232	-0.0250	-0.00010	-0.00320
0.75D + 0.75L ± 0.525Sx	Max	-0.0056	-0.1110	-0.1533	0.0027	-0.00001	0.00209
	Min	-0.0252	-1.0584	-0.1561	0.0007	-0.00003	-0.00251
0.75D + 0.75L ± 0.525Sy	Max	-0.0001	7.6095	-0.1421	0.0222	0.00004	0.00199
	Min	-0.0307	-8.7789	-0.1674	-0.0188	-0.00007	-0.00240



Tabla 4.5. Resumen de reacciones máximas y mínimas del punto más crítico.

Combinación	<b>F<sub>x</sub></b>	<b>F<sub>y</sub></b>	<b>F<sub>z</sub></b>	<b>M<sub>x</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>	
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m	
D	1.08	0.09	10.61	-0.08	0.5	0.06	
D + L	1.08	0.09	10.61	-0.08	0.5	0.06	
D ± 0.70S <sub>x</sub>	Max	1.57	0.52	14.51	0.13	0.92	0.38
	Min	0.6	-0.34	6.72	-0.29	0.08	-0.25
D ± 0.70S <sub>y</sub>	Max	1.77	1.84	18.31	0.5	1.31	0.51
	Min	0.4	-1.65	2.92	-0.66	-0.31	-0.38
0.75D + 0.75L ± 0.525S <sub>x</sub>	Max	1.17	0.39	10.88	0.1	0.69	0.28
	Min	0.45	-0.26	5.04	-0.22	0.06	-0.18
0.75D + 0.75L ± 0.525S <sub>y</sub>	Max	1.33	1.38	13.73	0.38	0.98	0.38
	Min	0.3	-1.24	2.19	-0.5	-0.23	-0.28

De las tablas adjuntadas se ha identificado que las zonas más vulnerables se dan en la combinación  $0.75D + 0.75L \pm 0.525S_y$ .

- ❖ De acuerdo al estudio realizado se propone el refuerzo estructural que se resume en lo siguiente: refuerzo con viga collar de madera externa, refuerzo con llaves de madera en esquinas, reconstrucción de los muros de adobe y construcción de contrafuertes, el modelo idealizado con estos refuerzos permiten evidenciar un mejor desempeño sísmico que el modelo sin refuerzo, esto porque disminuyeron los desplazamientos de los muros y hubo una menor aparición y propagación de fisuras.

De los esquemas de refuerzo analizados, el máximo desplazamiento de todo los puntos para el sentido x-x y en el sentido y-y, es  $(\Delta_i / h_{ei}) = 0.0024 \leq 0.005$ , por lo tanto cumple con la Norma Técnica E-030.

Las medidas de refuerzo estudiadas mejoran sensiblemente el funcionamiento sísmico y se observa una disminución en el valor de los esfuerzos en relación a la no reforzada, esfuerzos a flexión que no superan el máximo admisible de orden  $0.78 \text{ kg/cm}^2$ . Por cuanto proporcionan continuidad estructural, previenen inestabilidad y estas construcciones se mantengan en equilibrio.

## 4.2 Recomendaciones

- ❖ A razón de que la resistencia del adobe a compresión solo alcanza el 51.00% y la resistencia a tracción por flexión alcanza el 54.93% respecto a la especificada en la norma técnica, es que se recomienda una intervención inmediata, pues la estabilidad de la capilla es inadecuado por ende corre el riesgo de colapsar.
- ❖ De los resultados del análisis, los esfuerzos de trabajo superan en 140.00% respecto a los esfuerzos máximos admisibles, indicando esto una situación de severos daños en la estructura, por ello se recomienda el uso de las alternativas de reforzamiento estructural propuesto.
- ❖ Se recomienda el reforzamiento mediante sistemas que consiste en vigas collar de madera externa en muros, llaves de madera en esquinas, reconstrucción de los muros de adobe y construcción de contrafuertes, esto permitirá mejorar la resistencia a las distintas solicitaciones y evitar el colapso y/o pérdida de la construcción histórica.
- ❖ Se recomienda la intervención en la cobertura de la Capilla de un mejor tratamiento de protección ante la intemperie evitando sobre todo la filtración de agua hacia el interior que afectan severamente la madera.
- ❖ Formar parte de este tipo de investigaciones como ingenieros civiles y aportar nuestro conocimiento para preservar el patrimonio histórico de nuestro país.

## BIBLIOGRAFÍA

---

### 5.1 Bibliografía

#### Libros y tesis

- ❖ AGUILAR, J. (2012). *Predicción de la respuesta sísmica de un edificio colonial del siglo xvi por medio del método de los elementos finitos, considerando su estado actual de daño*. México. Instituto Politécnico Nacional. (Tesis de Maestría).
- ❖ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS. *Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada*. Fondo para la construcción y desarrollo social del eje cafetero – FOREC. Santa Fe de Bogotá – Colombia. 2005.
- ❖ APAZA, D. (2014). *Evaluación de la seguridad sísmica en la súper estructura de la catedral de puno*. Universidad nacional del altiplano. (Tesis de grado).
- ❖ CABALLERO, F., SAMAYOA, R. (2010). *Metodología para restauración del sistema estructural de monumentos o inmuebles históricos del patrimonio cultural en el salvador*. Universidad de el Salvador. (Tesis de grado).
- ❖ CHÁVEZ, M. (2010). *Validación experimental de modelos analíticos para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras históricas*. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (Tesis de Doctorado en Ingeniería).
- ❖ De la Torre, et al. (2004). *Evaluación estructural y comportamiento de las Reparaciones efectuadas a edificaciones históricas*. Revista de ingeniería sísmica, núm. 70. Sociedad mexicana de ingeniería sísmica. D.F. México.

- ❖ ENRÍQUEZ, Daniel (2014). *Reforzamiento estructural para forjados de madera en edificaciones patrimoniales*. Cuenca – Ecuador. Universidad de Cuenca. (Tesis de grado).
- ❖ ESQUIVEL, Y. (2009). *Sistemas de refuerzo estructural en monumentos históricos de la región cusco*. Cusco – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú. (Tesis de grado).
- ❖ Fundación Altiplano. *Plan de recuperación de patrimonio de arquitectura tradicional en tierra*. Chile. 2012.
- ❖ GARCÍA, N. (2007). *Funcionamiento y seguridad estructural de los templos conventuales del siglo XVI en México*. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F. (Tesis de Doctorado en Ingeniería).
- ❖ GIEDION, S. (2009). *Espacio, tiempo y arquitectura: El futuro de una nueva tradición*. Editorial Reverté.
- ❖ GUERRERO, L. (2007). *Arquitectura en tierra - hacia la recuperación de una cultura constructiva*.
- ❖ HERRERA, Carlos (2012). *Curso de manejo programa SAP 2000, Diseño y análisis por medio de elemento finito*. [www.construaprende.com](http://www.construaprende.com).
- ❖ HEYMAN, J. (2005). *El esqueleto de piedra: Mecánica de la arquitectura de fábrica*. Cambridge University Press.
- ❖ HUERTA, S. (1990). *Arcos, bóvedas y cúpulas: Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Instituto Juan de Herrera, Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Madrid, España.
- ❖ ILHARCO, T., GUEDES, J., AREDE A., PAUPERIO, E., COSTA, A. (2008). *Structural Analysis of Historic Constructions. Analysis and diagnosis of timber structures in Porto historical centre*. Gran Bretaña, eds. Modena.
- ❖ JIMÉNEZ, N., PÉREZ, C. (2007). *Evaluación estructural de edificio con valor patrimonial y propuesta de refuerzo: Iglesia de Mialqui, Provincia del Limarí*. Universidad de Santiago de Chile. (Tesis de grado).
- ❖ Junta del acuerdo de Cartagena PADT – REFORT. *Manual de diseño para maderas del grupo andino*. Lima – Perú. 1984.
- ❖ LAVADO, J. & GRANADOS, J. (2012). *Calculo de estructuras con el programa SAP 2000*. Departamento de mecánica de estructuras e ingeniería hidráulica. Universidad de granada. España.

- ❖ LOURENÇO, P. (2006). *Conservation of the heritage structures in seismic regions. Renovation Problems on Constructions and Historical Buildings*. Kliczkow, Polonia.
- ❖ MELI, Roberto (1998). *Ingeniería estructural de los edificios históricos*. Fundación ICA. A.C. México – 1ra Edición.
- ❖ MONTROYA, M. (2009). *La arquitectura novohispana, Historia de la arquitectura en México*. Universidad Autónoma Nacional de México. Octavio Colmenares editores.
- ❖ RIVERA, J. (2012). *El adobe y otros materiales de sistemas constructivos en tierra cruda: caracterización con fines estructurales*. Bogotá – Colombia. En: Apuntes 25 (2): 164 - 181.
- ❖ RODRÍGUEZ, J. (2009). *Materiales de construcción en la arquitectura de la Nueva España*. Universidad Autónoma Nacional de México y Octavio Colmenares editores.
- ❖ SÁNCHEZ, M. (2013). *Vulnerabilidad Sísmica de Construcciones Patrimoniales Históricas de Mampostería en Chile: Aplicación a los Torreones Españoles de Valdivia*. Chile. Universidad Austral de Chile. (Tesis de grado).
- ❖ SAMANEZ A. (1983). *La restauración de estructuras de adobe en los monumentos históricos de la región andina del Perú: tecnología apropiada en la conservación del patrimonio cultural*. Oficina de asuntos culturales COFIDE, Lima.
- ❖ TORREALVA, D. (2009). *Comportamiento sísmico de edificaciones de adobe*. Conferencia presentada en Conservación del Patrimonio Arquitectónico: Avances en los Aspectos Estructurales. Cusco.
- ❖ TORRES, H. (2009). *Evaluación estructural de la torre de la basílica de la merced - lima – Perú*. Universidad Ricardo Palma. (Tesis de grado).
- ❖ YAMIN, L., RODRÍGUEZ, A., FONSECA, L., REYES, J., PHILLIPS, C. (2003). *Comportamiento sísmico y alternativas de rehabilitación de edificaciones en adobe y tapia pisada con base en modelos a escala reducida ensayados en mesa vibratoria*. Revista de Ingeniería Universidad de Los Andes.

### Normas

- ❖ Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica A-140 Bienes Culturales Inmuebles, (2006).

- ❖ Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E-010 Madera, (2006).
- ❖ Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E-020 Cargas, (2006).
- ❖ Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E-030 Diseño Sismorresistente, (2016).
- ❖ Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E-080 Adobe, (2006).





## ANEXOS

---

**Anexo 1: Planos**

**Anexo 2: Resultado de laboratorio de suelos y materiales**

**Anexo 3: Procedimientos de reforzamiento estructural**

**Anexo 4: Estudio de mecánica de suelos referencial**

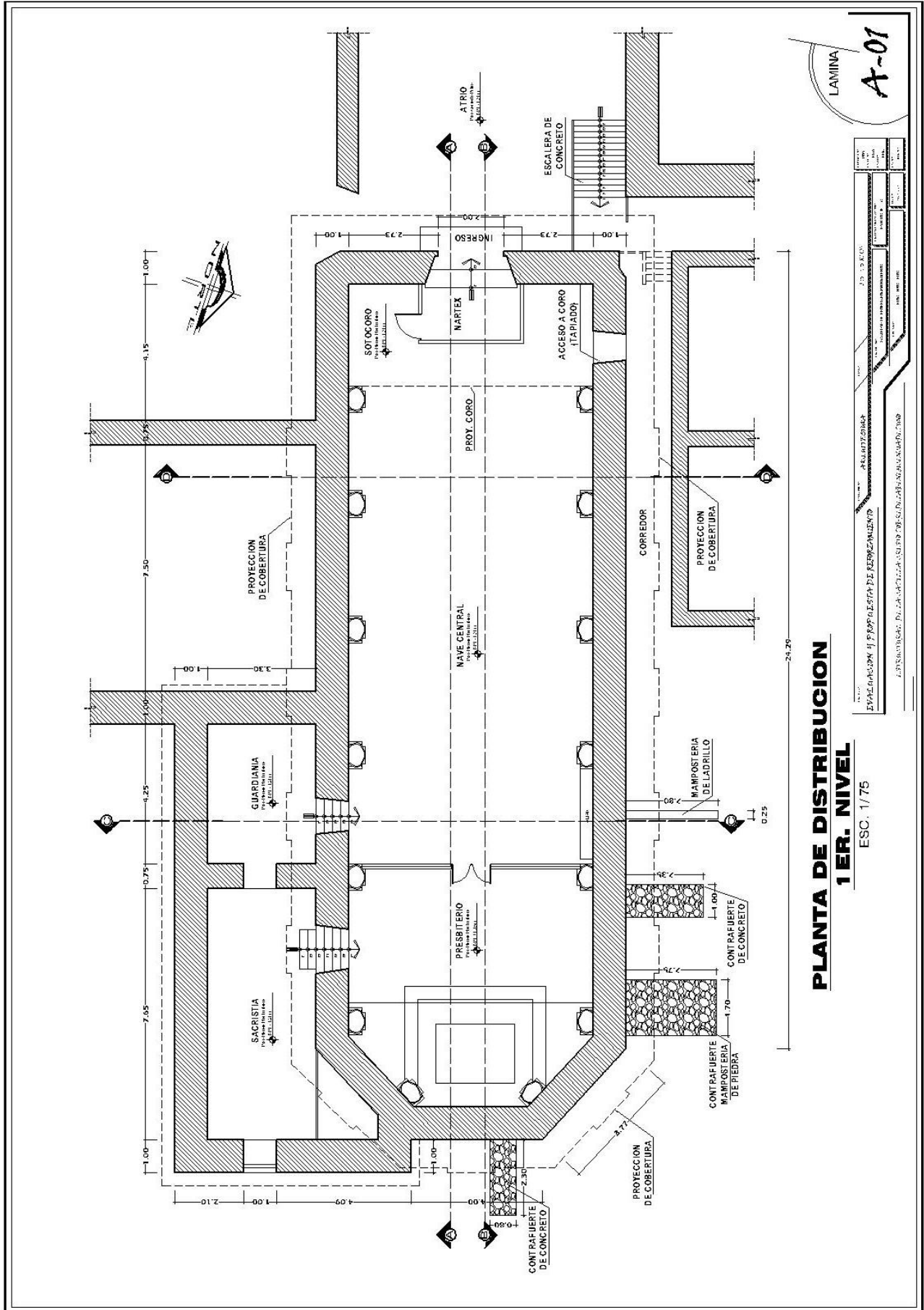
**Anexo 5: Construcción y análisis del modelo numérico**



# ANEXO 1

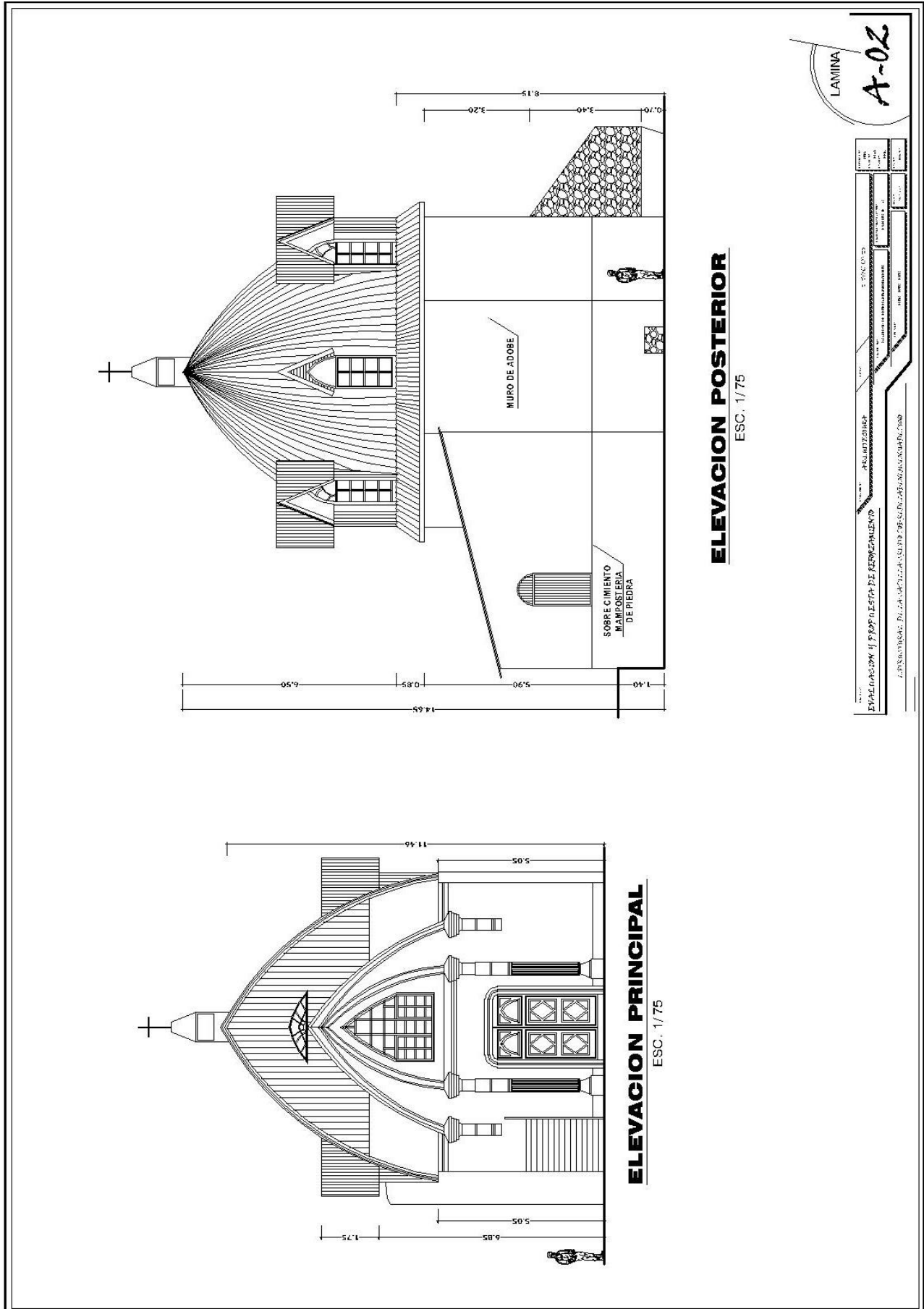
## PLANOS

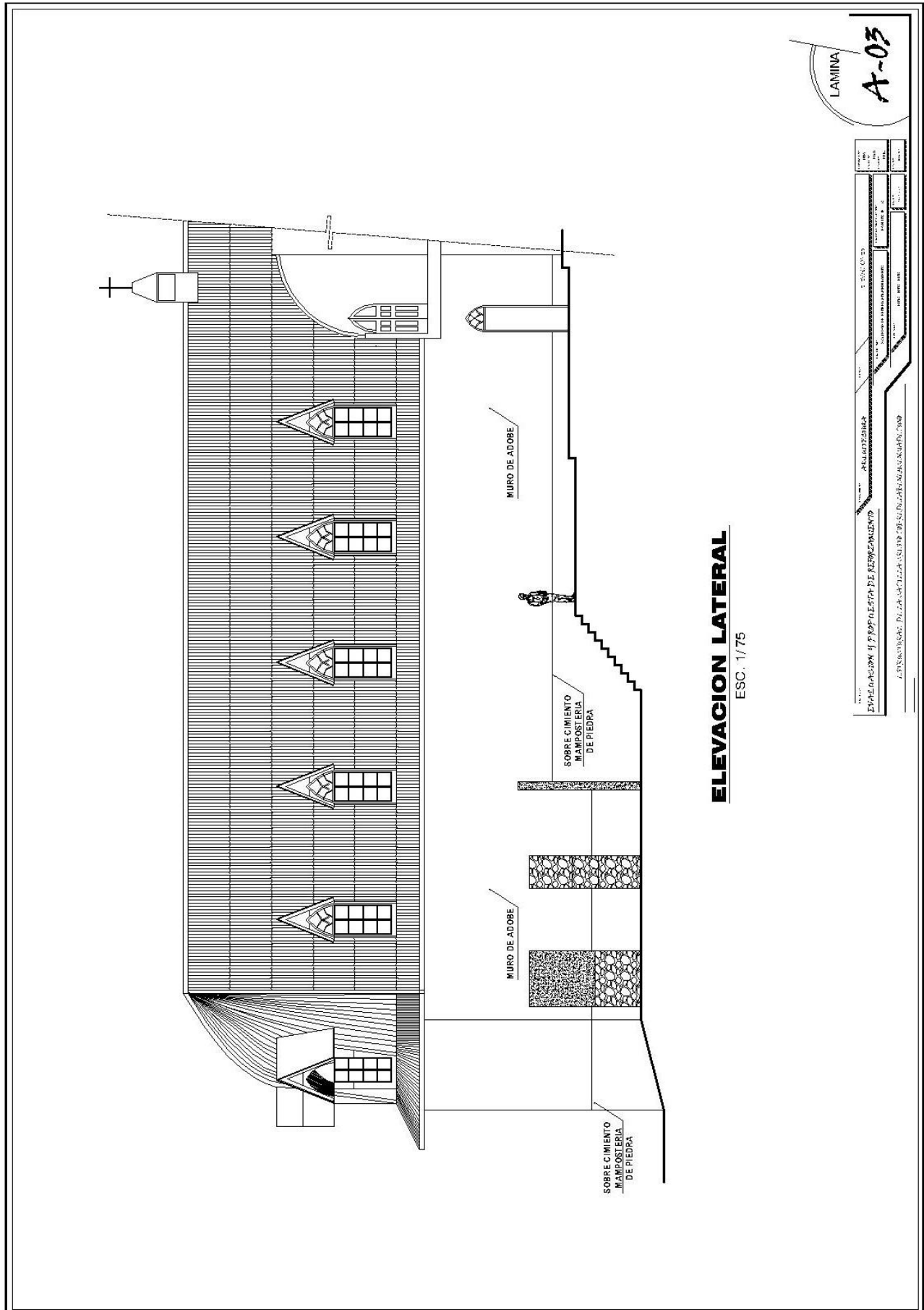
---



**PLANTA DE DISTRIBUCION  
1ER. NIVEL**  
ESC. 1/75

LAMINA  
**A-01**



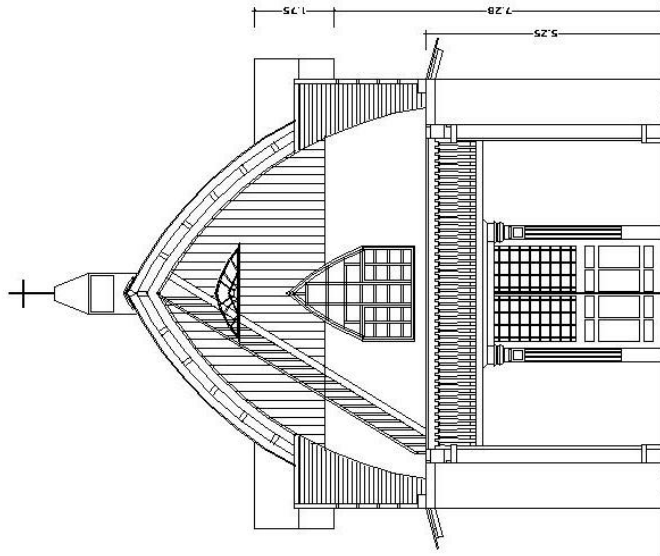


**ELEVACION LATERAL**

ESC. 1/75

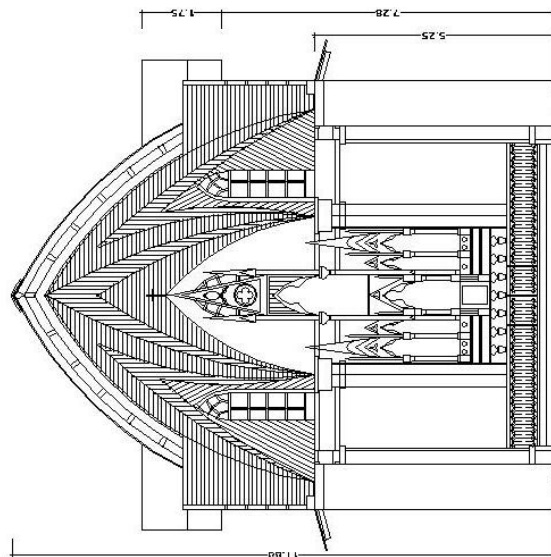
LAMINA  
**A-03**

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN ARQUITECTURA	
TITULO DE TESIS: PROYECTO DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	
AUTOR: [Nombre del autor]	
FECHA: [Fecha]	
LUGAR: PUNO	



**CORTE D - D**

ESC. 1/75



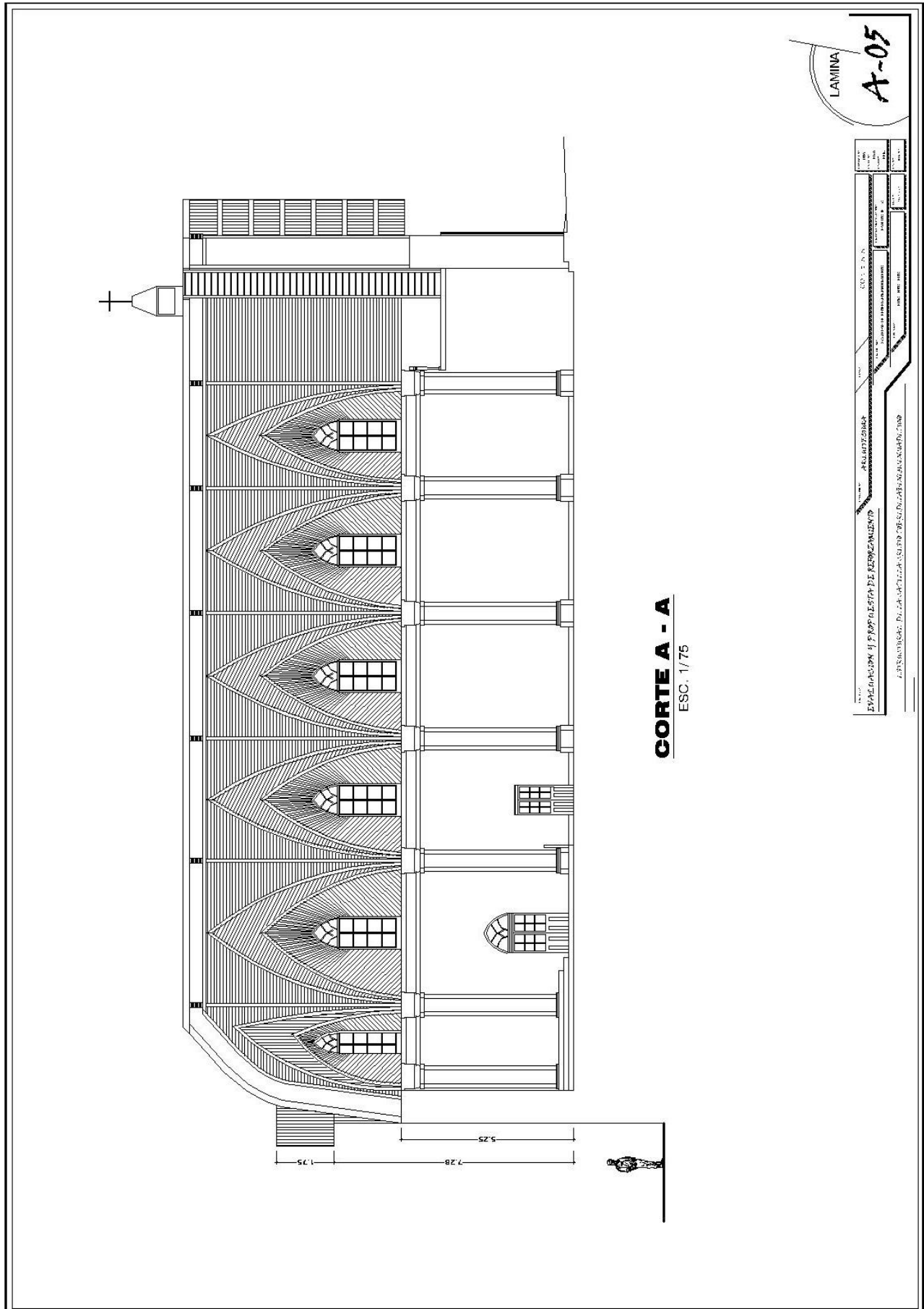
**CORTE C - C**

ESC. 1/75

LAMINA  
**A-04**

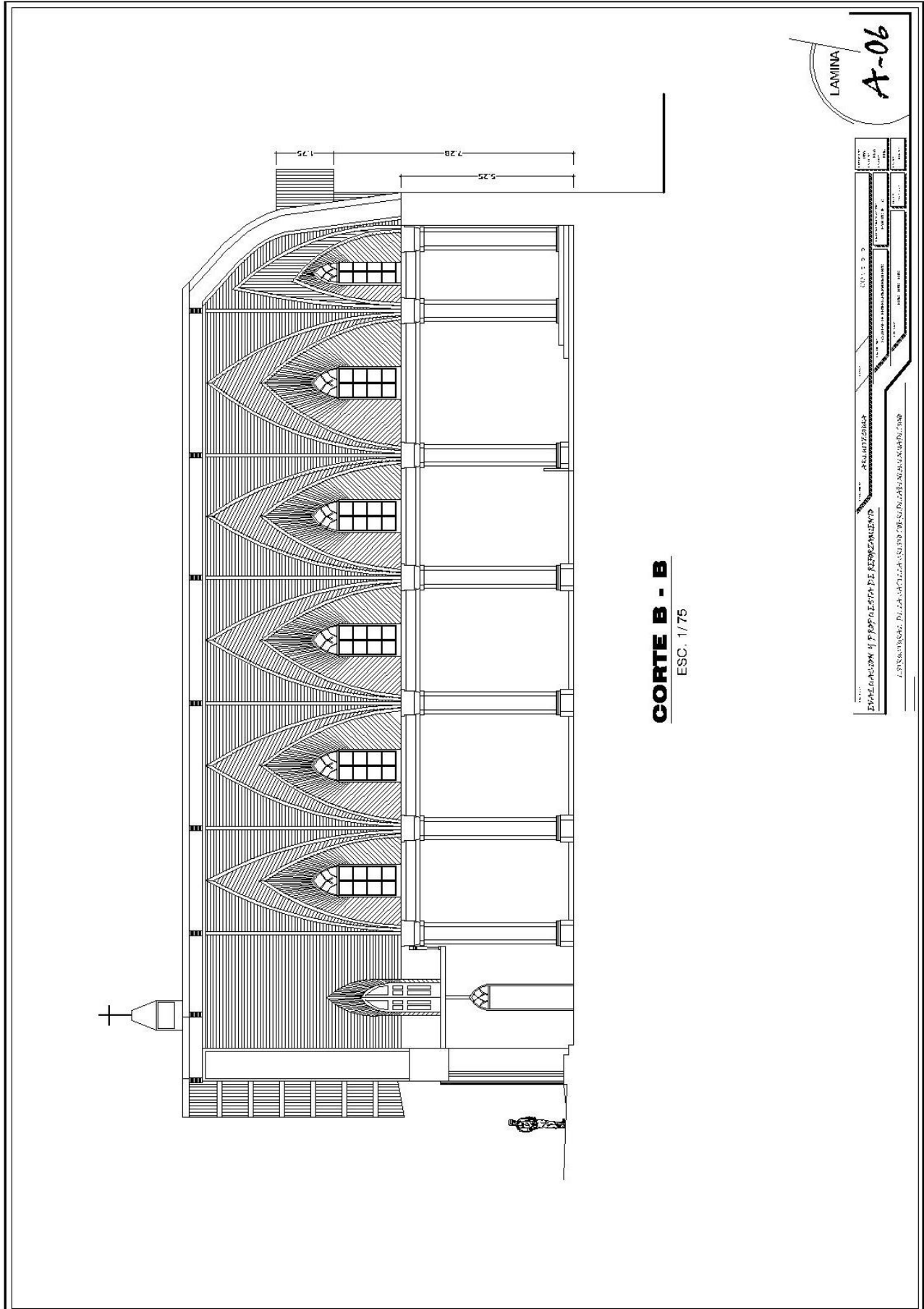
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO		FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE INGENIERIA		CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE INGENIERIA	
TITULO DE INGENIERO EN SISTEMAS DE INGENIERIA		TITULO DE INGENIERO EN SISTEMAS DE INGENIERIA	
AUTOR: [Nombre]		AUTOR: [Nombre]	
FECHA: [Fecha]		FECHA: [Fecha]	
LUGAR: [Lugar]		LUGAR: [Lugar]	

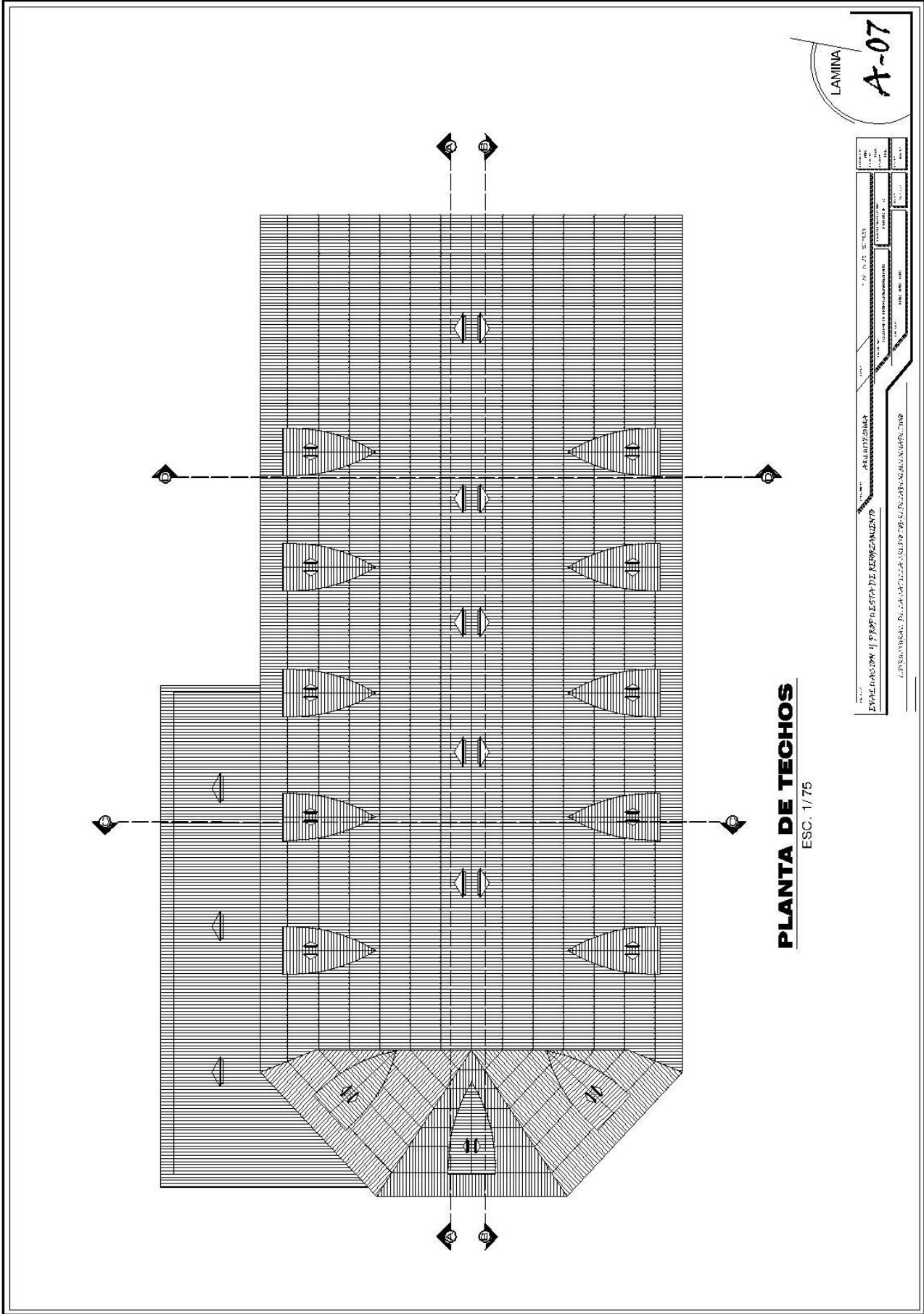




LAMINA  
**A-05**

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	UNIVERSITY OF THE HIGHLANDS
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS	INSTITUTE OF RESEARCH AND PROJECTS
DEPARTAMENTO DE ARQUITECTURA	DEPARTMENT OF ARCHITECTURE
PROYECTO: [illegible]	PROJECT: [illegible]
FECHA: [illegible]	DATE: [illegible]
PROFESOR: [illegible]	PROFESSOR: [illegible]
ALUMNO: [illegible]	STUDENT: [illegible]





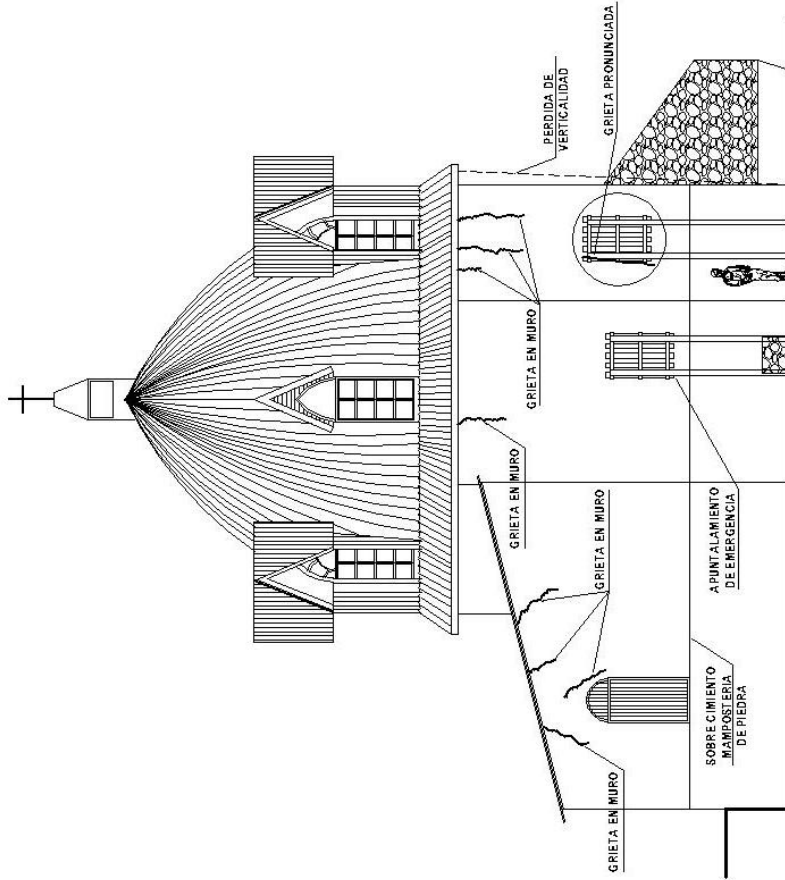
LAMINA  
**A-07**

**PLANTA DE TECHOS**

ESC. 1/75

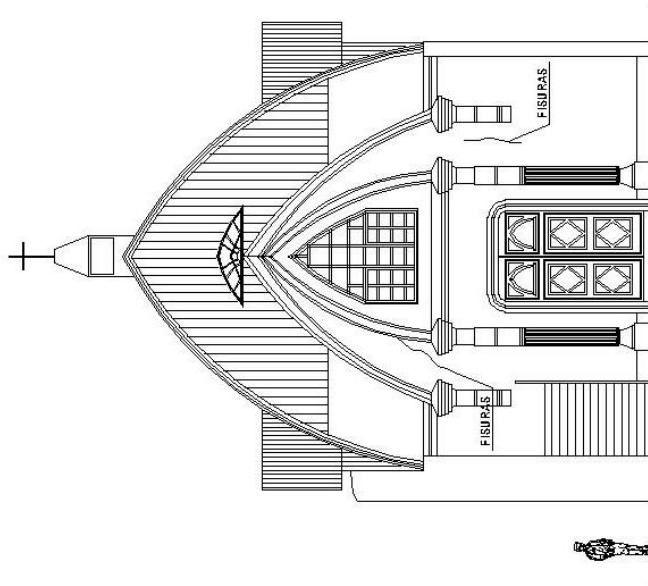
PROYECTISTA	PROYECTOS
ENCARGADO DE OBRAS	ENCARGADO DE OBRAS
PROYECTO	PROYECTO
FECHA	FECHA
INSTITUCIÓN DE FOMENTO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNOLÓGICO	
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	





**ELEVACION POSTERIOR**

ESC. 1/75



**ELEVACION PRINCIPAL**

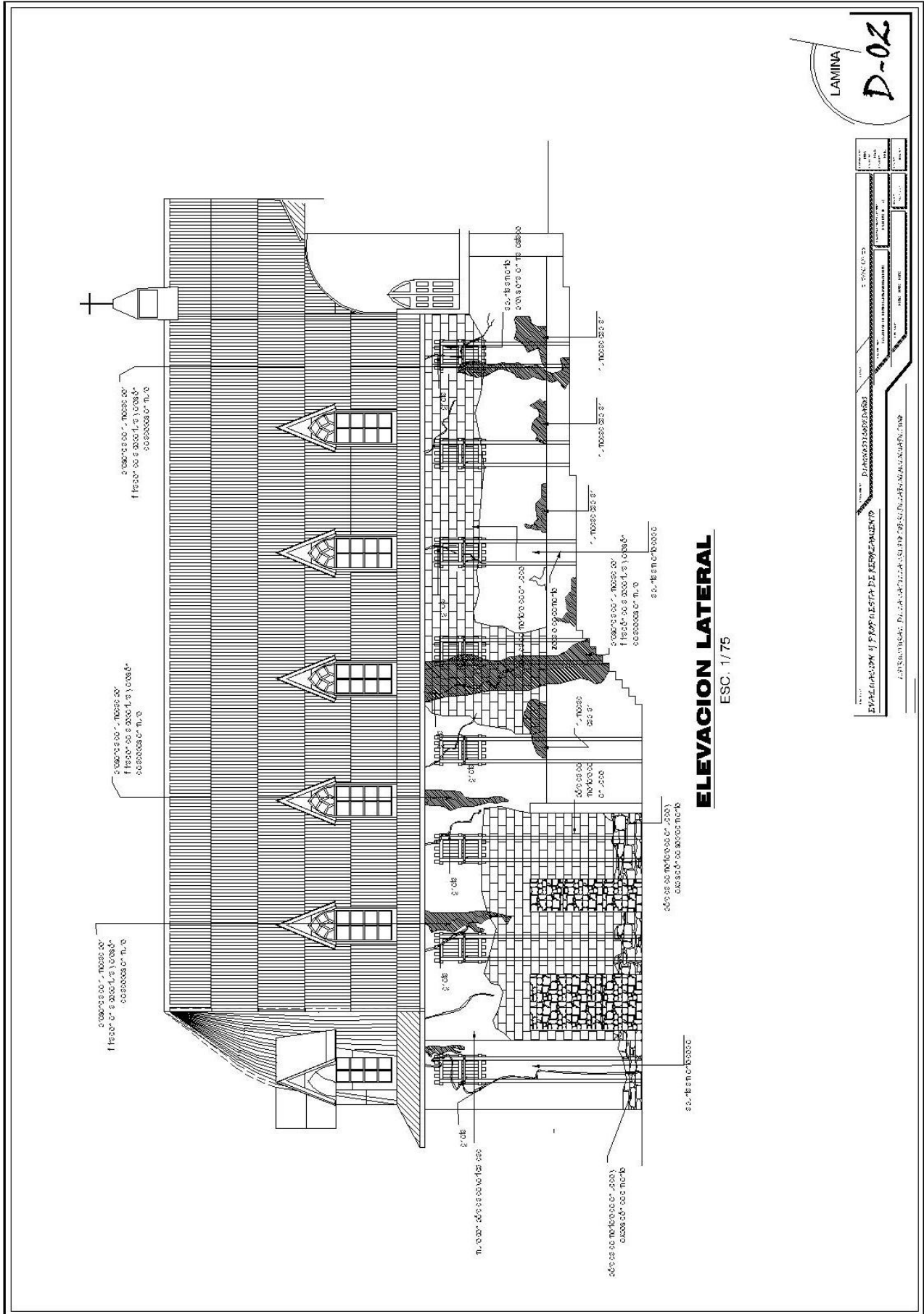
ESC. 1/75

LAMINA

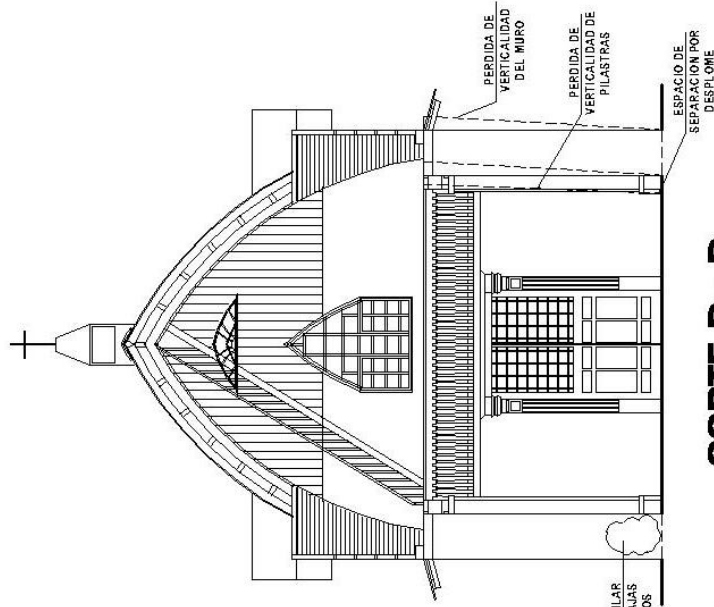
D-01

PROYECTO	PLANEAMIENTO DE REFORMAS
FECHA	15/05/2023
PROYECTANTE	ING. JUAN CARLOS MORALES
CLIENTE	COMITE DE FOMENTO DE LA COMUNIDAD
UBICACION	AV. BOLIVAR, 1000, PUNO
PROYECTO	REFORMA DE LA ESCUELA
FECHA	15/05/2023
PROYECTANTE	ING. JUAN CARLOS MORALES
CLIENTE	COMITE DE FOMENTO DE LA COMUNIDAD
UBICACION	AV. BOLIVAR, 1000, PUNO



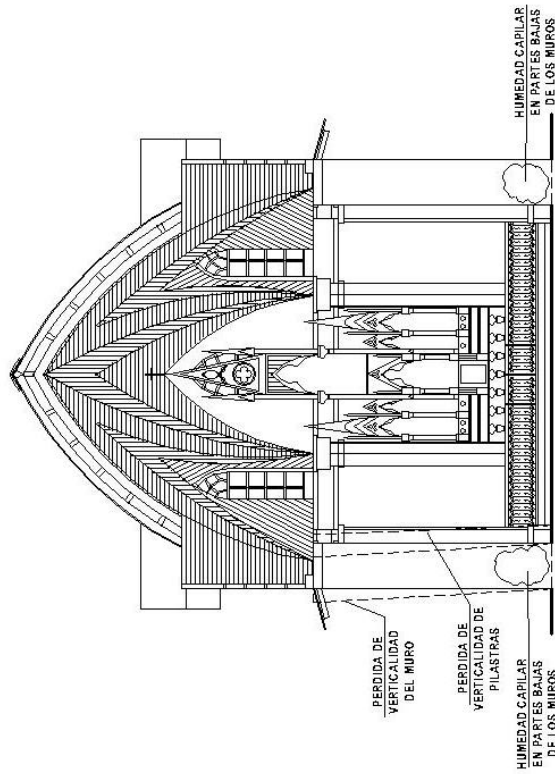






**CORTE D - D**

ESC. 1/75

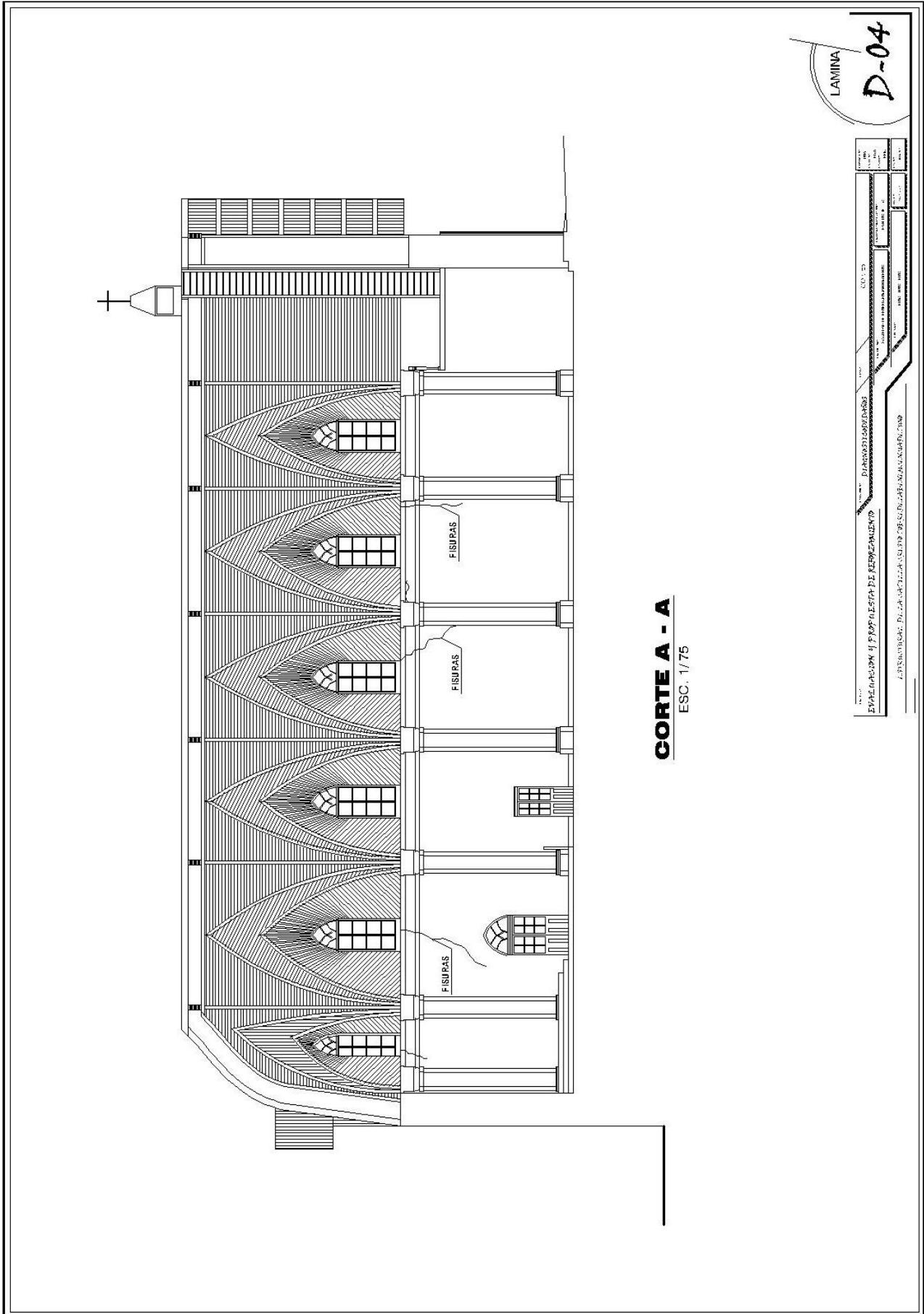


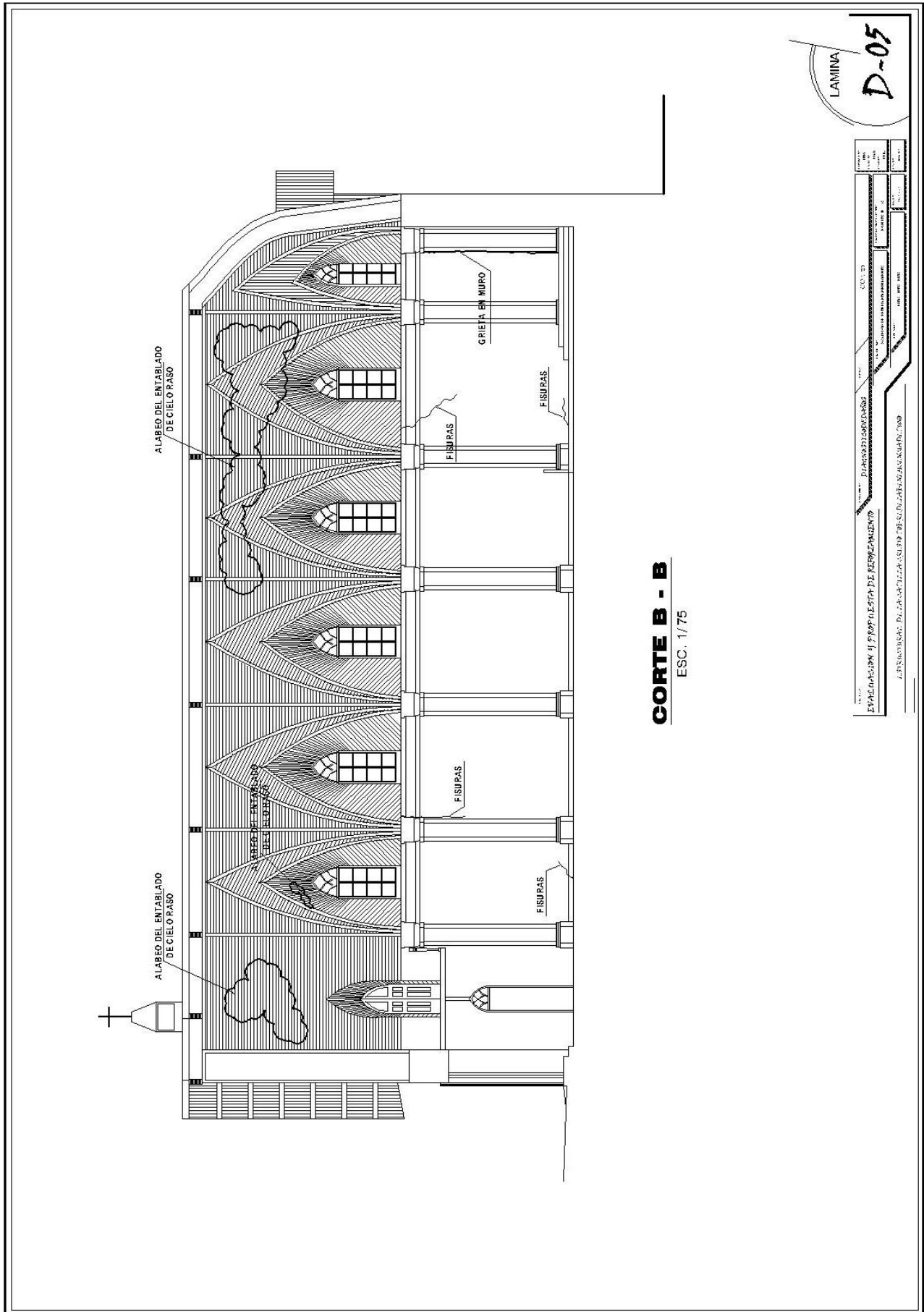
**CORTE C - C**

ESC. 1/75

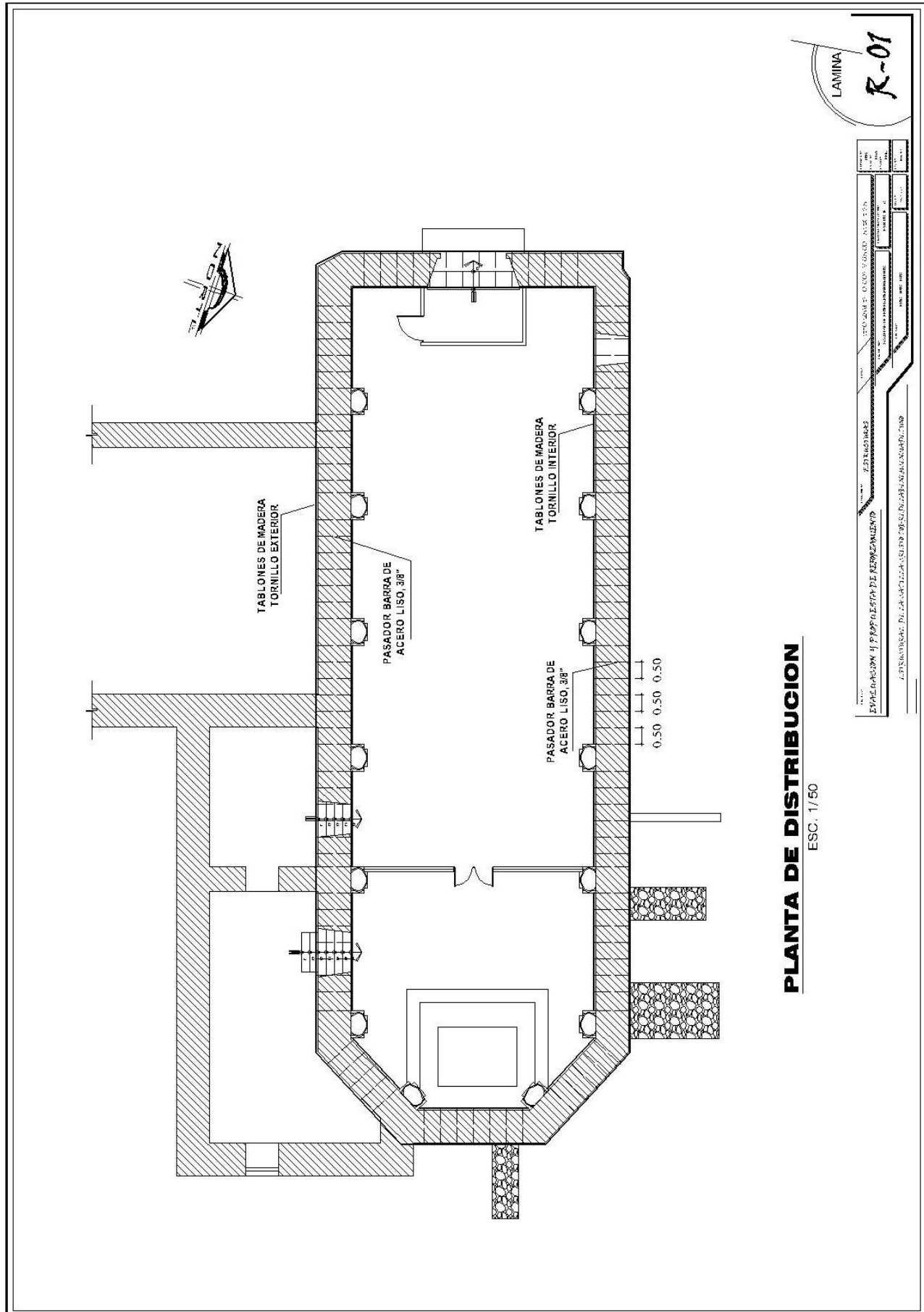
LAMINA  
**D-03**

PROYECTO	DIAGNOSIS Y OBRAS DE REPARACION
CLIENTE	INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACION Y PROMOCION TECNOLÓGICA
FECHA	1998.08.19
PROYECTANTE	ING. FRANCISCO P. GARCIA SUAREZ
PROYECTANTE	ING. FRANCISCO P. GARCIA SUAREZ









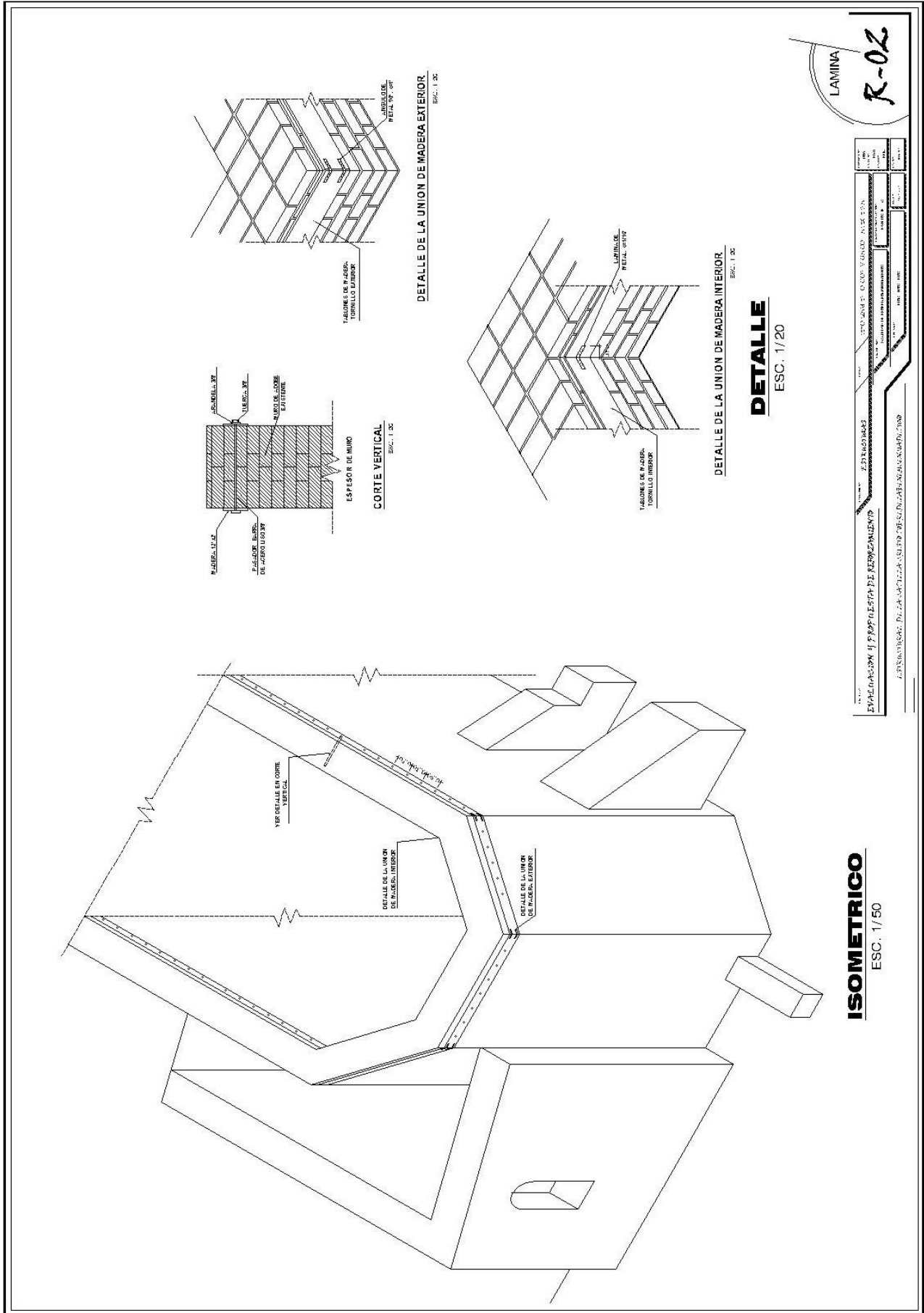
**PLANTA DE DISTRIBUCION**

ESC. 1/50

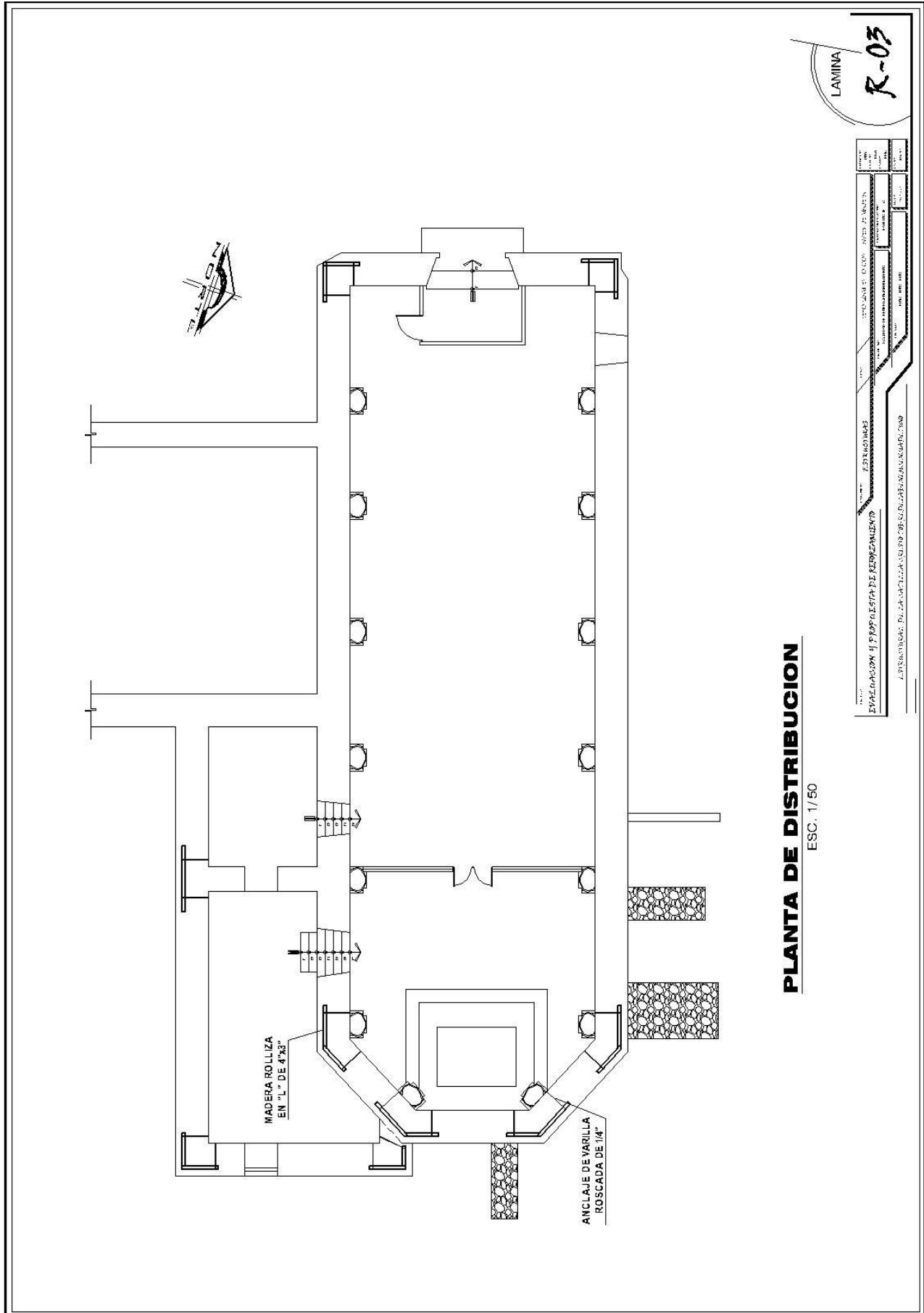
LAMINA  
**R-01**

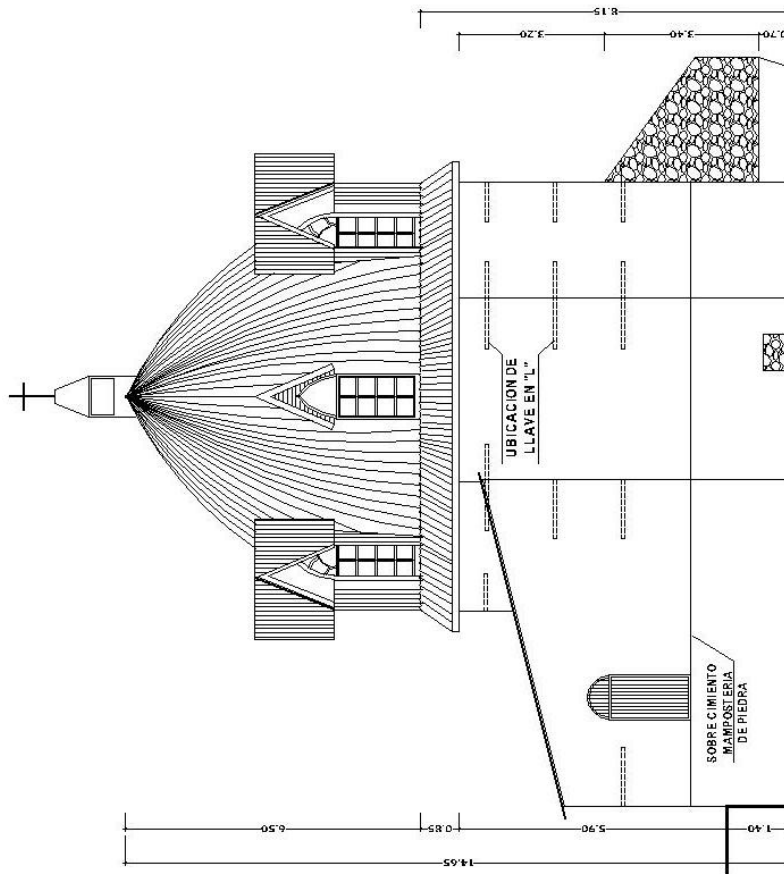
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE ALBERGAMIENTO	
TRABAJO DE GRADUACION	
TITULO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN HOTEL EN LA CIUDAD DE PUNO	
AUTOR: [Nombre del autor]	
asesorados por: [Nombre del asesor]	
[Fecha]	





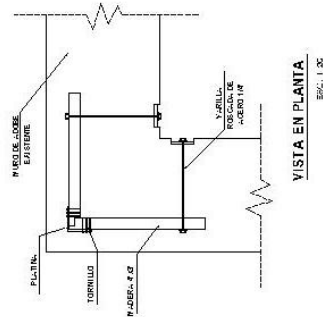






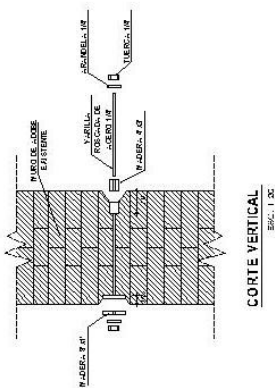
**ELEVACION POSTERIOR**

ESC. 1/50



**VISTA EN PLANTA**

ESC. 1/20



**CORTE VERTICAL**

ESC. 1/20

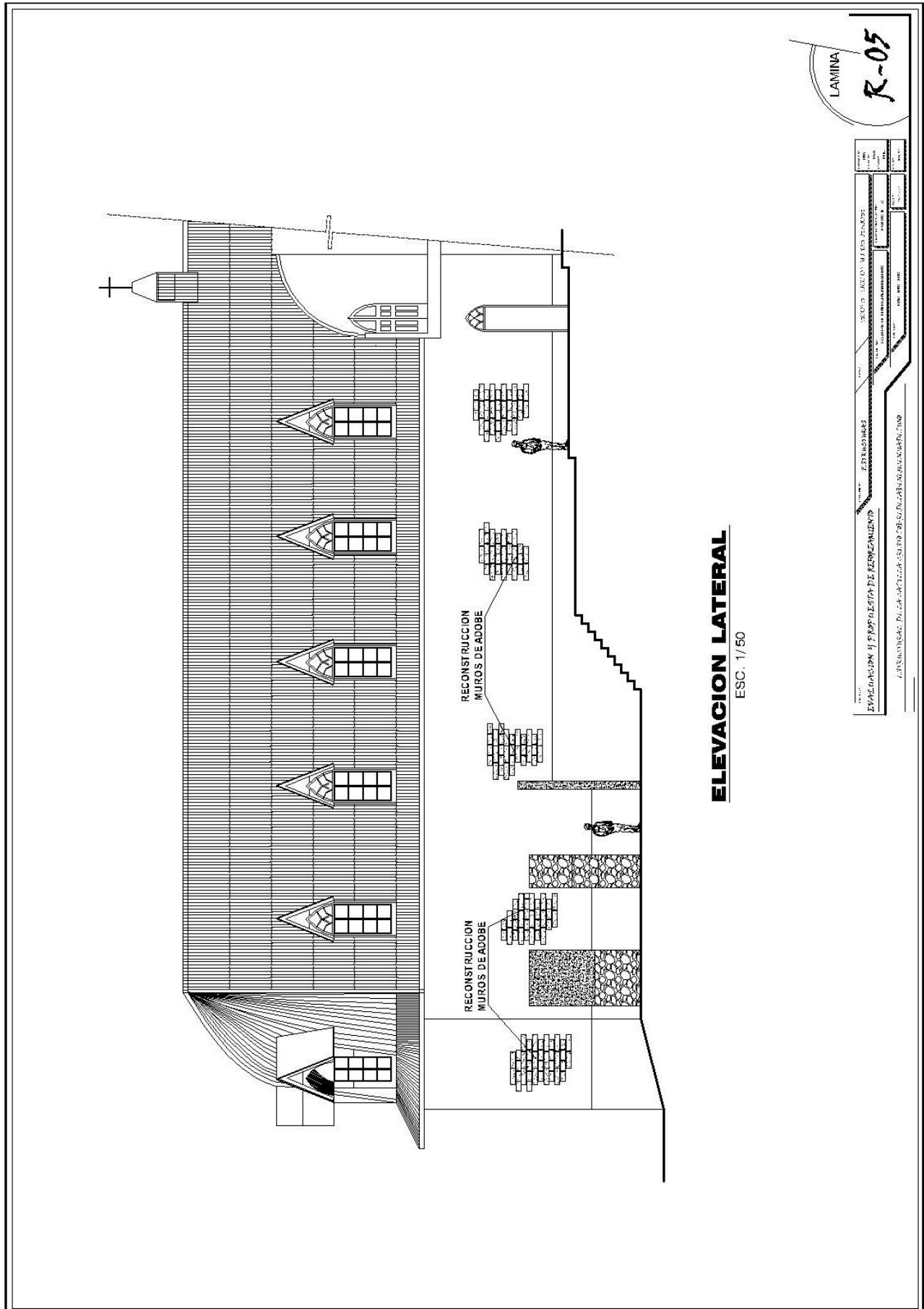
**DETALLE**

ESC. 1/20

LAMINA

R-04

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	PROFESOR: DR. FERNANDO GARCIA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	PROFESOR: DR. FERNANDO GARCIA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	PROFESOR: DR. FERNANDO GARCIA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	PROFESOR: DR. FERNANDO GARCIA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	PROFESOR: DR. FERNANDO GARCIA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	PROFESOR: DR. FERNANDO GARCIA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	PROFESOR: DR. FERNANDO GARCIA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	PROFESOR: DR. FERNANDO GARCIA

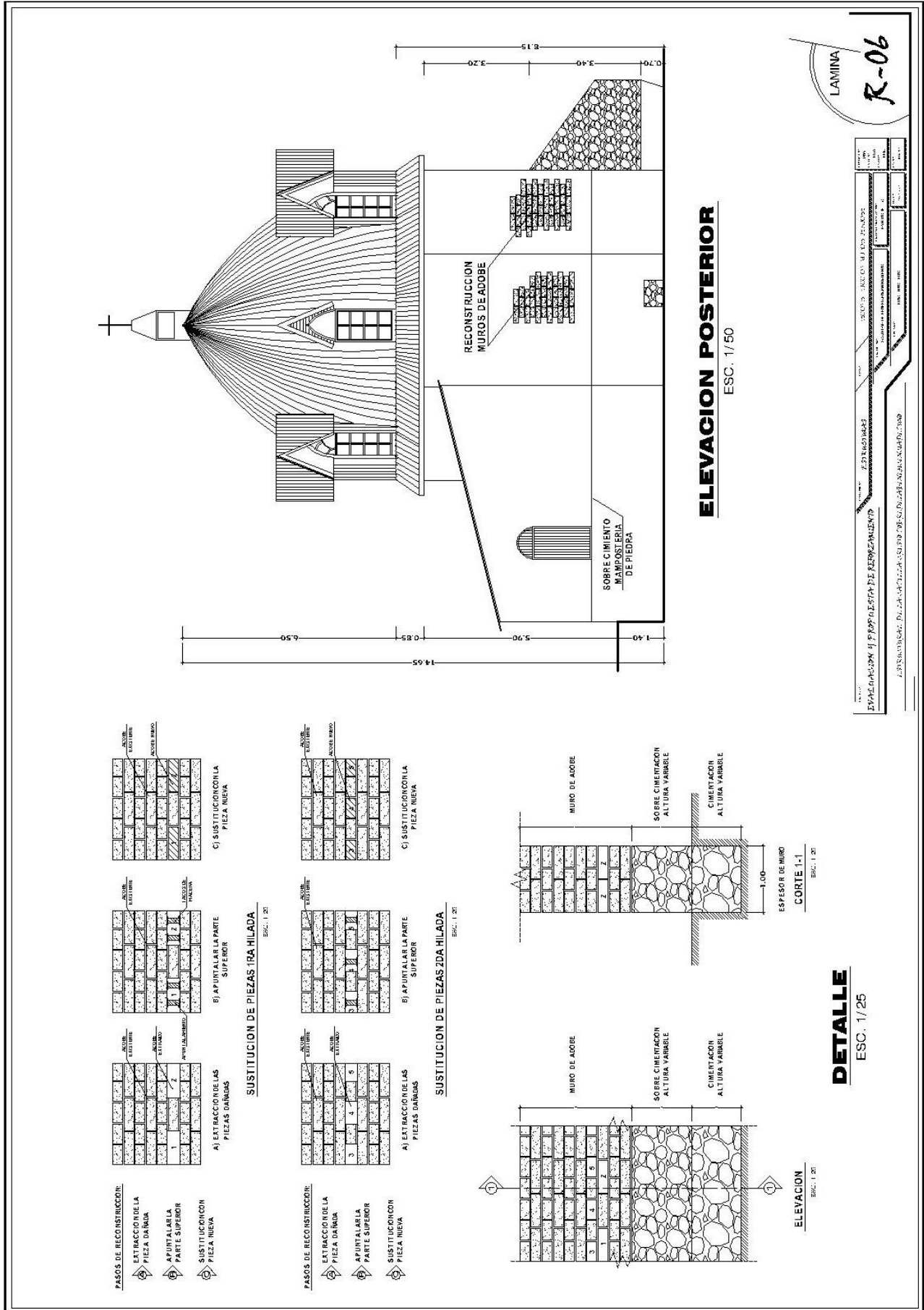


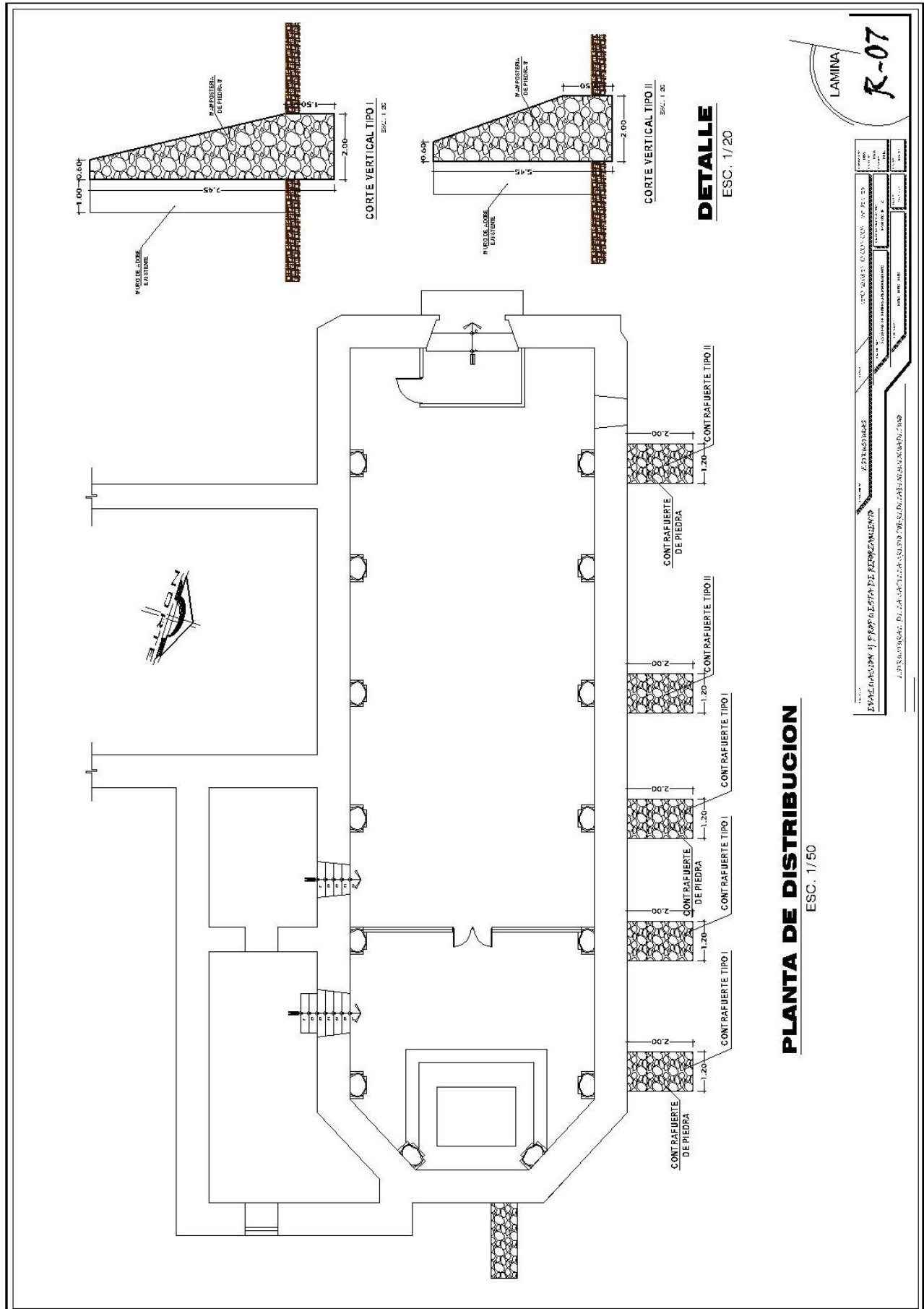
**ELEVACION LATERAL**

ESC. 1/50

LAMINA  
**R-05**

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO DE RECONSTRUCCION DE LA CATEDRAL DE SAN JUAN BAPTISTA DE PUNO	
AUTOR: [Nombre]	
FECHA: [Fecha]	
LUGAR: PUNO, PERU	







**ANEXO 2**  
**RESULTADOS ENSAYOS DE**  
**LABORATORIO**

---





**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**COSTANCIA DE USO DE EQUIPOS DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**EL QUE SUSCRIBE JEFE DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES DE LA FICA**

Hace constar:

Que el tesista, conducente a la obtención del Título profesional de Ingeniero Civil Bach: **MAYCOOL YONNATHAN, QUISPE TITO**, hizo uso de los equipos del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales - FICA, para realizar los ensayos requeridos para su proyecto de Tesis: **"EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"**.

Los ensayos que realizo son los siguientes.

Nº	ENSAYOS	CANTIDAD
1	Contenido de Humedad	2
2	Análisis Granulométrico	2
3	Límite Líquido y Plástico	2
4	Clasificación de Suelos	2
5	Gravedad Específica	2
6	Resistencia a la Compresión	3
7	Densidad de Masa	2

*Los resultados obtenidos, de los ensayos, no son responsabilidad del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales.*

Se le expide la presente constancia a solicitud escrita del interesado, para adjuntar en su proyecto de Tesis.

Puno, C. U. 27 de Setiembre de 2016.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 Facultad de Ing. Civil y Arquitectura  
 Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

*JOSE L. CUELLPA ARAPA*  
 Ing. CIP. N° 57739  
 Jefe de Laboratorio



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NORMA ASTM D 2216

PROYECTO	: "EVALUACION Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"
SOLICITANTE	: BACH. M.Y.Q.T.
UBICACIÓN	: PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N
MUESTRA	: MORTERO (M - 2)
FECHA	: 09 DE SETIEMBRE DEL 2016.

**Muestra:** MORTERO (M - 2)

Nro De Tara	Z-01	T-113	Y-4
Peso de Tara	33.67	35.41	32.19
Peso de Tara + M. Humeda	119.1	120.38	112.52
Peso de Tara + M. Seca	113.69	115.28	107.29
Peso de Agua	5.41	5.1	5.23
Peso Muestra Seca	80.02	79.87	75.1
Contenido de humedad W%	6.8	6.4	7.0
Promedio cont. Humedad W%	6.7		





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NORMA ASTM D 2216

PROYECTO	: "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"
SOLICITANTE	: BACH. M.Y.Q.T.
UBICACIÓN	: PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N
MUESTRA	: ADOBE (M - 1)
FECHA	: 09 DE SETIEMBRE DEL 2016.

**Muestra :** ADOBE (M - 1)

Nro De Tara	A-105	A-35	Y-4
Peso de Tara	30.93	31.92	32.38
Peso de Tara + M. Humeda	103.27	101.03	112.48
Peso de Tara + M. Seca	100.02	98.55	109.03
Peso de Agua	3.25	2.48	3.45
Peso Muestra Seca	69.09	66.63	76.65
Contenido de humedad W%	4.7	3.7	4.5
Promedio cont. Humedad W%	4.3		





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**DENSIDAD DE MASA**  
 NTP 339.139

PROYECTO	: "EVALUACION Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"
SOLICITANTE	: BACH. M.Y.Q.T.
UBICACIÓN	: PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N
MUESTRA	: ADOBE (M - 1)
FECHA	: 09 DE SETIEMBRE DEL 2016.

**Muestra :** ADOBE (M - 1)

DESCRIPCION	01
Peso de la muestra (g)	46.55
Peso de la muestra + parafina (g)	58.48
Lectura inicial de la probeta (ml)	500.00
Lectura final de la probeta (ml)	545.00
Peso de la parafina (g)	11.93
Densidad de la parafina (g/cm3)	0.86
Volumen de muestra + parafina (ml)	45.00
Volumen de la parafina (cm3)	13.87
Volumen de la muestra (cm3)	31.13
Densidad de la masa (g/cm3)	1.50





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**DENSIDAD DE MASA**  
 NTP 339.139

PROYECTO	: "EVALUACION Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"
SOLICITANTE	: BACH. M.Y.Q.T.
UBICACIÓN	: PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N
MUESTRA	: MORTERO (M - 2)
FECHA	: 09 DE SETIEMBRE DEL 2016.

**Muestra :** MORTERO (M - 2)

DESCRIPCION	01
Peso de la muestra (g)	64.60
Peso de la muestra + parafina (g)	78.70
Lectura inicial de la probeta (ml)	500.00
Lectura final de la probeta (ml)	560.00
Peso de la parafina (g)	14.10
Densidad de la parafina (g/cm3)	0.86
Volumen de muestra + parafina (ml)	60.00
Volumen de la parafina (cm3)	16.40
Volumen de la muestra (cm3)	43.60
Densidad de la masa (g/cm3)	1.48







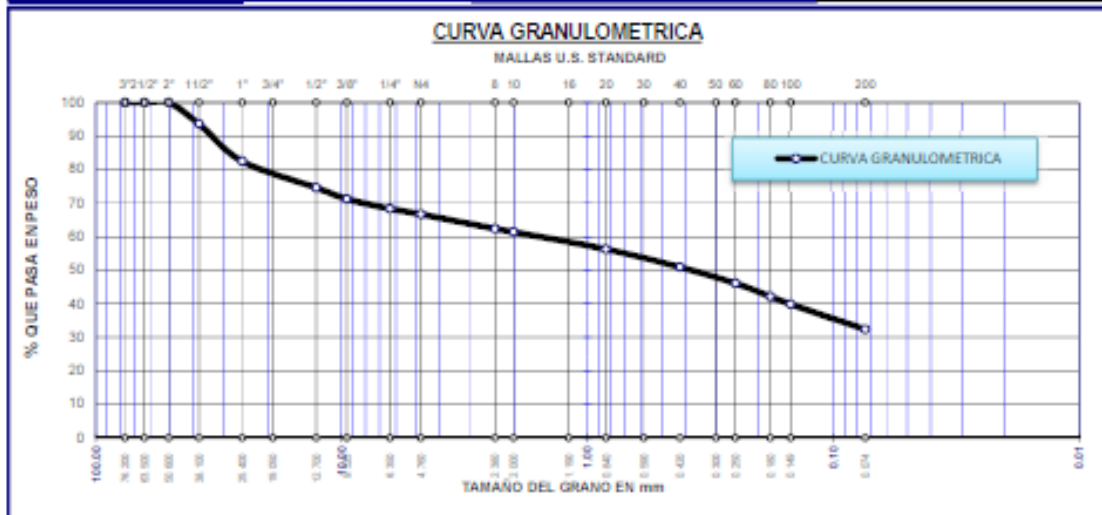
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)  
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION ( D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487 )**

**PROYECTO** : "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO" **SOLICITADO POR** : BACH. M.Y.Q.T.  
**UBICACIÓN** : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N  
**FECHA** : 09 DE SETIEMBRE DEL 2016. **MUESTRA** : ADOBE (M - 1)

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200		0.00	0.00	0.00	100.00	P. I. = 1003.02 P. L. = 681.57 P. P. = 321.45
2 1/2"	63.500		0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.600		0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	63.75	63.75	6.36	6.36	93.64	LIMITE DE CONSISTENCIA: L. L. = 38.24% L. P. = 30.41% L. P. = 7.83%
1"	25.400	111.79	111.79	11.15	17.50	82.50	
3/4"	19.050						
1/2"	12.700	79.14	79.14	7.89	25.39	74.61	CARACT. GRANULOMETRICAS: D10= --- Cu= --- D30= --- Co= --- D80= 1.68
3/8"	9.525	33.76	33.76	3.37	28.76	71.24	
1/4"	6.350	29.14	29.14	2.91	31.66	68.34	
No4	4.750	16.44	16.44	1.64	33.30	66.70	CLASIFICACION: S.U.C.S. : OL LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGAN A.A.S.T.H.O. : A-2-6 (0) AREANA LIMOSA Y ARCILLOSA
No8	2.380	43.22	43.22	4.31	37.61	62.39	
No10	2.000	9.79	9.79	0.98	38.59	61.41	
No16	1.190						OBS: MUESTREADO POR EL SOLICITANTE.
No20	0.840	51.56	51.56	5.14	43.73	56.27	
No30	0.590						
No40	0.420	53.75	53.75	5.36	49.09	50.91	
No 50	0.300						
No60	0.250	48.45	48.45	4.83	53.92	46.08	
No80	0.180	39.41	39.41	3.93	57.85	42.15	
No100	0.149	22.93	22.93	2.29	60.13	39.87	
No200	0.075	75.66	75.66	7.54	67.67	32.33	
BASE		2.78	324.23	32.33	100.00	0.00	
TOTAL		681.57	1003.02	100.00			
% PERDIDA		0%	0%				







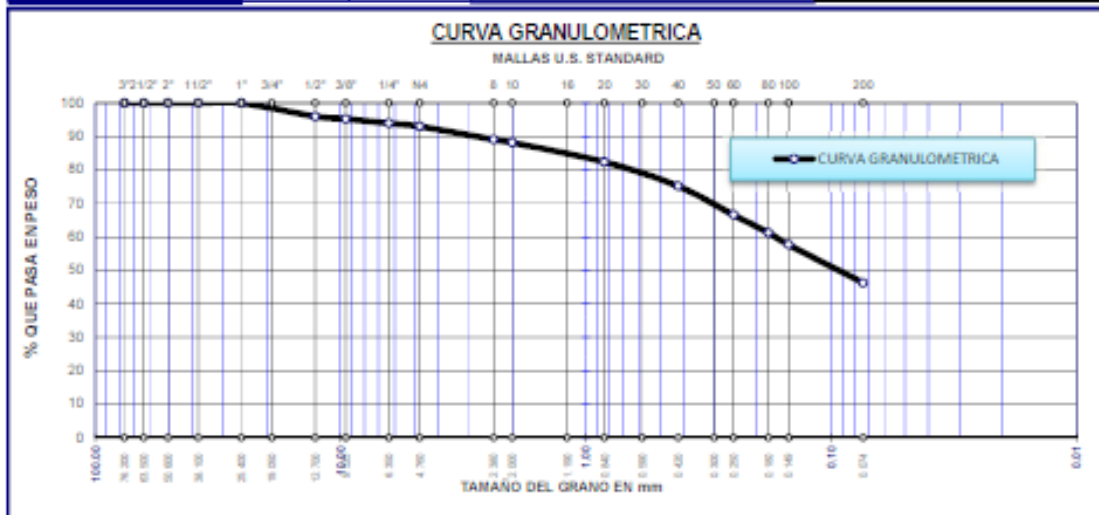
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)  
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION ( D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487 )**

**PROYECTO** : "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO" **SOLICITADO POR** : BACH. M.Y.Q.T.  
**UBICACIÓN** : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N  
**FECHA** : 09 DE SETIEMBRE DEL 2016. **MUESTRA** : MORTERO (M - 2)

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200		0.00	0.00	0.00	100.00	P. L. = 598.24 P. L. = 324.26 P. P. = 273.98
2 1/2"	63.500		0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800		0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100		0.00	0.00	0.00	100.00	LIMITE DE CONSISTENCIA: L. L. = 88.20% L. P. = 30.88% L. P. = 7.64%
1"	25.400		0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050						
1/2"	12.700	24.02	24.02	4.02	4.02	95.98	CARACT. GRANULOMETRICAS: D10= --- Cu= --- D30= --- Co= --- D80= 0.17
3/8"	9.525	4.37	4.37	0.73	4.75	95.25	
1/4"	6.350	7.94	7.94	1.33	6.07	93.93	
No4	4.760	5.36	5.36	0.90	6.97	93.03	CLASIFICACION:  S.U.C.S. : OL LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGANICA  A.A.S.T.H.O. : A-4 (0) SUELO LIMOSO
No8	2.380	23.64	23.64	3.95	10.92	89.08	
No10	2.000	5.42	5.42	0.91	11.83	88.17	
No16	1.190						OBS: MUESTREO POR EL SOLICITANTE.
No20	0.840	34.67	34.67	5.80	17.62	82.38	
No30	0.590						
No40	0.420	43.27	43.27	7.23	24.85	75.15	
No 50	0.300						
No60	0.250	51.22	51.22	8.56	33.42	66.58	
No80	0.180	32.06	32.06	5.36	38.78	61.22	
No100	0.149	21.31	21.31	3.56	42.34	57.66	
No200	0.074	68.14	68.14	11.39	53.73	46.27	
BASE		2.84	276.82	46.27	100.00	0.00	
TOTAL		324.26	598.24	100.00			
% PERDIDA		0%	0%				





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**GRAVEDAD ESPECIFICA**  
 NORMA ASTM D 854

PROYECTO	: "EVALUACION Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"
SOLICITANTE	: BACH. M.Y.Q.T.
UBICACIÓN	: PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N
MUESTRA	: ADOBE (M - 1)
FECHA	: 09 DE SETIEMBRE DEL 2016.

**Muestra:** ADOBE (M - 1)

Ensayo N°	01	02
Peso del picnometro (g)	82.99	88.48
Peso de muestra seca + picnometro (g)	149.14	154.87
Peso de muestra de suelo seco (g)	66.15	66.39
Peso de muestra seca + picnometro + agua (g)	373.94	378.28
Peso de picnometro + agua (g)	331.94	337.03
Gravedad especifica relativa de solidos	2.74	2.64
Temperatura del ensayo (°C)	14.6	14.6
Correccion por temperatura	1.0007	1.0007
Gravedad especifica relativa de solidos corregida	2.74	2.64
Verificacion del error (%)	1.00	1.00
Gravedad especifica promedio de los solidos del suelo	2.69	





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**GRAVEDAD ESPECIFICA**  
 NORMA ASTM D 854

PROYECTO	: "EVALUACION Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"
SOLICITANTE	: BACH. M.Y.Q.T.
UBICACIÓN	: PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N
MUESTRA	: MORTERO (M - 2)
FECHA	: 09 DE SETIEMBRE DEL 2016.

**Muestra :** MORTERO (M - 2)

Ensayo N°	01	02
Peso del picnometro (g)	99.24	101.79
Peso de muestra seca + picnometro (g)	160.72	169.31
Peso de muestra de suelo seco (g)	61.48	67.52
Peso de muestra seca + picnometro + agua (g)	386.26	392.76
Peso de picnometro + agua (g)	348.00	350.71
Gravedad especifica relativa de solidos	2.65	2.65
Temperatura del ensayo (°C)	14.6	14.6
Correccion por temperatura	1.0007	1.0007
Gravedad especifica relativa de solidos corregida	2.65	2.65
Verificacion del error (%)	1.00	1.00
Gravedad especifica promedio de los solidos del suelo	2.65	





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**LIMITES DE CONSISTENCIA  
ASTM D 4318**

**PROYECTO** : "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"  
**SOLICITADO** : BACH. M.Y.Q.T.  
**UBICACIÓN** : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° 5/N  
**MUESTRIA** : ADOBE (M - 1)  
**FECHA** : 09 DE SETIEMBRE DEL 2016.

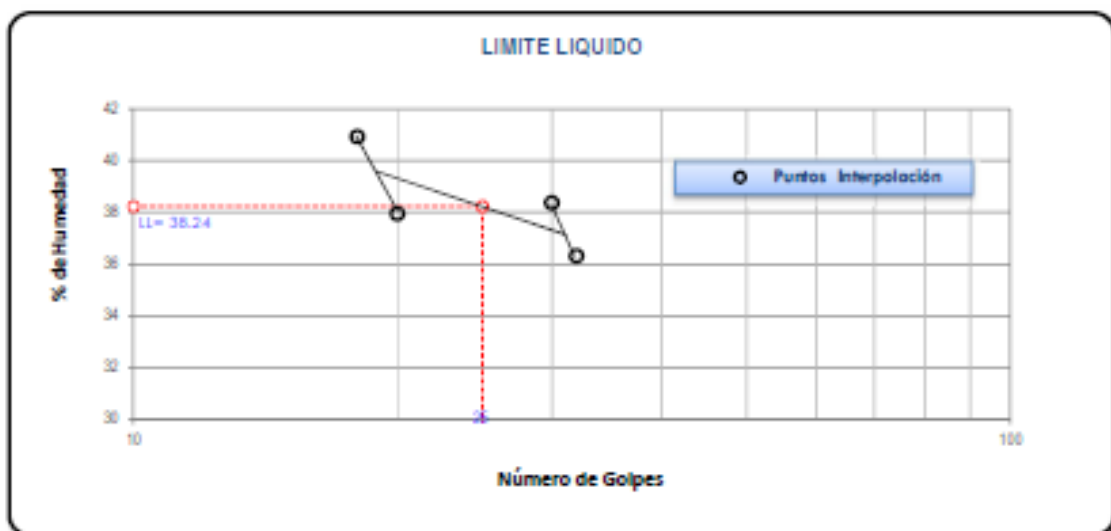
**LIMITE LIQUIDO**

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	Z-0	F-2	A-31	A-9
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	25.80	32.35	25.33	28.30
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	23.41	29.48	22.92	24.98
AGUA	gr.	2.39	2.87	2.41	3.34
PESO DE LA CAPSULA	gr.	18.83	22.00	18.57	18.8
PESO DEL SUELO SECO	gr.	6.58	7.48	6.35	6.18
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	36.32%	38.37%	37.96%	40.88%
NUMERO DE GOLPES	N	32	30	20	18

**LIMITE PLASTICO**

ENSAYO	No	1	2		
CAPSULA	No	A-10	A-30		
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	24.04	20.15		
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	22.96	19.62		
AGUA	gr.	1.08	0.53		
PESO DE LA CAPSULA	gr.	19.50	17.83		
PESO DEL SUELO SECO	gr.	3.45	1.79		
LIMITE PLASTICO	%	31.21%	29.81%		

LIMITE LIQUIDO	38.24
LIMITE PLASTICO	30.41
INDICE DE PLASTICIDAD	7.83





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**LIMITES DE CONSISTENCIA  
ASTM D 4318**

**PROYECTO** : "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO"  
**SOLICITADO** : BACH. M.Y.Q.T.  
**UBICACIÓN** : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° 5/N  
**MUESTRIA** : MORTERO DE PEGA (M - 2)  
**FECHA** : 09 DE SETIEMBRE DEL 2016.

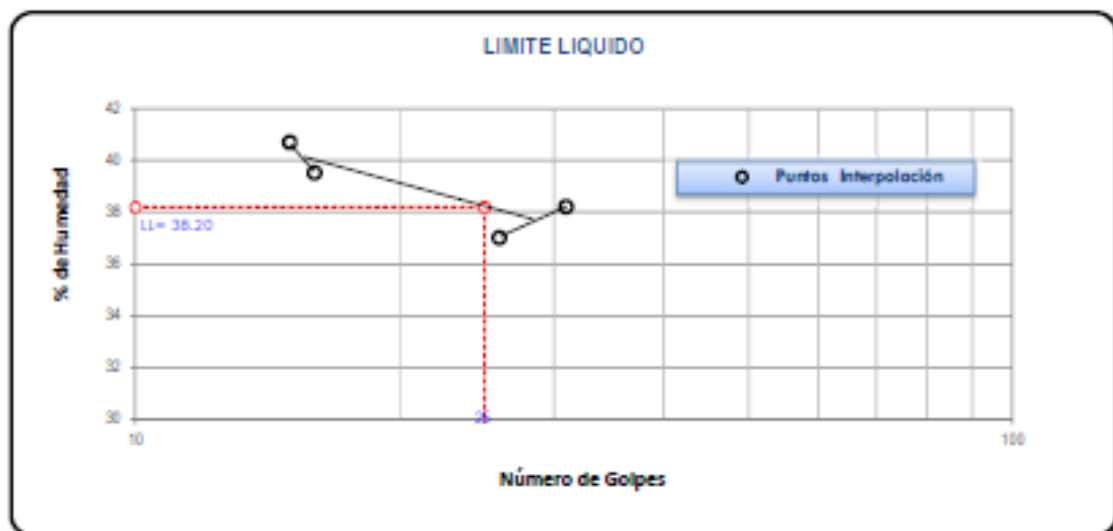
**LIMITE LIQUIDO**

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	P-8	A-14	T-7	T-15
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	27.85	30.51	32.62	25.85
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	24.70	33.49	29.20	23.07
AGUA	gr.	3.15	3.02	3.62	2.78
PESO DE LA CAPSULA	gr.	18.43	29.33	20.04	18.24
PESO DEL SUELO SECO	gr.	8.27	8.16	9.15	6.83
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	38.21%	37.01%	38.62%	40.70%
NUMERO DE GOLPES	N	31	25	16	15

**LIMITE PLASTICO**

ENSAYO	No	1	2		
CAPSULA	No	W-2	T-19		
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	21.51	21.92		
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	20.94	21.21		
AGUA	gr.	0.57	0.71		
PESO DE LA CAPSULA	gr.	19.10	18.87		
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1.84	2.34		
LIMITE PLASTICO	%	30.88%	30.34%		

LIMITE LIQUIDO	38.20
LIMITE PLASTICO	30.66
INDICE DE PLASTICIDAD	7.54





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



RESISTENCIA A LA COMPRESION

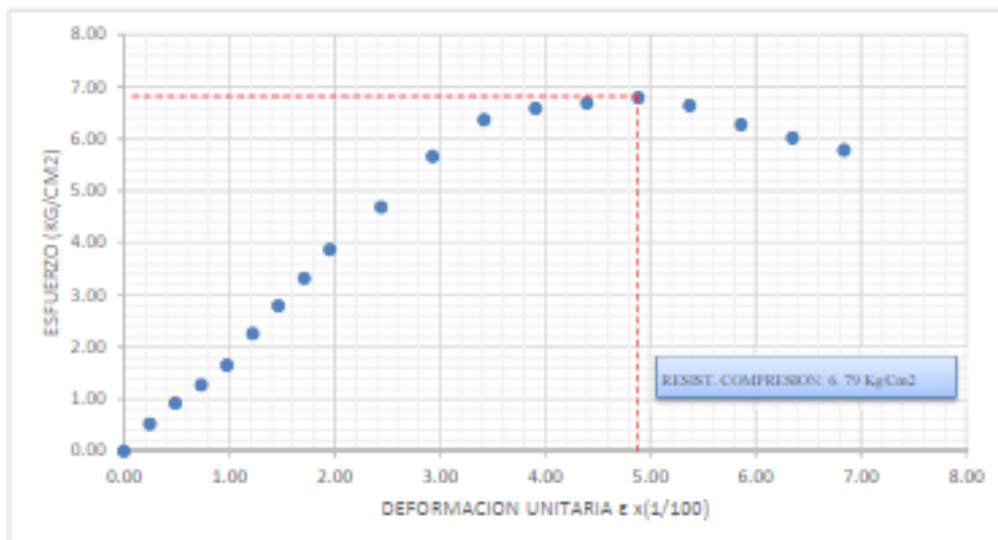
**Objeto:** : "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO" **Solicitado por:** : BACH. M.Y.Q.T.  
**Ubicación:** : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N  
**Fecha:** : 09 DE SETIEMBRE DEL 2016. **Muestra:** : ADOBE (M - 1)

DATOS DE LA MUESTRA

PESO :	7700.00	ALTURA :	13.00
AREA :	420.00	VOLUMEN :	5460.00
DENSIDAD :	1.41	VELOC. DE ENSAYO:	1.27 mm/min

TIEMPO Seg.	DEFORMACION (mm) ΔL	DEFORMACION UNIT. X (1/100) $\epsilon = \Delta L / L_0$	AREA CORR. (Cm2) $A' = A_0 / (1 - \epsilon)$	LECTURA CARGA (KN) CARGA	CARGA (KG) P	ESFUERZO (KG/Cm2) $\sigma = P/A'$
0.00	0.00	0.00	420.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.32	0.24	421.03	2.16	220.00	0.52
30.00	0.64	0.49	422.06	3.83	390.00	0.92
45.00	0.95	0.73	423.10	5.30	540.00	1.28
60.00	1.27	0.98	424.14	6.87	700.00	1.65
75.00	1.59	1.22	425.19	9.42	960.00	2.26
90.00	1.91	1.47	426.25	11.67	1190.00	2.79
105.00	2.22	1.71	427.31	13.93	1420.00	3.32
120.00	2.54	1.95	428.37	16.28	1660.00	3.88
150.00	3.18	2.44	430.51	19.82	2020.00	4.69
180.00	3.81	2.93	432.68	24.03	2450.00	5.66
210.00	4.45	3.42	434.87	27.17	2770.00	6.37
240.00	5.08	3.91	437.08	28.25	2880.00	6.59
270.00	5.72	4.40	439.31	28.84	2940.00	6.69
300.00	6.35	4.88	441.57	29.43	3000.00	6.79
330.00	6.99	5.37	443.85	28.94	2950.00	6.65
360.00	7.62	5.86	446.15	27.47	2800.00	6.28
390.00	8.26	6.35	448.48	26.49	2700.00	6.02
420.00	8.89	6.84	450.83	25.60	2610.00	5.79

GRAFICA DE ESFUERZO - DEFORMACION







UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**RESISTENCIA A LA COMPRESION**

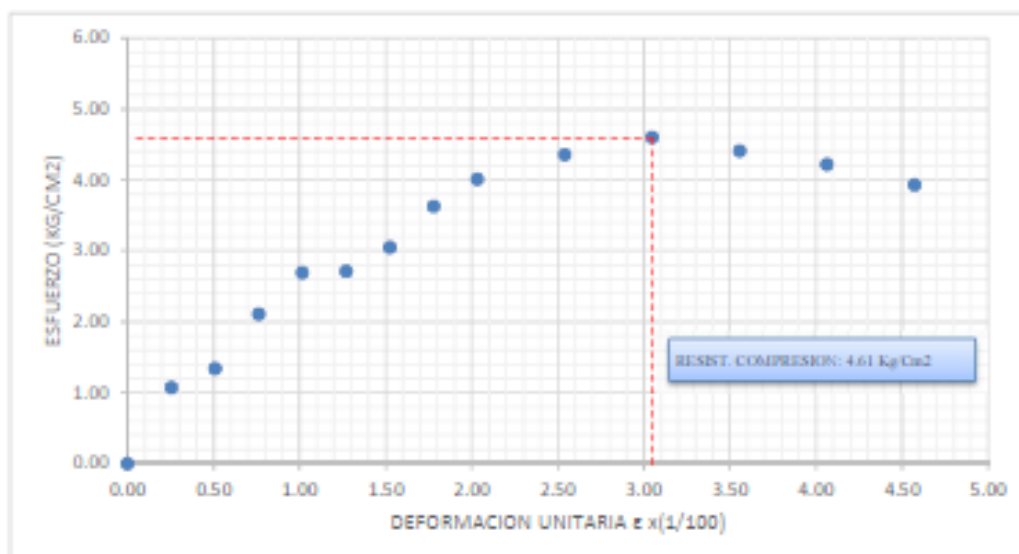
**PROYECTO** : "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO" **SOLICITADO POR** : BACH. M.Y.Q.T.  
**UBICACIÓN** : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N  
**FECHA** : 09 DE SEPTIEMBRE DEL 2016. **MUESTRA** : ADOBE (M - 2)

**DATOS DE LA MUESTRA**

PESO :	7440.00	ALtura :	12.50
AREA :	400.00	VOLUMEN :	5000.00
DENSIDAD :	1.49	VELOC. DE ENSAYO :	1.27 mm/min

TIEMPO Seg.	DEFORMACION (mm) ΔL	DEFORMACION UNIT. X (1/100) $\epsilon = \Delta L / L_0$	AREA CORR. (Cm <sup>2</sup> ) $A' = A_0 / (1 - \epsilon)$	LECTURA CARGA (KN)	CARGA (KG) P	ESFUERZO (KG/Cm <sup>2</sup> ) $\sigma = P/A'$
0.00	0.00	0.00	400.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.32	0.25	401.02	4.22	430.00	1.07
30.00	0.64	0.51	402.04	5.30	540.00	1.34
45.00	0.95	0.76	403.07	8.34	850.00	2.11
60.00	1.27	1.02	404.11	10.69	1090.00	2.70
75.00	1.59	1.27	405.15	10.79	1100.00	2.72
90.00	1.91	1.52	406.19	12.16	1240.00	3.05
105.00	2.22	1.78	407.24	14.52	1480.00	3.63
120.00	2.54	2.03	408.30	16.09	1640.00	4.02
150.00	3.18	2.54	410.42	17.56	1790.00	4.36
180.00	3.81	3.05	412.58	18.64	1900.00	4.61
210.00	4.45	3.56	414.75	17.95	1830.00	4.41
240.00	5.08	4.06	416.94	17.27	1760.00	4.22
270.00	5.72	4.57	419.16	16.19	1650.00	3.94
300.00	6.35	5.08	421.41	0.00		0.00
330.00	6.99	5.59	423.67	0.00		0.00
360.00	7.62	6.10	425.97	0.00		0.00
390.00	8.26	6.60	428.28	0.00		0.00
420.00	8.89	7.11	430.63	0.00		0.00

**GRAFICA DE ESFUERZO - DEFORMACION**





**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



**RESISTENCIA A LA COMPRESION**

**TÍTULO :** "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO" **SOLICITADO POR :** BACH. M.Y.Q.T.  
**LUGAR :** PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N **MUESTRA :** ADOBE (M - 3)  
**FECHA :** 09 DE SEPTIEMBRE DEL 2016.

**DATOS DE LA MUESTRA**

<b>PESO :</b>	7560.00
<b>AREA :</b>	390.00

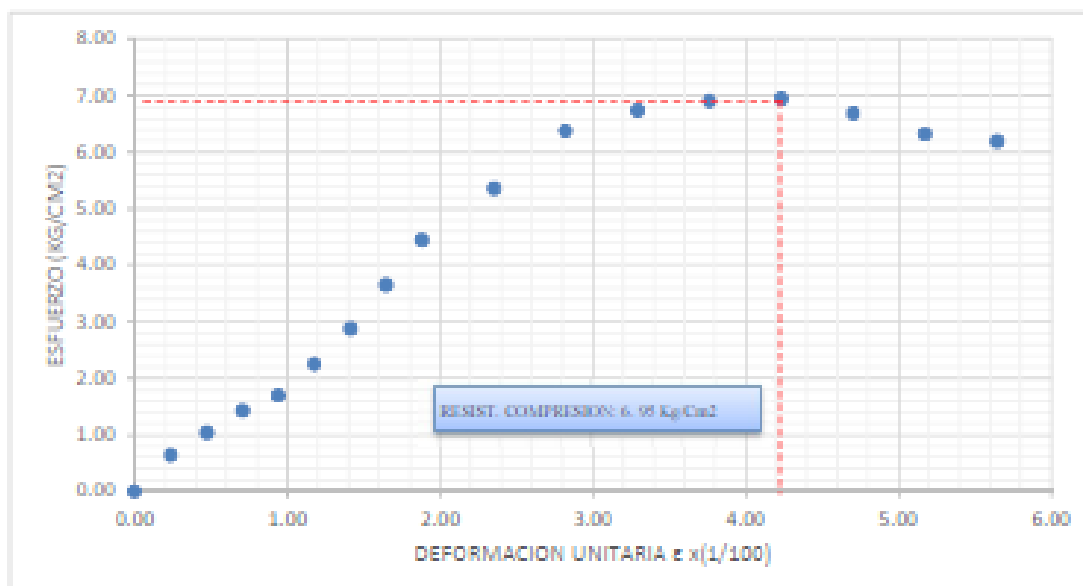
<b>ALTURA :</b>	13.50
<b>VOLUMEN :</b>	5265.00

<b>DENSIDAD</b>	1.44
-----------------	------

<b>VELOC. DE ENSAYO:</b>	1.27 mm/min
--------------------------	-------------

TIEMPO Seg.	DEFORMACION (mm) ΔL	DEFORMACION UNIT. X (1/100) $\epsilon = \Delta L / L_0$	AREA CORR. (Cm2) $A' = A_0 / (1 - \epsilon)$	LECTURA CARGA (KN)	CARGA (KG) P	ESFUERZO (KG/Cm2) $\sigma = P/A'$
0.00	0.00	0.00	390.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.32	0.24	390.92	2.45	250.00	0.64
30.00	0.64	0.47	391.84	4.02	410.00	1.05
45.00	0.95	0.71	392.77	5.49	560.00	1.43
60.00	1.27	0.94	393.70	6.57	670.00	1.70
75.00	1.59	1.18	394.64	8.73	890.00	2.26
90.00	1.91	1.41	395.58	11.18	1140.00	2.88
105.00	2.22	1.65	396.53	14.22	1450.00	3.66
120.00	2.54	1.88	397.48	17.36	1770.00	4.45
150.00	3.18	2.35	399.39	20.99	2140.00	5.36
180.00	3.81	2.82	401.33	25.11	2560.00	6.38
210.00	4.45	3.29	403.28	26.68	2720.00	6.74
240.00	5.08	3.76	405.25	27.47	2800.00	6.91
270.00	5.72	4.23	407.24	27.76	2830.00	6.95
300.00	6.35	4.70	409.25	26.88	2740.00	6.70
330.00	6.99	5.17	411.28	25.51	2600.00	6.32
360.00	7.62	5.64	413.33	25.11	2560.00	6.19
390.00	8.26	6.11	415.40	0.00		0.00
420.00	8.89	6.59	417.49	0.00		0.00

**GRAFICA DE ESFUERZO - DEFORMACION**





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



RESISTENCIA A LA FLEXION

PROYECTO : "EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CAPILLA CRISTO POBRE DE LA BENEFICENCIA DE PUNO" SOLICITADO POR : BACH. M.Y.Q.T.  
 UBICACIÓN : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° S/N  
 FECHA : 09 DE SETIEMBRE DEL 2016. MUESTRA : ADOBE (M - 1)

DATOS DE LA MUESTRA

$$R_f = \frac{3FL}{2bh^2}$$

- Rf = Resistencia a la flexión.
- F = Esfuerzo que soporta un adobe al ser sometido a flexión antes de romperse.
- L = Distancia de separación entre los rodillos de la cara inferior.
- b = Ancho del adobe.
- h = Altura del adobe.

Muestra	Fuerza Axial (Kg)	L (cm)	b (cm)	h (cm)	Rf (Kg/cm2)
1.00	76.00	45.00	28.50	15.00	0.80
2.00	72.00	45.00	29.00	14.50	0.80
3.00	70.00	45.00	30.00	14.50	0.75

media =	0.78	Kg/cm2
---------	------	--------





**ANEXO 3**

**PROCEDIMIENTOS DE**

**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL**

---

## PROCEDIMIENTOS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

### 1) Refuerzo con viga collar externa y llaves de madera

El reforzamiento con elementos de madera permite mantener la estabilidad de los muros de adobe por ser estos compatibles con el adobe y mejorar la capacidad estructural.

#### *Mano de obra:*

- ✓ Profesional supervisor
- ✓ Operario albañil
- ✓ Operario carpintero
- ✓ Peón

#### *Materiales:*

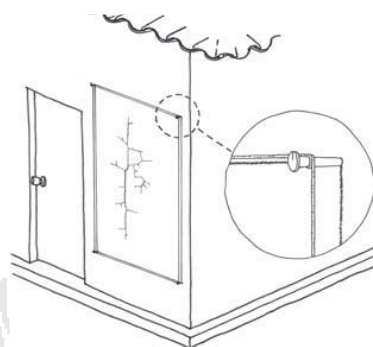
- |          |                    |
|----------|--------------------|
| ✓ Agua   | ✓ Mortero de barro |
| ✓ Cal    | ✓ Estuco de barro  |
| ✓ Yeso   | ✓ Madera           |
| ✓ Clavos | ✓ Acero            |

#### *Herramientas:*

- |                               |                      |
|-------------------------------|----------------------|
| ✓ Barras de acero             | ✓ Esponja            |
| ✓ Herramientas de pintura     | ✓ Aspersor           |
| ✓ Herramientas de carpintería | ✓ Llana metálica     |
| ✓ Herramientas de albañilería | ✓ Guante de albañil  |
| ✓ Cinta métrica               | ✓ Brocha             |
| ✓ Lienza                      | ✓ Escobilla de acero |
| ✓ Combo                       | ✓ Taladro eléctrico  |
| ✓ Espátula                    | ✓ Sierra             |
|                               | ✓ Andamios           |

#### *Paso 1: Preparación de la zona*

Demarcar la zona a reparar con clavos y lienza afianzada, trazando una línea con cal o tiza.

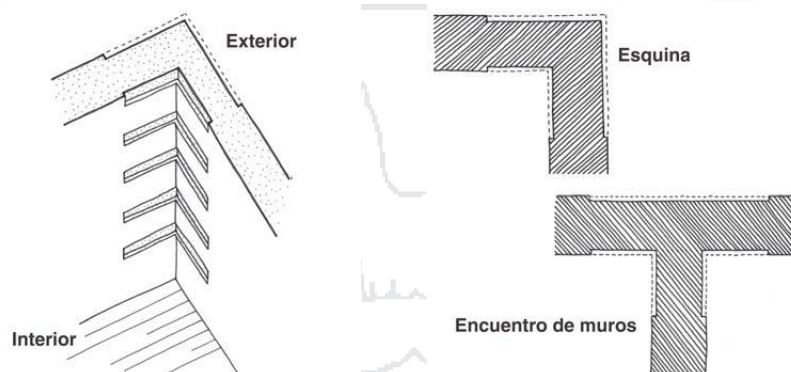


*Figura 1. Demarcación.*

***Paso 2: Rebaje***

Dibujar el perfil de las piezas a instalar horadando el muro en 5.0cm de profundidad.

Esto se debe hacer por todo el largo de la unión a reparar.

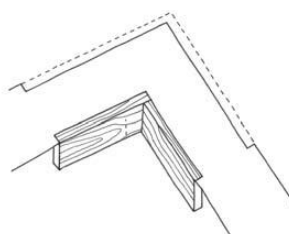


*Figura 2. Rebaje.*

***Paso 3: Pieza de madera interior***

Colocar piezas de madera (de acuerdo al detalle en planos) en los muros que componen el vértice interior.

El largo de la pieza debe ser equivalente al 20% del largo del muro a reparar.



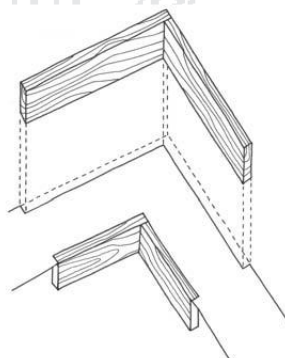
*Figura 3. Pieza de madera interior.*



#### ***Paso 4: Pieza de madera externa***

Colocar piezas de madera (de acuerdo al detalle en planos) en los muros que componen el vértice exterior.

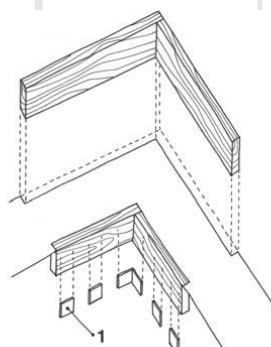
El largo de la pieza debe ser equivalente al largo de la pieza interior, más el espesor del muro.



*Figura 4. Pieza de madera externa.*

#### ***Paso 5: Platinas***

Instalar platinas metálicas (de espesor según cálculo) sobre las piezas de madera donde posteriormente se fijarán barras de traspaso.



*Figura 5. Platinas.*

#### ***Paso 6: Barras de traspaso***

Instalar barras de traspaso con hilo, atravesando las platinas y las piezas de madera a fin de afianzar la traba por ambos lados.

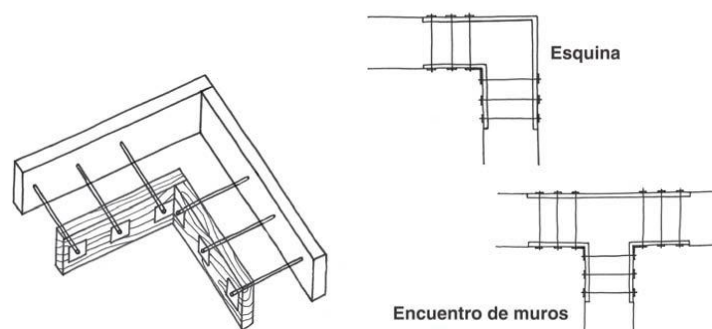


Figura 6. Barras de traspaso.

### **Paso 7: Relleno**

Rellenar las perforaciones con una mezcla de *cal apagada* y arena fina en proporción 1: 2.

### **Paso 8: Restitución del revoque**

Restituir el revoque, idealmente con la misma técnica y proporción del original. Ante desconocimiento de los detalles del revoque original, aplicar capas de no más de 3mm.

### **Paso 9: Reparación de la zona revocada**

Despejar la zona, liberándola de toda partícula o trozo suelto.

Preparar una superficie rugosa si no la hubiera, puntear con suavidad o rayando con un elemento metálico grueso.

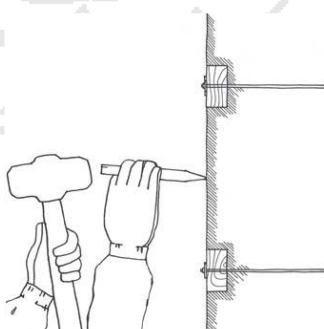
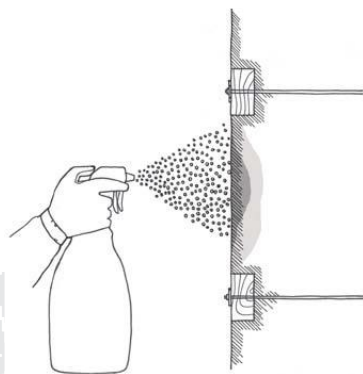


Figura 7. Reparación de la zona revocada.

### **Paso 10: Humedecido**

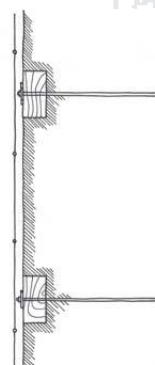
Humedecer la superficie, de preferencia con un aspersor.



*Figura 8. Humedecer.*

### ***Paso 11: Complemento al estuco***

Existen diversas técnicas de estucado, dependiendo del espesor y de la superficie que va a recibir el estuco. Cuando el estuco es muy grueso, se puede fijar una geomalla hexagonal o fibras de basalto tipo Fibrwrap al muro antes de estucar. Para esto se recomienda utilizar tarugos de madera cada 60cm o 70cm.



*Figura 9. Complemento al estuco.*

### ***Paso 12: Aplicación de capa de tierra***

Aplicar sobre la superficie con guante grueso de albañil una capa de tierra, con o sin cal, dejándola rugosa para recibir otra capa.

Para asegurar un buen afianzamiento del material de reparación con el barro existente, es recomendable comprimir la mezcla hacia el interior de la grieta, ya sea con medios mecánicos o manuales.

Repetir este proceso tantas veces como sea necesario para llegar al nivel existente en el resto del muro o al nivel deseado.

Si el diseño lo requiriere, la tierra puede ser mezclada con paja picada fina de no más de 5cm de largo.

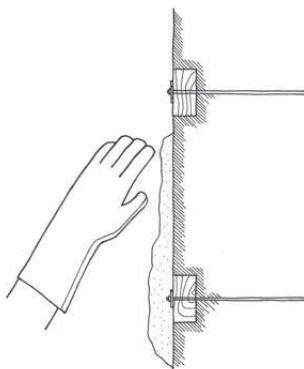


Figura 10. Aplicación de capa de tierra.

### **Paso 13: Última capa**

La última capa es diferente a las anteriores ya que se debe utilizar mezcla de arcilla y arena fina –tamizada en harnero n° 20 como mínimo– en proporción 1: 2.

Aplicar la mezcla con llana metálica blanda, preferente con nervaduras en el medio y con los cantos redondeados para lograr una terminación pareja y homogénea.

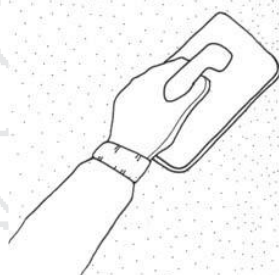


Figura 11. Última capa.

### **Paso 14: Pintura**

Utilizar pintura de poro abierto.

El método tradicional sugiere:

- ✓ Preparar mezcla de arena y cal en proporción 1: 2. Agregar agua hasta obtener una mezcla adecuada para ser aplicada con brocha o rodillo.
- ✓ Aplicar una primera mano de pintura con brocha dura, rellenando fisuras y grietas.

- ✓ Aplicar una segunda mano de la misma mezcla a las 24 horas de aplicada la primera.

El espesor total aproximado del resultado es de 2mm.

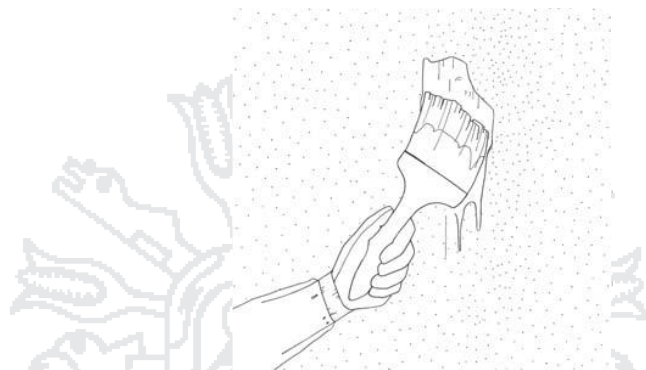


Figura 12. Pintura.

## 2) Reconstrucción de muros de adobe

La reconstrucción consiste en retirar los adobes dañados pieza por pieza colocando tacos de madera y luego restituyéndolos por otro adobe nuevo, logrando una traba y un tejido uniforme en el área intervenida.

Para esto se debe tener precaución de realizar la sustitución pieza a pieza para no debilitar la estructura.

### **Mano de obra:**

- ✓ Profesional supervisor
- ✓ Operario albañil
- ✓ Oficial albañil
- ✓ Peón

### **Materiales:**

- |          |                    |
|----------|--------------------|
| ✓ Agua   | ✓ Mortero de barro |
| ✓ Cal    | ✓ Estuco de barro  |
| ✓ Yeso   | ✓ Tacos de madera  |
| ✓ Clavos | ✓ Adobes           |

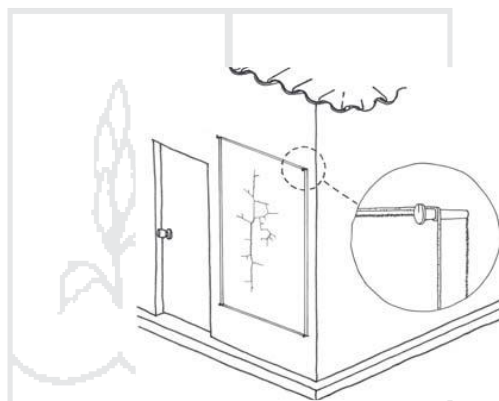
### **Herramientas:**

- ✓ Herramientas de pintura

- |                               |    |                      |
|-------------------------------|----|----------------------|
| ✓ Herramientas de albañilería | de | ✓ Espátula           |
| ✓ Cinta métrica               |    | ✓ Aspersor           |
| ✓ Nivel                       |    | ✓ Llaneta metálica   |
| ✓ Estacas                     |    | ✓ Guante de albañil  |
| ✓ Lienza                      |    | ✓ Brocha             |
| ✓ Pico                        |    | ✓ Escobilla de acero |
| ✓ Pala                        |    | ✓ Taladro eléctrico  |
| ✓ Carretilla                  |    | ✓ Sierra             |
|                               |    | ✓ Andamios           |

### ***Paso 1: Preparación de la zona***

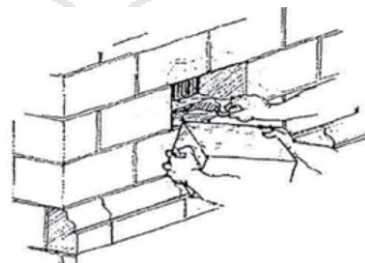
Demarcar la zona a reparar con clavos y lienza afianzada, trazando una línea con cal o tiza.



*Figura 13. Demarcación.*

### ***Paso 2: Extracción de la zona dañada***

Consiste en extraer los adobes dañados hilada por hilada.



*Figura 14. Extracción de la zona dañada.*

### ***Paso 3: apuntalamiento con tacos de madera***



Consiste en apuntalar debidamente la zona extraída del sector a trabajar, para no debilitar la estructura.

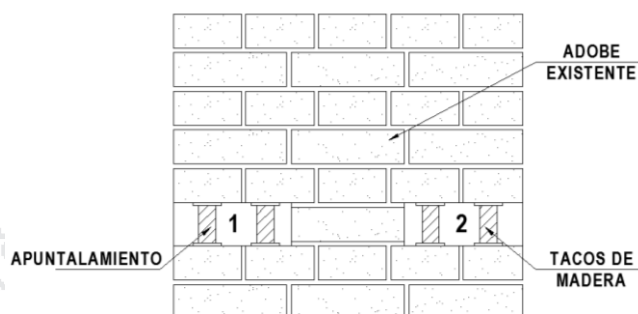


Figura 15. Apuntalamiento con madera.

#### **Paso 4: sustitución de los muros**

Al llegar al nivel en que se ha desarmado el muro, reconstruir las hiladas retiradas con adobes nuevos trabándolos alternadamente con los muros adyacentes.

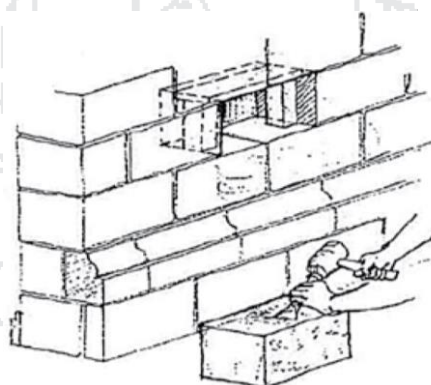


Figura 16. Sustitución de muros.

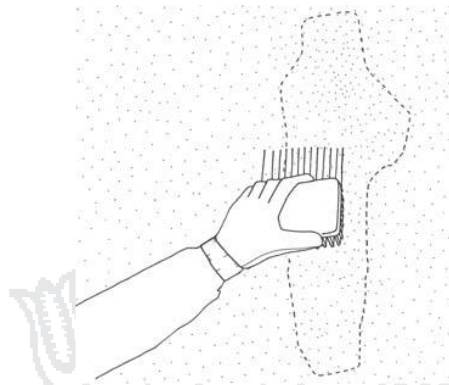
#### **Paso 5: Restitución del revoque**

Restituir el revoque, idealmente con la misma técnica y proporción del original. Ante desconocimiento de los detalles del revoque original, aplicar capas de no más de 3mm.

#### **Paso 6: Reparación de la zona revocada**

Despejar la zona, liberándola de toda partícula o trozo suelto.

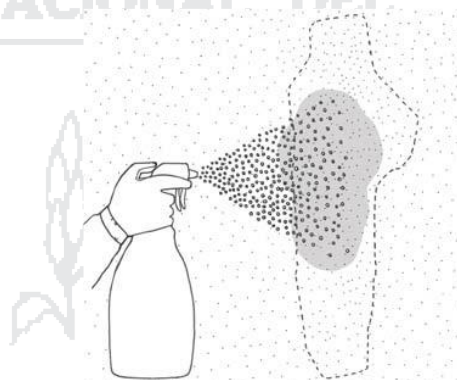
Preparar una superficie rugosa si no la hubiera, puntear con suavidad o rayando con un elemento metálico grueso.



*Figura 17. Reparación de la zona revocada.*

#### ***Paso 7: Humedecido***

Humedecer la superficie, de preferencia con un aspersor.



*Figura 18. Humedecer.*

#### ***Paso 8: Complemento al estuco***

Existen diversas técnicas de estucado, dependiendo del espesor y de la superficie que va a recibir el estuco. Cuando el estuco es muy grueso, se puede fijar una geomalla hexagonal o fibras de basalto tipo Fibrwrap al muro antes de estucar. Para esto se recomienda utilizar tarugos de madera cada 60cm o 70cm.

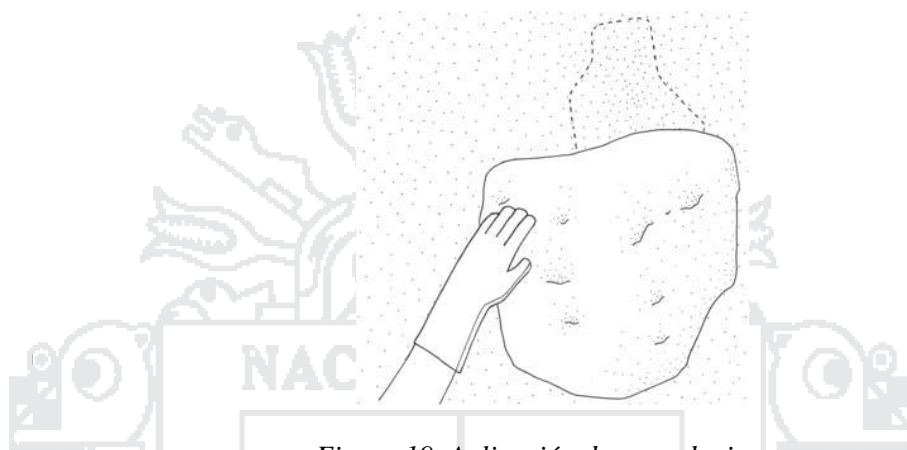
#### ***Paso 9: Aplicación de capa de tierra***

Aplicar sobre la superficie con guante grueso de albañil una capa de tierra, con o sin cal, dejándola rugosa para recibir otra capa.

Para asegurar un buen afianzamiento del material de reparación con el barro existente, es recomendable comprimir la mezcla hacia el interior de la grieta, ya sea con medios mecánicos o manuales.

Repetir este proceso tantas veces como sea necesario para llegar al nivel existente en el resto del muro o al nivel deseado.

Si el diseño lo requiriere, la tierra puede ser mezclada con paja picada fina de no más de 5cm de largo.

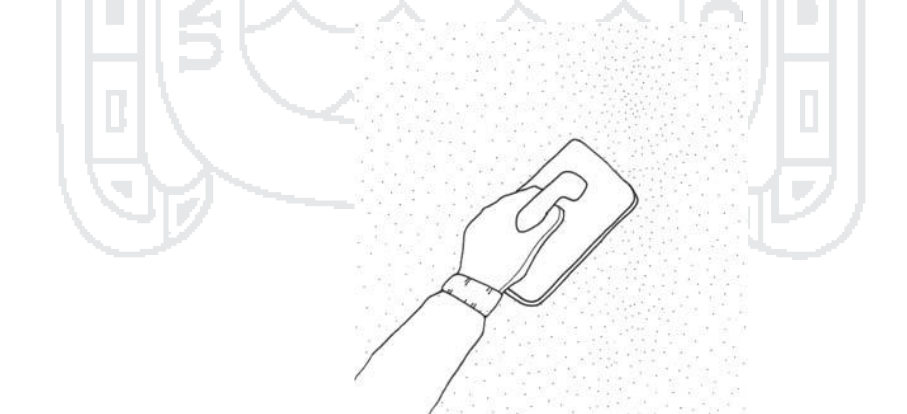


*Figura 19. Aplicación de capa de tierra.*

#### ***Paso 10: Última capa***

La última capa es diferente a las anteriores ya que se debe utilizar mezcla de arcilla y arena fina –tamizada en harnero n° 20 como mínimo– en proporción 1: 2.

Aplicar la mezcla con llana metálica blanda, preferente con nervaduras en el medio y con los cantos redondeados para lograr una terminación pareja y homogénea.



*Figura 20. Última capa.*

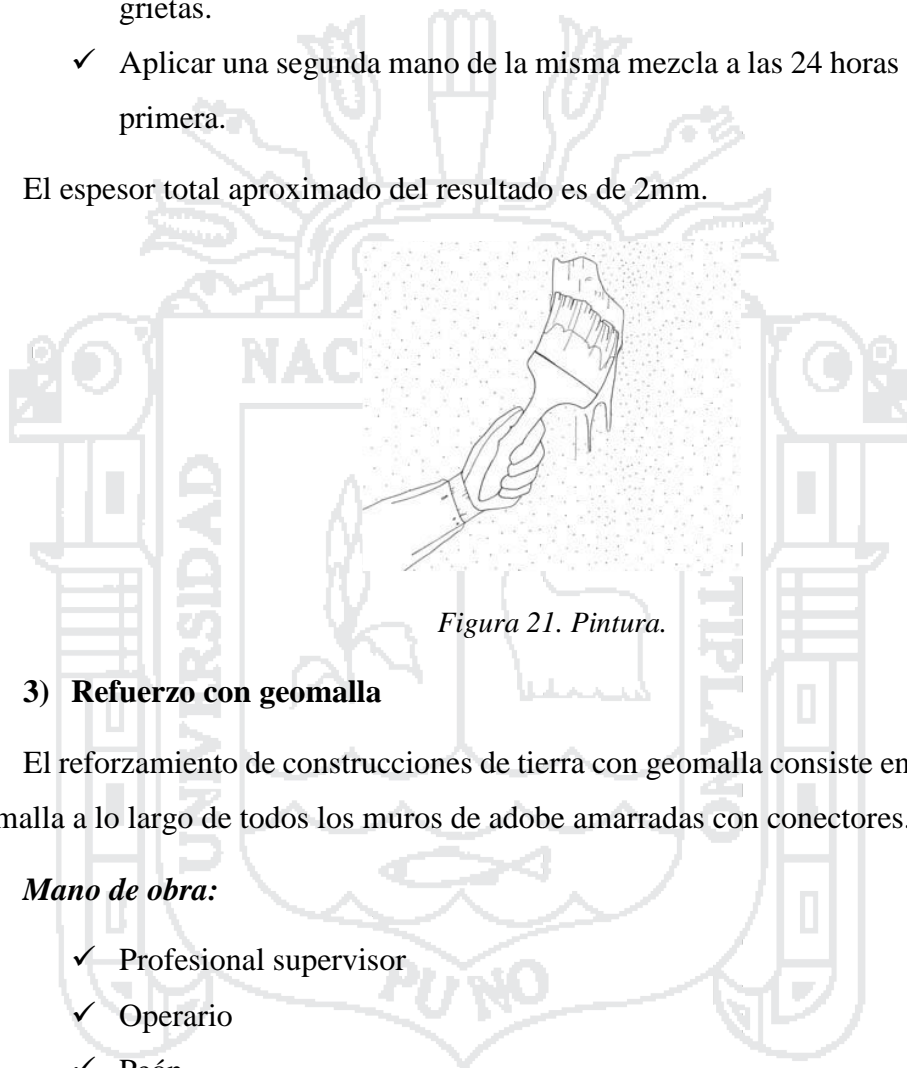
#### ***Paso 11: Pintura***

Utilizar pintura de poro abierto.

El método tradicional sugiere:

- ✓ Preparar mezcla de arena y cal en proporción 1: 2. Agregar agua hasta obtener una mezcla adecuada para ser aplicada con brocha o rodillo.
- ✓ Aplicar una primera mano de pintura con brocha dura, rellenando fisuras y grietas.
- ✓ Aplicar una segunda mano de la misma mezcla a las 24 horas de aplicada la primera.

El espesor total aproximado del resultado es de 2mm.



*Figura 21. Pintura.*

### 3) Refuerzo con geomalla

El reforzamiento de construcciones de tierra con geomalla consiste en incorporar la geomalla a lo largo de todos los muros de adobe amarradas con conectores.

#### *Mano de obra:*

- ✓ Profesional supervisor
- ✓ Operario
- ✓ Peón

#### *Materiales:*

- |                    |               |
|--------------------|---------------|
| ✓ Agua             | ✓ Geomalla    |
| ✓ Cal              | ✓ Alambre # 8 |
| ✓ Yeso             | ✓ Clavos      |
| ✓ Mortero de barro | ✓ Grapas      |
| ✓ Estuco de barro  | ✓ Acero       |

#### *Herramientas:*

- |                               |                      |
|-------------------------------|----------------------|
| ✓ Herramientas de albañilería | ✓ Nivel              |
| ✓ Herramientas de pintura     | ✓ Plomada            |
| ✓ Aspersor                    | ✓ Llana metálica     |
| ✓ Cinta métrica               | ✓ Guante de albañil  |
| ✓ Lienza                      | ✓ Escobilla de acero |
| ✓ Combo                       | ✓ Taladro eléctrico  |
| ✓ Espátula                    | ✓ Andamios           |

### ***Paso 1: Preparación de la zona***

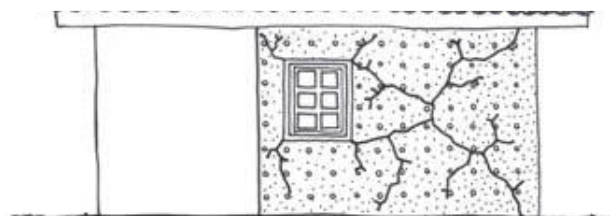
Limpiar con un badilejo la superficie de la pared y con una escobilla húmeda la geomalla, para eliminar las protuberancias de barro seco.



*Figura 22. Preparación de la zona.*

### ***Paso 2: Grilla***

Preparar una grilla de 30cm x 30cm (o según cálculo) a lo largo y ancho de la zona a reparar, marcando con tiza los puntos a perforar para fijar luego la geomalla.



*Figura 23. Grilla.*

### ***Paso 3: Perforaciones***

Perforar los muros con barreno o taladro eléctrico de 12mm.



Figura 24. Perforaciones.

#### ***Paso 4: Disposición de mallas***

Disponer las geomallas por ambas caras del muro (interior y exterior) y afianzarlas provisoriamente con clavos de 4", dejando un área libre de 30cm sobre el piso.

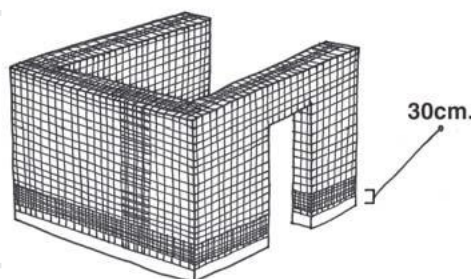


Figura 25. Disposición de mallas.

#### ***Paso 5: Fijación***

Fijar y vincular las geomallas de ambos lados del muro (interior y exterior) con conectores de alambre # 8. Esto confina ambas mallas al muro.

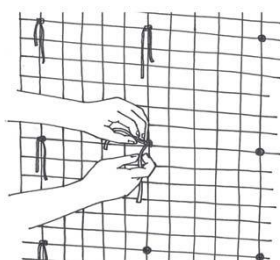


Figura 26. Fijación.

#### ***Paso 6: Relleno de perforaciones***



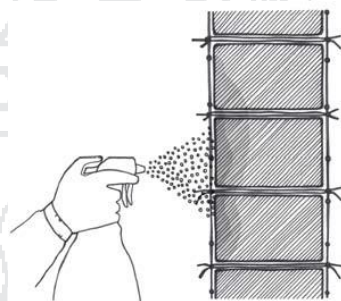
Rellenar las perforaciones con una mezcla de *cal apagada* y arena fina en proporción 1: 2.

***Paso 7: Restitución del revoque***

Restituir el revoque, idealmente con la misma técnica y proporción del original. Ante desconocimiento de los detalles del revoque original, aplicar capas de no más de 3mm.

***Paso 8: Humedecido***

Humedecer la superficie, de preferencia con un aspersor.



*Figura 27. Humedecer.*

***Paso 9: Aplicación de capa de tierra***

Aplicar sobre la superficie con guante grueso de albañil una capa de tierra, con o sin cal, dejándola rugosa para recibir otra capa.

Para asegurar un buen afianzamiento del material de reparación con el barro existente, es recomendable comprimir la mezcla hacia el interior de la grieta, ya sea con medios mecánicos o manuales.

Repetir este proceso tantas veces como sea necesario para llegar al nivel existente en el resto del muro o al nivel deseado.

Si el diseño lo requiriere, la tierra puede ser mezclada con paja picada fina de no más de 5cm de largo.

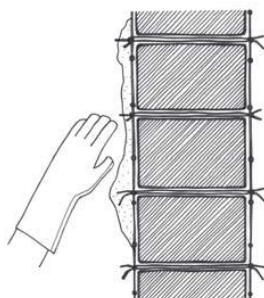


Figura 28. Aplicación de capa de tierra.

### **Paso 10: Última capa**

La última capa es diferente a las anteriores ya que se debe utilizar mezcla de arcilla y arena fina –tamizada en harnero n° 20 como mínimo– en proporción 1: 2.

Aplicar la mezcla con llana metálica blanda, preferente con nervaduras en el medio y con los cantos redondeados para lograr una terminación pareja y homogénea.

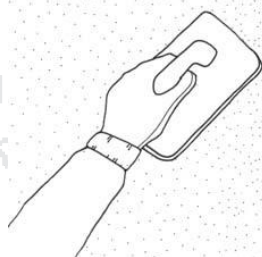


Figura 29. Última capa.

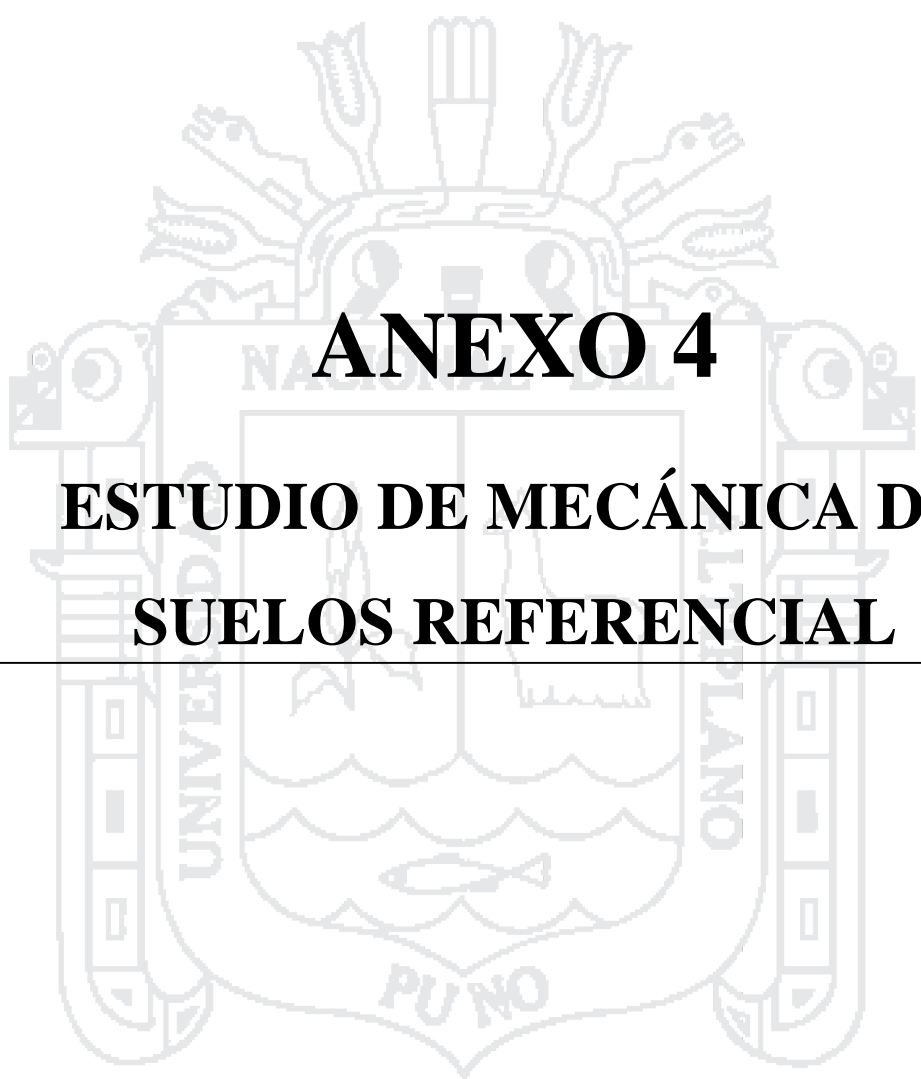
### **Paso 11: Pintura**

Utilizar pintura de poro abierto.

El método tradicional sugiere:

- ✓ Preparar mezcla de arena y cal en proporción 1: 2. Agregar agua hasta obtener una mezcla adecuada para ser aplicada con brocha o rodillo.
- ✓ Aplicar una primera mano de pintura con brocha dura, rellenando fisuras y grietas.
- ✓ Aplicar una segunda mano de la misma mezcla a las 24 horas de aplicada la primera.

El espesor total aproximado del resultado es de 2mm.



# **ANEXO 4**

## **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REFERENCIAL**

---

187



# INFORME DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL HOGAR DE MENORES DE SAN JUAN DE DIOS

PROYECTO : CONSTRUCCION DE LOCAL DEL HOGAR DE  
MENORES DE SAN JUAN DE DIOS.  
UBICACION : PROVINCIA DE PUNO, DISTRITO DE PUNO  
FECHA : AGOSTO DE 1995



## MEMORIA DESCRIPTIVA

PROYECTO : CONSTRUCCION DE LOCAL DEL HOGAR DE  
MENORES DE SAN JUNA DE DIOS.  
UBICACION : PROVINCIA DE PUNO, DISTRITO DE PUNO  
FECHA : AGOSTO DE 1995

## ESTUDIO GEOTECNICO DEL LOCAL DE LA "BENEFICENCIA PUBLICA"



## 1.01 GENERALIDADES.

## a) INTRODUCCIÓN.

El presente estudio solicitado por el Lic. Gabriel Seballos Seballos, Presidente de la Beneficencia Pública con Oficio N°258-97-SBPP-P, derivado a la Oficina Técnica, por el cual tiene por finalidad determinar las condiciones Geológicas y Geotécnicas favorables para la Construcción de Local de la "HOGAR DE MENORES DE SAN JUAN DE DIOS", se refiere al estudio de Mecánica de Suelos aplicada a la Ingeniería de Cimentaciones, para que el comportamiento interactuado Suelo-estructura sea óptimo, dicho estudio se halla ubicado en el Departamento de Puno, Provincia de Puno, y Distrito de Puno, Sector del Jr. Arequipa S/N.

## b) OBJETIVOS.

El estudio de suelos fue programado y desarrollado teniendo presente los objetivos básicos requeridos para la evaluación técnico-económico correspondiente al estudio.

La finalidad primordial del Estudio Geotécnico fue determinar las características físico-mecánico de los materiales del sub-suelo a fin de definir la capacidad soporte de los mismos y recomendar en función de estos parámetros el Diseño de la estructura.

Se puede mencionar entre otras consideraciones las siguientes premisas tomadas en cuenta durante las investigaciones de campo.

Los objetivos principales son:

- Definir las condiciones de cimentación de manera tal que garantice la estabilidad de la estructura, así como el óptimo dimensionamiento de la misma, y permanencia física de la obra proyectada.
- Determinar el riesgo sísmico mediante una clasificación adecuada de los suelos, para evaluar los efectos de las vibraciones y los parámetros de movimiento.





- Conocer los tipos, características, dimensionamiento, distribución vertical y horizontal de los estratos del sub-suelo, así como de las características geológicas y de geodinámica externa en la zona de ubicación que definan las condiciones de cimentación de la estructura.
- Evaluación del comportamiento de los suelos donde puede esperarse problemas del tipo Geodinámico.
- Características físico-mecánicas de los suelos subyacentes y de la superficie del terreno natural.
- Disponibilidad de materiales aptos para su utilización en las diversas etapas de la construcción.
- Aprovechamiento óptimo de canteras.

c) **CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.**

De acuerdo a la información, datos y observaciones de campo "In Situ" y el análisis derivado del estudio mismo, la estructura por cimentarse estará apoyada sobre zapatas de concreto armado, pues el tipo de estructura será definido por el proyectista en función a los resultados dados en este informe.

d) **UBICACIÓN Y ACCESO.**

El área materia de estudio se encuentra ubicado en la Sub-Región de Puno, Provincia de Puno, Distrito de Puno, sobre una altitud de 3850.00 m.s.n.m..

## 1.02 ECOLOGÍA.

### a) CLIMA.

De acuerdo a la clasificación de P. Schoeder (1969), la zona de estudio corresponde al tipo de clima Tundra Secca de Alta Montaña (ETH), en la cual la temperatura media del mes más cálido es superior a 0°C, abarca encima de los 3800 m.s.n.m y debajo de 4800 m.s.n.m., las precipitaciones se producen en el verano Austral principalmente en los meses de Diciembre a Marzo.

El clima predominante es seco y infringido gran parte del año.

Las mayores precipitaciones, alrededor de las terceras partes del total anual se registran en el período comprendido entre los meses de diciembre y marzo.

La precipitación media anual en el período 19669 - 1978 varió entre 987 mm (Puno) y 743 mm (Ilave). La precipitación máxima mensual para el mismo período se registró en Enero con 182.00 mm. en la estación Puno.

La temperatura media anual en la ciudad de Puno Fluctúa entre 6°C y 10°C las temperaturas máximas y mínimas para la ciudad de Puno son 20.6°C y -7.2° respectivamente; las máximas generalmente se dan entre setiembre y diciembre y las mínimas entre junio y julio.

### b) VEGETACIÓN.

Entre la vegetación natural encontrada en la zona, se distingue la presencia de hierbas pluviformes, pastos naturales, y plantas ruderales (Ichu), y otros.

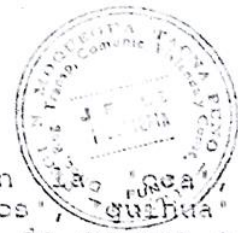
Basado en la clasificación de L.R. Holdrige. "Zonas de vida ecológica". ONERN (1976). se localiza la Zona de vida conocida como Pradera o Bosque Húmedo Montano (bh-M).

La obra no Obstaculiza ningún área perteneciente al Sistema Nacional de Unidades de Conservación del Ministerio de Agricultura ni del instituto Nacional de Cultura (INC).

La formación ecológica pradera o Bosque Húmedo Montano presenta condiciones climáticas benignas, convirtiéndola en el centro de las principales actividades agrícolas del departamento de Puno.







Los principales productos agrícolas son "papa", "avena", "habas", "cebada", "ollucos", "quinua" y "cañigua", Puno es el primer productor de quinua a nivel nacional (66% de la producción).

c) **HIDROLOGÍA .**

**INTRODUCCIÓN**

La hidrológica es referencial y es para la determinación de las precipitaciones máximas, es decir el evento máximo extraordinario para la sub-cuenca de la localidad de Puno, teniendo en cuenta que de acuerdo a datos de SENHAMI, las precipitaciones anuales es de 1230 mm..

En la sub-cuenca de Puno se producen altas precipitaciones las cuales originan avenidas de considerable magnitud.

d) **SISMICIDAD**

No se ha registrado sismos considerables en la zona

**1.03 METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS**

Con el propósito de obtener los fines propuestos, fue necesario realizar recopilaciones bibliográficas, cartográficas; trabajos de campo y labores de gabinete, así como trabajos efectuado en la zona de la Provincia de Puno, además los efectuados por el personal del sector DIRECCIÓN REGIONAL DE TRANSPORTES COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCIÓN-PUNO y otros efectuados por el PECT.

a) **RECOPILOCIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE**

Consistieron en la adquisición de literatura e información bibliográfica de interés al estudio, así como la obtención de las hojas respectivas de la Carta Nacional (escala 1:100 000) edición 1976 del IGN; y algunos estudios realizados por el sector en años pasados, para diferentes entidades Públicas.

b) **TRABAJOS DE CAMPO.**

Consistieron en la exploración de suelos, mediante el método mas apropiado de acuerdo a su naturaleza, así como el reconocimiento geológico y Geotónico del área donde se ubica la estructura.



1. EXPLORACIÓN DE SUELOS.

En base a las características de los materiales existentes, para la exploración, se procedió a emplear el método de Ensayo a cielo abierto ASTM D-1588, La ubicación de las Calicatas y las profundidades alcanzadas estuvieron de acuerdo a las necesidades del Proyecto. A continuación se indica la relación de prospecciones efectuadas, su denominación, ubicación relativa y profundidad.

PROSPECCION	UBICACIÓN	PROFUNDIDAD
P - 1	Penetración	3.10 m.
P - 2	Penetración	3.10 m.

Durante la ejecución de éste sondeo se realizó un muestreo sistemático de la columna de los suelo prospectados, obteniendo muestras representativas de cada horizonte, siendo identificadas, marcadas y colocadas en recipientes adecuados para su remisión a la Dirección Regional de Transportes Comunicaciones Vivienda y Construcción-Puno al Laboratorio de suelos y Pavimentos. con el objeto de efectuar los análisis respectivos.

Las potencias y características principales de los diversos horizontes de los suelos encontrados en cada prospección se indica en el acápite correspondiente a estratigrafía así como en las columnas estratigráficas de los sondajes que se encuentra en el anexo respectivo.

**CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS**

La exploración P-1, muestra la siguiente secuencia:

Ubicación	:	Calicata N° 01
Nivel Freático	:	No se encontró T.N.
Cota de Terreno	:	.....m.s.n.m.
Sistema Empleado	:	Calicatas a Cielo Abierto
Descripción Litologica	:	
0.00 - 00.82 m.	:	Presencias de arcillas y limos orgánicos de color gris claro, mal graduados, medianamente plásticos, con cías de materiales inorgánicos, las características físicos-mecánicas son de manera siguiente:
		L.L. = 52.40 %
		L.P. = 28.40 %
		I.P. = 23.00 %



PASA LA N° 200 = 97.20

Clasificación SUCS-ASSTHO  
"OH" A-7-6(16)

Como suelo fundación para poder efectuara la cimentación de la estructura a construirse es de comportamiento regulara a malo.

0.82 - 2.02 m. :

Estrato de Arcillas-Limosas, con cías de limos de color gris oscuro, pobremente graduado, medianamente plástico con cías de limos, se observa la presencia de raícos y otros, como cantos rodados, y rocas fracturadas, las características físicos-mecánicas son de manera siguiente:

L.L. = 24.00 %  
L.P. = 16.60 %  
I.P. = 7.40 %  
PASA LA N° 200 = 60.00 %

Clasificación SUCS-ASSTHO

"CL" A-4(5)

Como suelo fundación para poder efectuara la cimentación de la estructura a construirse es de comportamiento regulara a malo.

2.02 - 3.02 m. :

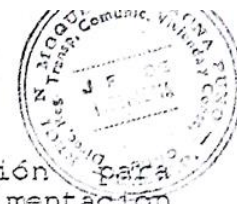
Presencias de arcillas orgánicas de color gris oscuro, mal graduados, medianamente plásticos, con cías de materiales inorgánicos, las características físicos-mecánicas son de manera siguiente:

L.L. = 23.40 %  
L.P. = 17.32 %  
I.P. = 6.08 %  
PASA LA N° 200 = 45.00 %

Clasificación SUCS-ASSTHO

"CL" A-4(5)





Como suelo fundación para poder efectuara la cimentación de la estructura a construirse es de comportamiento regulara a malo.

- Material de fundación : Arcillas limosas.
- Tipo de cimentación : Zapatas de concreto.
- Capacidad portante :  $q_{adm} = 0.699 \text{ kg/cm}^2$ .
- Df. (Prof. de Desplante) : 1.50 m.

De las correlaciones establecidas se deduce, que el área de emplazamiento de la estructura existe estratos variados, pero sobre la cual se va a cimentar la estructura se observan arcillas limosas, pero se entiende que bajo este estrato existen afloramientos de bancos de arenas arcillosas compactas.

La exploración P-2, muestra la siguiente secuencia:

- Ubicación : Calicata N° 02
- Nivel Freático : No se ha Ubicado.
- Cota de Terreno : m.s.n.m.
- Sistema Empleado : Calicata a Cielos Abierto
- Descripción Litologica :

- 0.00 - 1.00 m. : Estrato de Arcillas-Limosas, con cías de limos de color gris oscuro, pobremente graduado, medianamente plástico con cías de limos, se observa la presencia de raíces y otros, como cantos rodados, y rocas fracturadas, las características físicos-mecánicas son de manera siguiente:
  - L.L. = 29.40 %
  - L.P. = 20.10 %
  - I.P. = 8.08 %
  - PASA N° 200 = 81.00 %

Clasificación SUCS-ASSTHO

"CL" A-4(8)

Como suelo fundación para poder efectuara la cimentación de la estructura a construirse es de comportamiento regulara a malo.





1.00 - 3.10 m.

Estrato de arenas arcillosas, con cías de limos de color gris oscuro, pobremente graduado, medianamente plástico con cías de limos, se observa la presencia de raíces y otros, como cantos rodados, y rocas fracturadas, las características físicas-mecánicas son de manera siguiente:

L.L. = 30.80 %  
L.P. = 21.20 %  
I.P. = 9.60 %  
PASA N°200 = 77.00 %

Clasificación SUCS-  
ASSTHO

"SC" A-4(8)  
Como suelo fundación para poder efectuara la cimentación de la estructura a construirse es de comportamiento regulara a malo.

Material de fundación : Arcillas y arenas limos  
Tipo de cimentación : Zapatas de concreto.  
Capacidad portante :  $q_{adm} = 0.733 \text{ kg/cm}^2$ .  
Df. (Prof. de Desplante) : 1.50 m.

De las correlaciones establecidas se deduce, que el área de emplazamiento de la estructura existe estratos variados, pero sobre la cual se va a cimentar la estructura se observan arenas y arcillas limosas, pero se entiende que bajo este estrato existen afloramientos de bancos de arenas arcillosas compactas.

Como suelo fundación para poder efectuara la cimentación es de comportamiento regulara a malo.

De las correlaciones establecidas se deduce, que el área de emplazamiento de la estructura existe estratos variados, pero sobre la cual se va a cimentar la estructura se observan arcillas limosas, pero se entiende que bajo este estrato existen afloramientos de bancos de rocas intemperizadas por la acción de las aguas subterráneas.



De los resultados Obtenidos en las prospecciones N<sup>o</sup> 01, y 02 en el Sub-Suelo del área de emplazamiento de la estructura, se han establecido las siguientes características del Perfil estratigráfico:

- \*. Presencia del Nivel Freatico superficial.
- \*. Suelos predominantemente de Naturaleza Cohesiva.
- \*. Grado de compacidad variable en profundidad de muy suelto a suelto en la superficie y de firme, muy firme y densa en las profundidades.
- \*. El Nivel de Acención Capilar no se ha verificado pero se observa la inestabilidad de los suelos superficiales, por presencia del alto grado de saturación.

Por todo lo expuesto se ha tomado en cuenta que la estructura a cimentarse será sobre los estratos de arcillas-limosas de consolidación primaria.

#### RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO Y GEOTECNICO.

Conjuntamente con la exploración de suelos se lleva acabo el reconocimiento geológico-Geotécnico del área de ubicación de la estructura. Este estudio comprendió un mapeo geológico de superficie en el que se puso énfasis en la identificación de la estructuras, tales como pliegues, fallas y fracturamiento, que pudieran tener alguna incidencia en la obra proyectada. Paralelamente se llevaron a cabo las observaciones de las características geomorfológicas y geodinámicas del área de influencia del proyecto.

El área de emplazamiento de la Estructura lo hace sobre arcillas limosas color gris oscuro con cías de arcillas, constituidas principalmente por boloneras y cantos rodados color gris claro intercalados con areniscas Volcanicas pertenecientes al grupo Excelsior.

#### Consideraciones Geológica

La cuenca interandina, según Moon (1938) y otros autores, es una formación algo joven, cuyo origen puede fechar en la segunda mitad del mioceno (hace alrededor de 10 a 15 millones de años) Newell (1949) dice "hay abundante evidencia que en el Mioceno las montañas más jóvenes fueron erosionadas a una llanura de poco relieve antes del levantamiento del arco andino". Aun en el Plioceno (menos de 7 millones de años) el precursor del altiplano moderno estaba situado solo unos cientos de metros sobre el nivel del mar y debido a su cercanía al Ecuador estuvo poblado por una flora y





fauna semitropical se considera que la elevación de las montañas de los Andes y en conexión con ellas, el levantamiento de las áreas interandinas ha comenzado al final del Plioceno o a comienzos del pleistoceno (al rededor de 5 a 2 millones de años) Una consecuencia del cambio de elevación sobre el nivel de mar fue la muerte de elementos adaptados al calor, sobreviviendo solamente esos ancestros de especies animales recientes que en términos de biología evolutiva poseyeron la predisposición para la adaptación a condiciones cambiantes.

Moon (1938) propone que un antiguo y ya elevado cuerpo de agua dividió en, cuanto menos 2 o 3 cuerpos menores debido a su deterioro (causado por la disminución de lluvias y el enfriamiento.

#### GEODINAMICA EXTERNA.-

En el área de estudio no se han detectado fenómenos de geodinámica externa que afectarán la estabilidad de los suelos y la estructura, produciendo derrumbes, deslizamientos o desprendimientos de bloques sueltos.

Sin embargo, es recomendable tener presente que el relleno debe efectuarse en forma adecuada. También hay que tener en consideración la presencia de materiales inconsolidados que se encuentran cubriendo a las formaciones de arcillas limosas, que una vez expuesto en el corte será afectado por una erosión laminar y/o coronas de los derrumbes.

#### ASPECTOS GEOTECNICOS

La construcción se realizará en un 90% en relleno sobre topografía de pendiente casi llana, exponiendo materiales inconsolidados, lo que se efectuará con material transportado, compactados en capas de 15 cm.

#### TRABAJOS DE LABORATORIO.

Las muestras de suelos obtenidas en la prospección, fueron clasificadas y seleccionadas siguiendo la norma ASTM D-2488 "Práctica recomendada para la descripción de suelos". A las muestras representativas seleccionadas se le efectuaron los siguientes ensayos.

- |                                 |                |
|---------------------------------|----------------|
| - Análisis Granulométrico       | ASTM D-422-63  |
| - Límites de Atterberg          | ASTM D-4318    |
| - Humedad Natural               | ASTM D-2216-71 |
| - Clasificación de Suelos SUCS. |                |
| - Paso Unitario.                |                |
| - Densidad de Campo "In-Situ"   |                |
| - Proctor Modificado            | ASTM T-160     |



d) **TRABAJOS DE GABINETE.**

En gabinete se prepararon todas las ilustraciones que acompañan este informe así como la memoria de los cálculos, para determinar la Capacidad Portante de Carga última del suelo y determinar las condiciones de cimentación de la estructura.

De acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio se clasificó cada una de las muestras de los estratos representativos por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y (ASTHO), para luego con los registros de campo proceder a la elaboración de las columnas estratigráficas de cada Calicata, Tanto estas columnas como los resultados de laboratorio se adjuntan al presente.

Con las columnas arriba mencionadas se preparó el perfil estratigráfico, con el fin de correlacionar los horizontes de suelos observados en ambas Calicatas y poder apreciar las variaciones tanto verticales como laterales. A continuación en base a las observaciones y registros de campo, ensayos de laboratorio, columnas y sección estratigráfica, se efectuaron los cálculos necesarios para la determinación de las características de la cimentación y la capacidad de carga de trabajo del suelo de fundación.

**1.04 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL AREA ESTUDIADA.**

a) **GEOMORFOLOGIA.**

En el lugar de estudio corresponde al Valle de la ciudad de Puno presentan rasgos geomorfológicos derivados de la influencia de las estructuras geológicas, provocadas por el tectonismo regional, las mismas que da superficies moderadas pendientes de 20° a 30° hacia las partes altas.

El patrón de drenaje paralelo es reflejo de los rasgos estructurales regionales, orientado por el rumbo de los estratos hacia la cuenca principal que es la Hoya Hidrográfica del Lago Titicaca que en este sector sigue el rumbo de una falla principal.

La zona de estudio, presenta una topografía casi llana con precencias de pequeñas terrazas de arcillas-limosas.

La topografía general del área de estudio corresponde a las estribaciones de la Cordillera de Oriental y el inicio de la pampa altiplánica, tal como se manifiesta en la parte introductoria.





## RASGOS MORFOESTRUCTURALES

La Hoya Hidrográfica de Lago Titicaca se encuentra localizada en la unidad morfoestructural del Altiplano, limitada por la cordillera Occidental y Oriental de los Andes.

La zona en estudio presenta 02 unidades geomórficas definidas; la primera representada por un paisaje de llanura Fluvio-Aluvial-Lacustre, caracterizado por una topografía de baja pendiente, y la segunda por un paisaje conformado por colinas, conos y laderas que circundan y delimitan la Cuenca del río Ramis y el Huenque; con una topografía casi accidentada.

### b) GEOLOGÍA.

Todos estos depósitos cuaternarios conforman la llanura altiplánica del área de estudio.

El Lugar de estudio se desarrolla mostrando las formaciones sedimentarias del Terciario, así como una cubierta superficial de material reciente.

Las unidades geológicas identificadas en la zona de estudio son:

Rocas sedimentarias  
Depósitos Coluviales Antiguo (Q-Col-a)  
Depósitos Aluviales - Residuales (Q-re-e)

#### Rocas sedimentarias

Estas rocas se encuentran conforme al flanco Nor-Oriental de un anticlinal tumbado existente en el área, cuyo eje se localiza a unos 50 mt. del cerro Cancharani.

Esta formación se caracteriza por presentar bancos de gravas y areniscas de 3 a 5 m. de espesor de grano fino a medio de color gris oscuro con rumbos de N-67°-W y buzamiento de 54° a 63°SW intercalados con lodolitas marrón rojizos de 0.50 a 100 m. de espesor de naturaleza muy fiable. Las areniscas por la cohesión y el buzamiento que presentan con relación a la dirección del eje de trazo no tienen problemas de estabilidad.

La litología descrita corresponde a la laderas de la localidad de Puno (Salcedo); donde los afloramientos visibles se encuentran en por la orilla del lago en el sector espinar.

La litología de la zona de estudio caracteriza por presentar arcillas y arenas finas con presencias de boloneras de color gris, debiendo cimentarse las infraestructura con esta última.



### Depósitos Coluviales Antiguos

En las laderas del valle de la zona de Puno se encuentra la zona de estudio se encuentran los depósitos inconsolidados que se encuentran cubriendo a las formaciones rocosas en espesor variable de 1.0 a 7.0 m., generados como resultados de la degradación y caída de las rocas que afloran en las partes altas depositadas en las laderas medias y/o inferiores de los cerros y consisten en fragmentos de rocas de dimensiones variables, englobadas en una matriz de arena arcillosa, o arcilla de mediana a baja plasticidad cuya consistencia es de blanda a media.

Los clastos son de aristas angulosas y están en una proporción de 1 a 5%, cantos  $\pm$  15% y Grava  $\pm$  40%, estos corresponden a la zona de estudio

### Depósitos Residuales

Son suelos que se han originado por efectos de la materización regional "In Situ" consisten en una mezcla de grava arcillosa color marrón claro, que mantienen la textura de la roca predecesora, los clastos son de aristas angulosas donde predominan los menores de 2" de tamaño y en forma aisladas de hasta 7" en una proporción de  $\pm$ , alcanza un espesor de 0.50 m. a 2.30 m.; no son visibles en superficie por estar cubiertos por los depósitos Coluviales, dentro de los rasgos estructurales se ha identificado una falla regional de rumbo N-65°- W y buzamiento de 65° SW, relleno por milonita color marrón rojizo y en las caras externas presenta lodolitas trituradas.

También se ha identificado fallas secundarias originales por la sobrecarga de la estratificación localizada en la parte baja con N-27° W y buzamiento 54° NE y en las partes altas con rumbo E - O y buzamiento 65° N.

#### c) GEODINAMICA EXTERNA

El lugar en mención no presenta fallas y/o plegamientos que afecten en lo posterior la estabilidad de la estructura.

En general se puede apreciar que los episodios de colmatación del lugar a establecer la estructura no son mayores. No se ha observado huaycos, derrumbes y/o deslizamientos en la zona de ubicación de la Estructura.

#### d) GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.

La presencia de Arcillas y arenas limosas que conforman el área de estudio son de la edad cuaternaria y no presentan indicios de haber sufrido mayores deformaciones tectónicas.





e) RIESGO GEODINAMICO.

En general no se ha localizado agentes geodinámicos activos y/o potenciales que representen riesgo latente para la estabilidad de la estructura a construirse, como derrumbes, deslizamientos y asentamientos en los suelos de cimentación, pero si el efecto de la absorción capilar por efecto del agua.

f) ESTRATIGRAFIA

La estratigrafía del área de interés es de simple interpretación y se ha obtenido de la correlación de los diferentes materiales observados durante el reconocimiento geológico y en el pozo de exploración a cielo abierto, los que se verificaron mediante los ensayos de laboratorio.

De la correlación establecida se deduce que en el área del estudio se tiene materiales similares en casi todo el area de estudio .

Se presenta la estratigrafia en el anexo adjunto.

g) AGREGION DEL SUELO

De los resultados obtenidos en laboratorio se ha podido determinar que los suelos están con un grado relativo de ataque a los sulfatos moderado.

Devera de Utilizarse cemento Tipo Portland I, para la elaboración de los concretos.

1.05 PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE.

Devera tenerse en cuenta las siguientes consideraciones Sísmicas de acuerdo al terreno investigado y a su Ubicación:

1 Factor de Zonificación Sísmica	:	Z = 0.70
2 Factor de Amplificación Sísmica	:	S = 1.40
3 Período predominante del suelo	:	Ts = 0.90 Seg°.

La fuerza Horizontal o cortante total en la base debido a la acción Sísmica se determinara por la siguiente formula:

$$H = Z * U * S * C * P / Rd.$$

Donde

Z	=	Factor Zona
U	=	Factor de Uso
Z	=	Factor del Suelo
C	=	Coefficiente Sísmico
Rd	=	Factor de Ductibilidad
P	=	Peso de la Edificación



El Valor de  $T_s = 0.90$  Seg. se ha determinado en base a la estratigrafía, por lo cual deberá de considerarse una variación de 25% en aumento para su clasificación y determinación del coeficiente Sísmico.

#### 1.05 CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.

Para la cimentación de la Estructura se podrá usar un sistema de cimentación superficial por medio de cimientos continuos, que serán de concreto armado teniéndose en cuenta:

- \*. Desplantar los elementos mencionados sobre el potente y denso material definidos como arcillas limosas con presencias de fragmentos de rocas, a una profundidad de enterramiento no menor de 1.50 m. desde la superficie de la Calicata en estudio.
- \*. Además se han establecido las observaciones de campo, pruebas de campo, propiedades Geotécnicas del área en estudio, y base a las recomendaciones de diferentes textos de Ingeniería de Cimentaciones del Dr. Karl Terzaghi y otros autores contemporáneos.
- \*. En base a las observaciones de campo, ensayos realizados y las propiedades Geotécnicas del área de emplazamiento de la Estructura. En lo referente a la clase de fundación y las condiciones de cimentación, estas serán las siguientes:

Material de fundación	:	Arcillas Limosas.
Tipo de cimentación	:	Zapatatas de cimentación.
Capacidad portante	:	$q_{adm} = 0.701 \text{ KG/cm}^2$ .

Se debe de precisar que la capacidad portante ultima, se ha tomado la media ponderada de las cuatro Calicatas.

- \*. El esfuerzo del terreno ( $Q_c$ ) Se ha calculado diferentes metodos tales como las Teorías de Terzaghi, y Skempton y otros, teniéndose en cuenta las características físico mecánicas de los estratos en estudio de cada uno de ellos considerando al suelo estrictamente Cohesivo.
- \*. El factor de seguridad es igual a 3 (tres), se ha tomado en consideración :
  - . Variaciones Naturales en la cohesión de los suelos
  - . Las incertidumbres como es lógico, contiene los metodos o formulas para la determinación de la capacidad ultima del suelo.
  - . Disminuciones locales menores que se producen en la capacidad de carga de los suelos colapsables, durante o después de la construcción.

- El excesivo asentamiento en suelos consolidados a trabas del tiempo, que haría fluir el suelo cuando este próximo a la carga crítica o a rotura por corte.
- \*.  $Nq.$ ,  $N\dot{U}$  y  $Nc$  son factores que traducen las condiciones de forma, frontera, empotramiento y asentamiento, Usados en las diferentes teorías mostradas en la memoria de los cálculos.



**ANÁLISIS DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DENTRO DE LA MASA DE UN SUELO**

Una carga aplicada vertical aplicada sobre la superficie horizontal de cualquier cuerpo, un suelo por ejemplo, produce tensiones verticales en todo el plano horizontal situado dentro del mismo.

Resulta obvio sin la necesidad del calculo alguno que la intensidad de la presión vertical sobre cualquier sección Horizontal, disminuye desde un máximo, hasta cero a gran distancia de dicho Punto.

Tanto la teoría como la presencia indican que la forma de los demos de presiones es prácticamente independiente de las propiedades físicas del cuerpo cargado.

Por ello en la practica de la Mecánica de los Suelos es costumbre justificable calcular estas tensiones suponiendo que el material es elástico, homogéneo e isótropico.

Con esta hipótesis aplicaremos las ecuaciones de Boussinesq, las cuales están dados por la formula :

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \times P_0.$$

donde :

$$P_0 = \frac{3}{2^3} \left[ \frac{1}{1 + \left\{ \frac{r}{z} \right\}^{5/2}} \right]$$

- $Q$  = Carga aplicada (Tn.)
- $r$  = Distancia a partir del Eje.
- $z$  = Profundidad de Aplicación.



Aplicando una carga Q de 40 Tn. Obtenemos los siguientes Valores :



Q(Tn.)	Z (m.)	x (m.)	
40	0	0	0
40	0.5	0	7.63
40	1.0	0	1.91
40	1.5	0	0.85
40	2.0	0	0.48
40	2.5	0	0.31
40	3.0	0	0.21

**CAPACIDAD PORTANTE.**

- Del ensayo efectuado, se ha realizado las correcciones, tanto lo planteado por Meyerhoj en referencia a la presencia de arcillas limosas, y otros por la presencia del nivel Freático.
- En las Calicata objeto de estudio se ha tenido el criterio de alcanzar la profundidad (p) como mínimo dependiendo de la profundidad de desplante (Df.) y el ancho de la zapata teniéndose en cuenta la siguiente relación :

$$p = Df. + Z$$

Df. = Profundidad de desplante o cota de cimentación.

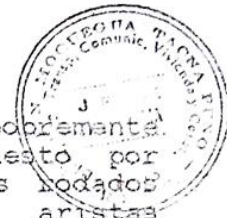
Z = 1.5 \* B , siendo B el ancho de la Zapata en m. mayor de la cimentación prevista.

**16 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.**

Se tiene un tipos de materiales de construcción:

- a) Arenas gruesas y finas de la cantera de "Cutimbo" 25+000 km. de la Ubicación de la Estructura, ubicadas en el lecho del río y pueden ser empleadas como material de agregado para el uso del concreto, que se efectuará en Items., aparte.

Ubicación	:	Río "Cutimbo"
Distancia	:	25+000 Km.
Acceso	:	Existe una trocha carrozable.
Potencia	:	20,000 m <sup>3</sup> .
Uso	:	Capa de Rodadura
Rendimiento	:	90%
Concreto	:	70%
Período de Explotación	:	Abril - Diciembre
Método de Explotación	:	Equipo Convencional de tierras y zarandeo.



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL : Conglomerado pobremente graduado compuesto por bolones, cantos rodados y gravas de aristas sub-redondeadas a redondeadas englobadas en una matriz de arena color gris oscuro no plástico y de compacidad suelta.  
Se observa predominio de los elementos de 2" a 3" de tamaño.

Clasificación : A-1-a (0)- GP  
 Índice Plástico : N.P  
 L.L. : 21 %

1.07 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Como resultado de los trabajos y observaciones de campo, ensayos de laboratorio, cálculos y labores de gabinete y de lo señalado en los acápitos anteriores, se emiten las siguientes recomendaciones.

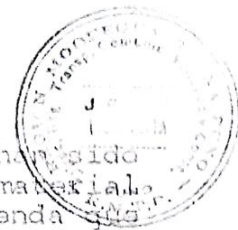
1. En la ubicación señalada para la estructura en estudio no se detectaron estructuras geológicas, como fallas, contactos o pliegues que afecten la estabilidad de la obra, siendo esta constituida por depósitos de arcillas-limosas formada por intercalaciones de arenas finas griscaceas y presencias de rocas angulares.
2. El nivel Freático se ha localizado a una profundidad de -1.80 m..
3. Las condiciones de cimentación son:

Descripción	Características
- Material de fund.	Arcillas limosa
- Profundidad de Ciemt.	-1.50 m.
- Tipo	Zapata
- Capacidad de carga admisible	0.701 kg/cm <sup>2</sup> .
- Peso unitario	1.810 Kg/cm <sup>2</sup> .

Se debe de precisar que se toma la media ponderada como resultado de las cuatro Calicatas .

4. Las hipótesis de carga se ha tomado el criterio del factor de seguridad de capacidad de carga, como las cargas netas (sin factores de amplificación del diseño a la rotura).





5. La profundidad de las excavaciones efectuadas han sido suficientes para los requerimientos y tipo de material de fundación que se han encontrado, se recomienda que dentro del proceso constructivo se tenga los cuidados necesarios de no alterar las condiciones de cimentación.
6. Para el diseño sísmico, se recomienda el período predominante del terreno  $T_s = 0.9$  Seg., y un factor de suelo de  $S = 1$ .
7. Las características geo-mecánicas de los materiales involucrados en la zona, no presentan condiciones Geotécnicas aceptables en los horizontes de las arcillas limosas, por lo que es necesario efectuar un mejoramiento de la calidad del material en capas de 0.15 hasta una profundidad de 0.30 m.
8. Prever las construcciones adyacentes.
9. Para la Cimentación de la Estructura se tendrá que adoptar un sistema de cimentación superficial, por medios de cimientos continuos para el caso de las zapatas de concreto armado, además Prever un sistema adecuado de drenaje de las aguas tanto pluviales como subterráneas, a fin de mantener al suelo con bajo contenido de Humedad.
10. La profundidad de la cimentación no Devera de encontrarse a menos de 1.50 m. computados a partir del terreno natural y en todo caso en el estrato de las arcillas limosas consolidadas.
11. Cualquier variación de la estratigrafía señalada en esté Informe Devera de ser comunicado de inmediato al Consultor de este Informe al Telf. N° 623320 y/o 367664, (Jr. Lima N° 944 Oficina de Ingeniería), así mismo al calculista que efectuara el diseño de la Estructura,



## MEMORIA DE CALCULOS

PROYECTO : CONSTRUCCION DE LOCAL DEL HOGAR DE  
MENORES DE SAN JUNA DE DIOS.  
UBICACION : PROVINCIA DE PUNO, DISTRITO DE PUNO  
FECHA : AGOSTO DE 1995

**CAPACIDAD PORTANTE POR LAS PROPIEDADES RESISTENTES DEL SUELO**

PROYECTO : CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA  
 UBICACION : SUB-REGION PUNO PROVINCIA Y DISTRITO DE PUNO  
 TEORIA : TEORIA DE TERZAGHI (PARA LOS SUELOS COHESIVOS)  
 FECHA : AGOSTO DE 1997  
 SECTOR : JIRON AREQUIPA S/N  
 CALCULO :

HECHO POR

Muestras calcoatas Designación	(f) quilt.	(a) C = qu/2 Kg./cm2	FACTORES TERZAGHI		(d) Df. m.	(e) &in. Tn/m3.	(f) Df.*&in. Tn./m2 (d*e)	(g) C*No. Tn/m2	(h) C*No. + Df.*&in.*N&= quadm. Tn/m2	(i) quilt.= Kg/cm2.	(j) Fs= quadm.= qu/Fs. Kg/cm2.
			(b) No.	(c) N&.							
Pozo C-1 Muestra M-3	0.970	0.485	5.14	1.00	1.000	1.820	1.820	24.929	28.749	2.875	0.689
Pozo C-2 Muestra M-2	1.070	0.535	5.14	1.00	1.000	1.810	1.810	27.499	29.309	2.931	0.733

OBSERVACION: SE EFECTUADO EL CALCULO PARA LAS MUESTRAS MAS CRITICAS YA QUE ES EL ESTRATO DE ARCILLAS MEDIANAMENTE CONSOLIDADAS, Y SE ENCUENTRAN AUN EN ESTADO SATURADO. X 0.701

"FORMULA DE TERZAGHI"

quadm. = &\*Df\*Nq + &\*B\*N&/2

NOTA: Del cuadro se calcula N& y Nq del Texto de Cimentaciones de CFA en Edificaciones AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (Segunda Edición ACI- 1933) Pag N° 24 y Otras Obras de Cimentaciones De su aplicacion estrictamente para suelos Cohesivos.

DONDE

- quilt. : Presion de Carga Ultima
- quadm. : Presion de Carga Admisible
- F.S. : Factor de Seguridad
- C : Cohesión
- & : Peso Unitario del Suelo
- B : Ancho de la Zapata
- Df. : Profundidad de Cimentación
- q : Presion de Satura - Carga
- No, Nq, N& : Factores de Carga
- So, Sq, S& : Factores de Forma
- io, iq, i& : Factores de inclinación de las cargas

REGION MOQUEGUA  
 REGION PUNO  
 JEFE DIV. INGENIERIA  
 PUNO

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE POR LAS PROPIEDADES RESISTENTES DEL SUELO

PROYECTO : CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA  
 UBICACION : SUB-REGION PUNO PROVINCIA Y DISTRITO DE PUNO  
 TEORIA : TEORIA DE SKEMPTON ( PARA LOS SUELOS COHESIVOS )  
 FECHA : AGOSTO DE 1997

CALCULO HECHO POR

Muestras calceadas	quit. Resistencia	(b) C = qu/2	FACTORES DE FORMA			(o) No.	(d) Df.	(e) &m.	(f) Df.*&m.	(g) C*No.	(h) 2/3 C*No.	(i) Fs= 3		
			Compre. Simpie	Kg./cm2	D								B	r/B
					m.								m.	m.
Pozo C-1 Muestra M-3	0.970	0.485	1.00	1.30	0.67	5.350	1.000	1.820	1.820	25.947	27.768	0.694		
Pozo C-2 Muestra M-2	1.070	0.535	1.00	1.20	0.67	5.350	1.000	1.810	1.810	28.623	30.432	0.761		

x : 0.723

ERR  
 "FORMULA DE SKEMPTON"

$$qadm. = \frac{2}{3} C^* N_q + \frac{1}{2} B^* N_c$$

NOTA : Del cuadro se calcula Nc y Nq del Texto de Cimentaciones de C.A. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (Segunda Edición ACI- 1993) Pag N° 24 y Otras Obras de Cimentack De su aplicacion estrictamente para suelos Cohesivos.

DONDE

- quit. : Presion de Carga Ultima
- qadm. : Presion de Carga Admisible
- F. S. : Factor de Seguridad
- C : Cohesion
- & : Peso Unitario del Suelo
- B : Ancho de la Zapata
- Df. : Profundidad de Cimentación
- q. : Presion de Sobrecarga
- No, Nq, Nc : Factores de
- So, Sq, S& : Factores de Forma
- io, iq, i& : Factores de Inclinación de las cargas

*[Handwritten Signature]*  
**E. Castillo Ayala**  
 Ing. Civil  
 Director Regional de Ingeniería y Const.  
 PUNO

**REGION MOQUEGUA**  
 Direc. Reg. Transp. Comunic. V. y Const.  
**JEF. DE INGENIERIA**  
**PARQUES VERA**  
 Jefe Div. Ingeniería  
 Direc. Reg. Transp. Comunic. V. y Const.  
 PUNO



**CALCULO DEL PROBABLE ASENTAMIENTO DEL ESTRATO DE SUELOS EN ESTUDIO**

PROYECTO : CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA  
 UBICACION : SUB-REGION PUNO PROVINCIA Y DISTRITO DE PUNO  
 TEORIA : TEORIA DE TERZAGHI (PARA LOS SUELOS COHESIVOS)  
 FECHA : AGOSTO DE 1997

**CALCULO**

HECHO POR : J. A. PAREDES V.

Muestras palcatas Designación	(1) Q carga vert. de trabajo Tn/m <sup>2</sup> .	(2) # Relación Poisson (-)	(3) Es. Modulo de elasticidad Tn/m <sup>2</sup> .	(4) If. Factor de forma (Cm/cm.)	(5) Df. m.	(6) B Ancho de Cimentación Tn/m <sup>3</sup> .	(7) Si. Asentamiento probable Cm.	(8) qadm. Kg/cm <sup>2</sup> .	(9) Si. Asentamiento probable Pulg.
Pozo C-1									
Muestra M-1	1.157	0.300	1200.000	130.000	1.800	1.600	0.182	0.669	0.072
Muestra M-2	2.314	0.350	3000.000	130.000	1.800	1.600	0.141	0.669	0.055
Muestra M-3	3.315	0.310	2000.000	130.000	1.800	1.600	0.312	0.669	0.123
							TOTAL :		0.250
Pozo C-2									
Muestra M-1	0.712	0.350	1200.000	130.000	1.800	1.600	0.108	0.733	0.043
Muestra M-2	1.335	0.200	3000.000	130.000	1.800	1.600	0.089	0.733	0.035
Muestra M-3	3.246	0.250	2000.000	130.000	1.800	1.600	0.316	0.733	0.125
							TOTAL :		0.202

**Castillo Arce**  
 JEFE DE LABORATORIO

**ANTONIO PAREDES VERA**  
 JEFE DIV. INGENIERIA  
 Dir. Reg. Transp. Comunic. Viv. y Const.  
 PUNO





DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES  
 COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION  
 SUB-REGION PUNO  
 Jr. Lima N° 944 Telf. N° 351721 - 352031 FAX N° 351721  
 RUC N° 17657623

DENSIDAD DE CAMPO IN SITU

PROYECTO : CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA  
 UBICACION : SUB-REGION PUNO PROVINCIA Y DISTRITO DE PUNO  
 PROCEDENCIA DEL MATERIAL : SUELOS DE FUNDACION COTA DE TERRENO  
 FECHA : AGOSTO DE 1997 COORDEN. E:..... N:.....  
 HECHO POR : J. A. PAREDES V. REVISADO J. A. PAREDES V.  
 : R. CASTILLO A.

N°	Kilometraje o Estaca LADO	CALICATA 01			CALICATA 02	
		M-1	M-2	M-3	M-1	M-2
1	Peso del Material mas tarro	2006.00	3411.00	3936.00	2502.00	2006.00
2	Peso del tarro (Bolsa polietileno)					
3	Peso del material neto	2006.00	3411.00	3936.00	2502.00	2006.00
4	Peso de la arena mas frasco	9072.00	9095.00	9072.00	9072.00	9072.00
5	Peso de la arena que queda	6337.00	6212.00	4781.00	5934.00	6337.00
6	Peso de la arena en el embudo	1432.00	1432.00	1432.00	1432.00	1432.00
7	Peso de la arena en el hueco	1303.00	2451.00	2859.00	1706.00	1303.00
8	Densidad de la arena	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
9	Volumen del hueco	944.00	1776.00	2072.00	1236.00	944.00
10	Peso de la grava secada al aire	470.00	341.00	450.00	467.00	470.00
11	Volumen de la grava desplazada	173.00	123.00	162.00	172.00	173.00
12	Peso neto del suelo	1536.00	3070.00	3486.00	2035.00	1536.00
13	Volumen del suelo	771.00	1653.00	1910.00	1064.00	771.00
14	Densidad humeda	1.99	1.86	1.83	1.91	1.99
15	% de humedad contenida	15.20	11.80	11.45	13.28	15.20
16	Densidad seca	1.76	1.75	1.82	1.79	1.81
17	Maxima densidad determinada en curva					
18	% de compactación					
19	% de compactación especificada					
20	Espesor controlado					
21	Espesor compactado					
22	Capa N°					



**R. Castillo Arce**  
 JEFE DEL AREA DE LABORATORIO  
 DE SUELOS DE TIENIA Y ASFALTO  
 Direc. Reg. Transp. Comunic. Viv. y Const.  
 REGION NOROCCIDENTAL PUNO PUNO



**ANTONIO PAREDES VERA**  
 JEFE DIV. INGENIERIA  
 Direc. Reg. Transp. Comunic. Viv. y Const.  
 PUNO

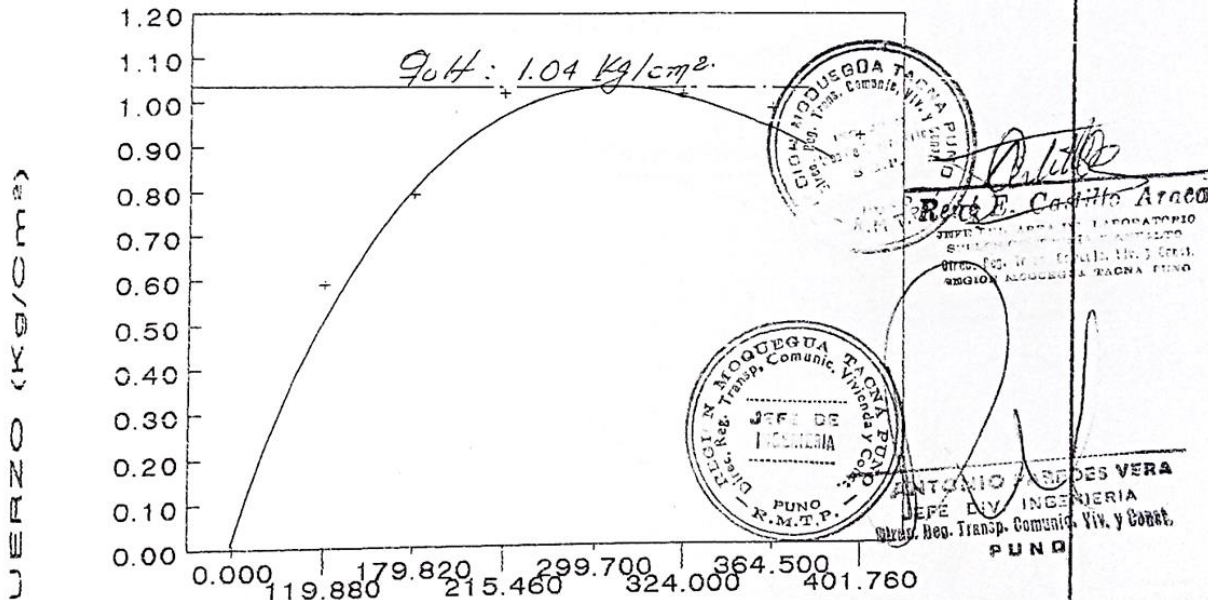
DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES  
 COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION  
 SUB-REGION PUNO  
 Jr. Lima N° 944 Telf. N° 351721 --352031 FAX N°351721  
 RUC N° 17657623

**COMPRESION NO CONFINADA**

SOLICITADO POR : BENEFICIENCIA PUBLICA-PUNO  
 PROYECTO : CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA  
 UBICACION : DISTRITO DE PUNO-PROV. DE PUNO  
 PROCEDENCIA DEL MATERIAL : SUELO DE FUNDACION C-2 M-2 COTA DE TERRENO :  
 FECHA : AGOSTO DE 1997 COORDEN. : E. N.  
 HECHO POR : J. A. PAREDES V. REVISADO : J. A. PAREDES V.  
 : R. CASTILLO A.

TIEMPO DURAC.	DIAL DEFOR mm.	DEFORMA UNITARIA	DIAL DE CARGA	CARGA En KG.	AREA CORREGIDA Ao. = Inlolal	EDFUERZO AXIAL Kq/cm <sup>2</sup>	DEFORMA UNITARIA 10 Exp -4
0'00"	0.00	0.00000	0.00	0.00	36.32	0.000	0.000
0'30"	1.00	0.01199	0.10	21.57	36.59	0.589	119.820
1'00"	1.50	0.01798	0.50	29.12	36.80	0.791	179.820
1'30"	2.00	0.02155	1.40	37.74	37.00	1.020	215.460
2'00"	2.50	0.02997	1.50	38.82	37.06	1.048	299.700
2'30"	3.00	0.03240	1.39	37.74	37.10	1.017	324.000
3'00"	3.50	0.03645	1.35	36.66	37.14	0.987	364.500
3'30"	4.00	0.04018	1.33	34.51	37.38	0.923	401.760

**DEFORMACION UNITARIA**  
 (Cm<sup>2</sup>.) por Exp (10) - 4



OBSERV. LA MUESTRA ES ALTERADA Y PREPARADA ESPECIFICAMENTE PARA EL ENSAYO DE LA COMPRESION NO CONFINADA, PARA LUEGO EFECTUAR EL CALCULO DE LA COHESION



DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES  
 COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION  
 SUB-REGION PUNO  
 Jr. Lima N° 944 Telf. N° 351721 - 352031 FAX N° 351721  
 RUC N° 17657623

**COMPRESION NO CONFINADA**

SOLICITADO POR : BENEFICIENCIA PUBLICA-PUNO

PROYECTO : CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA  
 UBICACION : DISTRITO DE PUNO-PROV. DE PUNO

PROCEDENCIA DEL MATERIAL : SUELO DE FUNDACION C-1 M-3

FECHA : AGOSTO DE 1997

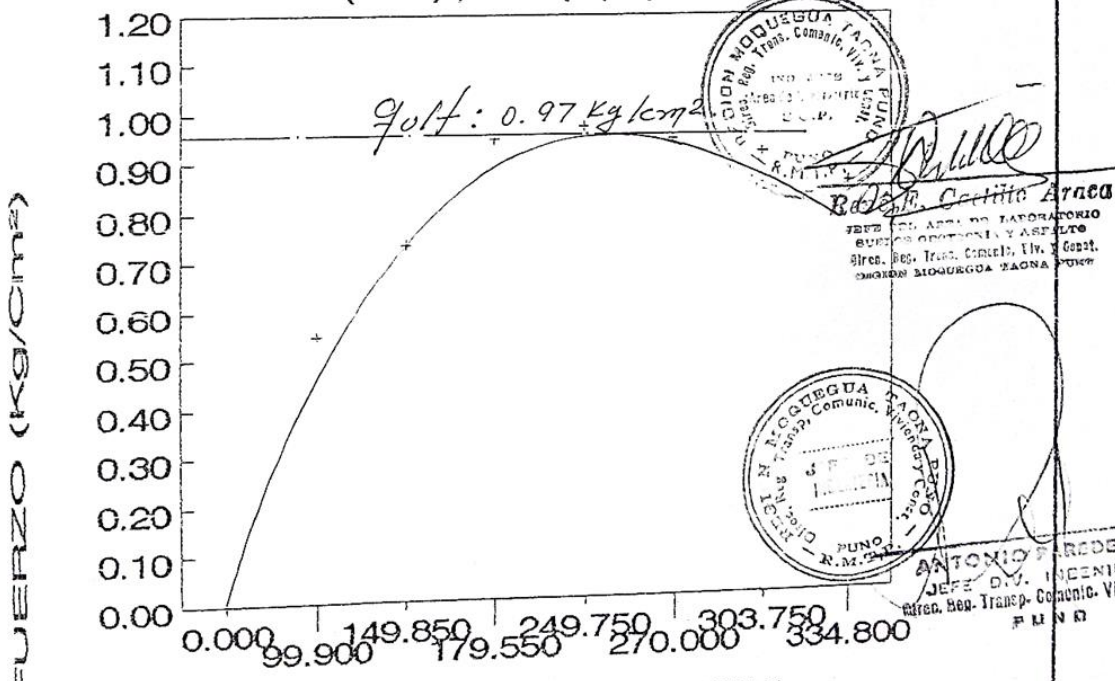
HECHO POR : J. A. PAREDES V

: R. CASTILLO A.

COTA DE TERRENO :  
 COORDEN. : E..... N.....  
 REVISADO : J. A. PAREDES V.

TIEMPO DURAC.	DIAL DEFOR. mm.	DEFORMA UNITARIA	DIAL DE CARGA	CARGA En KG.	AREA CORREGIDA Ao. = Inicial	EDFUERZO AXIAL Kg/cm <sup>2</sup>	DEFORMA UNITARIA 10 Exp -4
0'00"	0.00	0.00000	0.00	0.00	36.32	0.000	0.000
0'30"	1.00	0.00999	0.10	19.55	36.59	0.545	99.900
1'00"	1.50	0.01499	0.50	26.93	36.80	0.732	149.850
1'30"	2.00	0.01799	1.40	34.91	37.00	0.944	179.550
2'00"	2.50	0.02498	1.50	35.91	37.06	0.969	249.750
2'30"	3.00	0.02700	1.39	34.91	37.10	0.941	270.000
3'00"	3.50	0.03038	1.35	33.92	37.14	0.913	303.750
3'30"	4.00	0.03348	1.33	31.92	37.35	0.854	334.800

**DEFORMACION UNITARIA (Cm<sup>2</sup>.) por Exp (10) -4**



OBSERV. LA MUESTRA ES ALTERADA Y PREPARADA ESPECIFICAMENTE PARA EL ENSAYO DE LA COMPRESION NO CONFINADA, PARA LUEGO EFECTUAR EL CALCULO DE LA COHESION

## PERFILES ESTRATIGRAFICOS

PROYECTO : CONSTRUCCION DE LOCAL DEL HOGAR DE  
MENORES DE SAN JUNA DE DIOS.  
UBICACION : PROVINCIA DE PUNO, DISTRITO DE PUNO  
FECHA : AGOSTO DE 1995

REGISTRO DE PROSPECCION POR HORIZONTES

PROYECTO : CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA  
 UBICACION : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° 518  
 PROCEDENCIA :  
 DEL MATERIAL : SUELO DE FUNDACION  
 FECHA : AGOSTO DE 1997  
 PERFORACION : N° 01

HECHO POR : R. CASTILLO A.  
 REVISADO : J.A. PAREDES V.  
 INFORME N° : 018

Nivel m	DIMENSION HORIZONTE	MUESTRA	PROFUND.	DESCRIPCION VISUAL	CLASIFI. SUCSC. ASSTHO	PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS
0.00	-00.02 m.	M-1	0.82 m.	00.00 al 00.82 m. OH. Presencias de materiales de arcillas Arenas-limosas de color gris oscuro con presencias de y ligeros limos, son suelos residuales, l/a transportadas producto de la meteorización, con presencias en cantidad de rocas angulosas de 1" a 2" y ademas bolsoneria de 2" a 5", con presencias de arena fina	A-7-6(16) OH	L.L. : 52.40 L.P. : 29.40 I.P. : 23.00 % PASA LA N° 200 : 97 %
0.10						
0.20						
0.30						
0.40						
0.50						
0.60						
0.70						
0.80	-02.02	M-2	01.20 m.	0.82 - 2.02 (CL) Arcillas Limosas de color gris oscuro ligeramente limosa, son suelos residuales o producto de la meteorización, con presencias en minima cantidad de rocas angulosas de 1" a 2", limos finos.	A-4(5) CL	L.L. : 24.00 L.P. : 16.60 I.P. : 7.40 % PASA LA N° 200 : 50 %
0.90						
1.00						
1.10						
1.20						
1.30						
1.40						
1.50						
1.60	-02.02	M-3	01.00 m.	00.82 al 02.02 m. CL. Presencias de Arcillas limosas	A-4(5) CL	L.L. : 23.40 L.P. : 17.32 I.P. : 6.08 % PASA LA N° 200 : 45 %
2.10						
2.20						
2.30						
2.40						
2.50						
2.60						
2.70						
2.80	-03.02					
2.90						
3.00						
3.10						
3.20						
3.30						
3.40						
3.50						
3.70						



JOSÉ PAREDES VERA  
 JEFE DIV. INGENIERIA  
 Dpto. Reg. Transp. Comunic. Viv. y Const.  
 PUNO



REGISTRO DE PROSPECCION POR HORIZONTES

PROYECTO : CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA  
 UBICACION : PROV. PUNO, DISTRITO DE PUNO, JR. AREQUIPA N° 511  
 PROCEDENCIA DEL MATERIAL : SUELO DE FUNDACION  
 FECHA : AGOSTO DE 1987  
 PERFORACION : N° 02  
 V/O CAUGATA :


HECHO POR : R. CASTILLO A.  
 REVISADO : J.A. PAREDES V.  
 INFORME N° : SIN

Nivel m.	DIMENSIONES HORIZONTE	MUESTRA	PROFUM.	DESCRIPCION VISUAL	CLASIFI. SUCSC. ASSTHO	PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS																																							
0.00		M-1	1.00 m.	0.00 - 1.00 (CL) Arcillas limosas de color gris oscuro ligeramente limosas, con suelos residuales o producto de la meteorización, con presencia en mínima cantidad de rocas angulosas de 1" x 2", e limos finos.	A-4(B) CL	L.L. : 29.40 L.P. : 20.10 I.P. : 9.00 % PASA LA N° 200 : 51 %																																							
0.10						M-2	2.10 m.	A-4(B) SC	L.L. : 30.60 L.P. : 21.20 I.P. : 9.60 % PASA LA N° 200 : 77 %																																				
0.20																																													
0.30																																													
0.40																																													
0.50																																													
0.60																																													
0.70																																													
0.80																																													
0.90																																													
1.00																																													
1.10																																													
1.20																																													
1.30																																													
1.40																																													
1.50																																													
1.60																																													
1.70																																													
1.80																																													
1.90																																													
2.00																																													
2.10																																													
2.20																																													
2.30																																													
2.40																																													
2.50																																													
2.60																																													
2.70																																													
2.80																																													
2.90																																													
3.00																																													
3.10																																													
3.20																																													
3.30																																													
3.40																																													
3.50																																													

REGION MOQUEGUA TACNA PUNO  
 Direc. Reg. Transp. Comunic. Viv. y Conet.  
 R.M.T.P.  
 R. Castillo A.  
 JEFE DE LABORATORIO  
 BUREL DE GEOMERIA Y ASFALTO  
 Direc. Reg. Transp. Comunic. Viv. y Conet.  
 REGION MOQUEGUA TACNA PUNO

REGION MOQUEGUA TACNA PUNO  
 Direc. Reg. Transp. Comunic. Viv. y Conet.  
 JEFE DE INGENIERIA  
 PUNO  
 R.M.T.P.

ANTONIO PAREDES VERA  
 JEFE DIV. INGENIERIA  
 Direc. Reg. Transp. Comunic. Viv. y Conet.



**ANEXO 5**

**CONSTRUCCIÓN Y ANÁLISIS DEL  
MODELO NUMÉRICO**

---

## CONSTRUCCIÓN Y ANÁLISIS DEL MODELO NUMÉRICO

### 1. Construcción de la geometría del modelo

Para la obtención de la geometría se efectuó en AUTOCAD un alzado en 3D a base de líneas, planos y puntos siguiendo el eje central de cada elemento estructural. Posteriormente se guardó el archivo con extensión “dxf”.

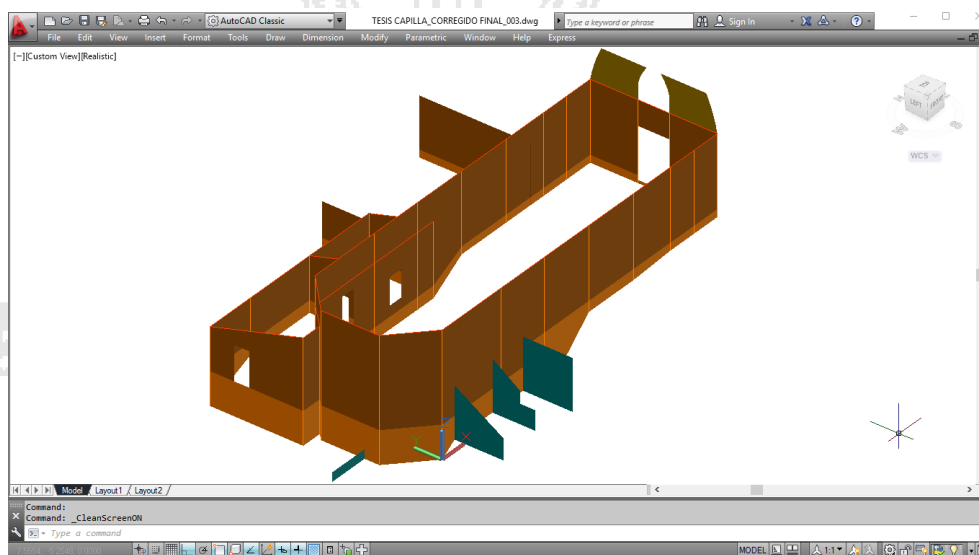


Figura 1. Geometría de la estructura en AUTOCAD 3D.

Posteriormente se importa el modelo en SAP2000 el archivo “dxf” para generar secciones y definir las características del material.

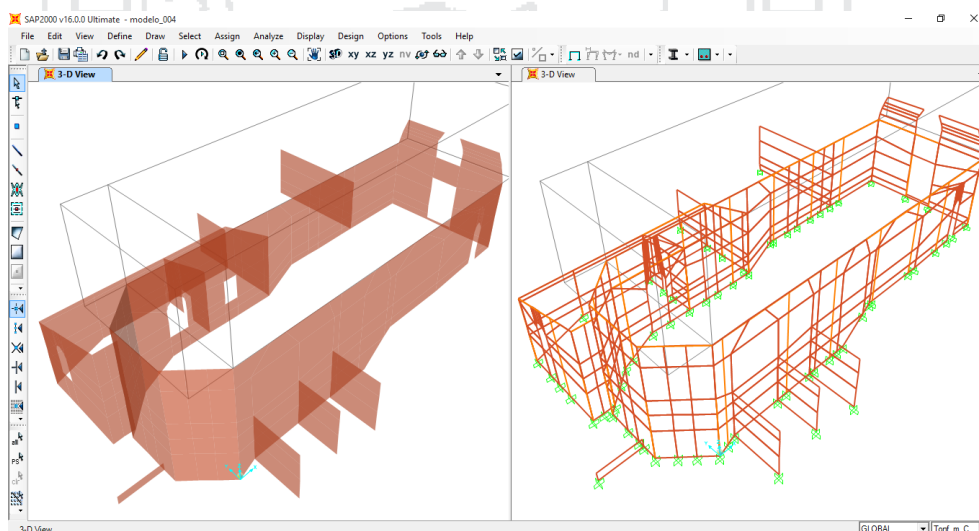
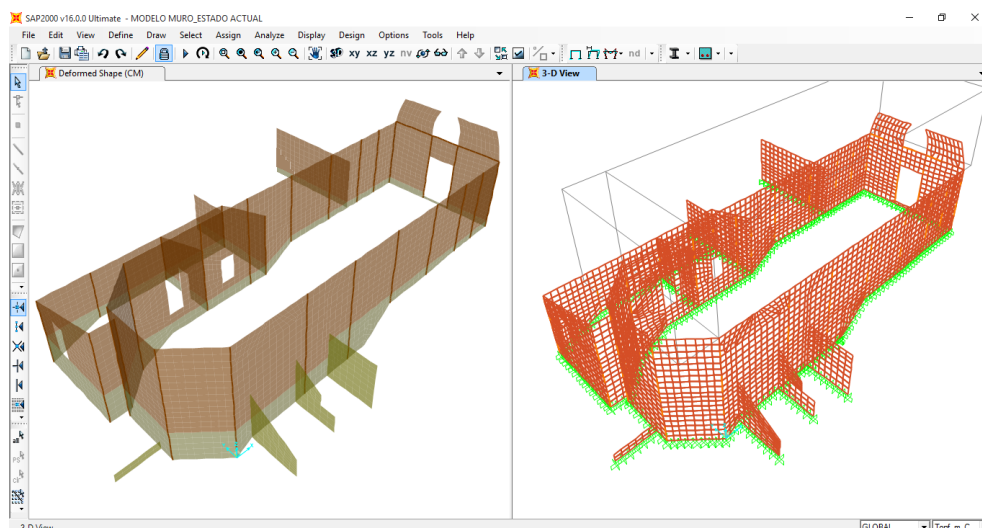


Figura 2. Geometría de la estructura importada en SAP2000.



*Figura 3. Discretizacion de la estructura.*



*Figura 4. Ejes locales de los elementos tipo Shell y Frame.*

## **2. Definición de los materiales**

Después de guardar el archivo con un nombre vamos a la definición de materiales a usar.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de los materiales usados en el modelo analítico.

Material	Resistencia a la compresión $f'c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Peso Específico [Tn/m <sup>3</sup> ]	Módulo de Elasticidad E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coefficiente de Poisson
Albañilería de Adobe	6.12	1.50	1200.00	0.25
Albañilería de Piedra	12.90	2.00	8150.00	0.20
Elementos de Madera	15.00	0.47	90000.00	0.30

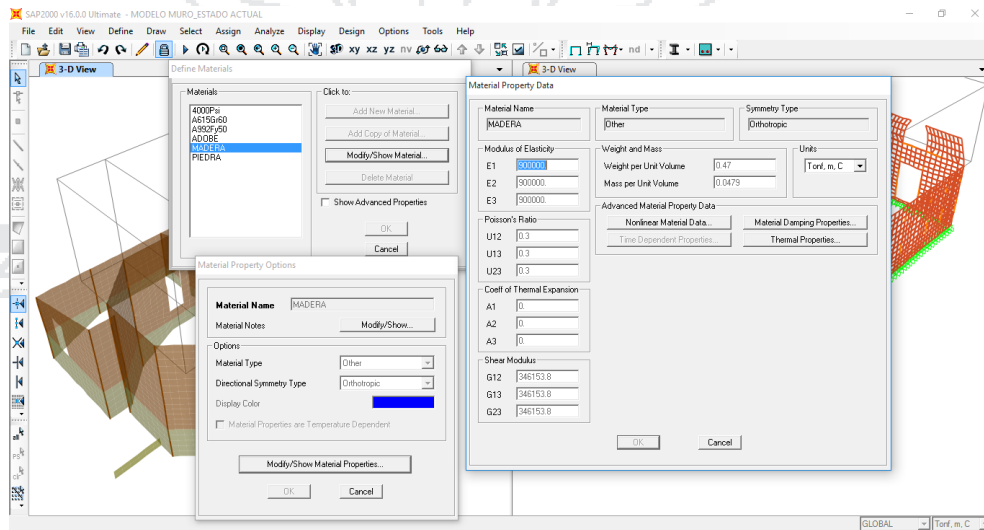


Figura 5. Cuadro de dialogo para definir los materiales.

### 3. Definición de las secciones

Vamos a definir las secciones que usaremos en este modelo; para los elementos tipo Shell y elementos tipo Frame.

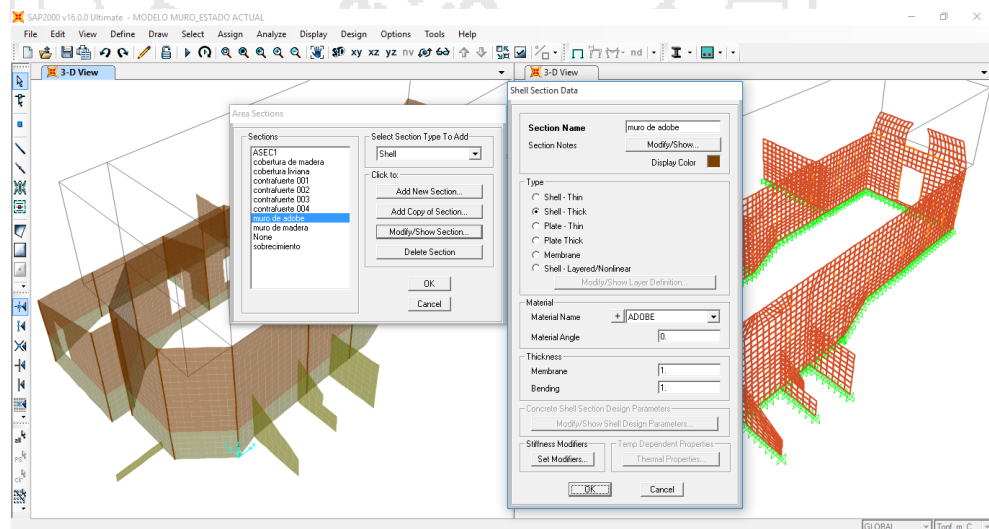


Figura 6. Definición de las secciones de elementos tipo Shell.



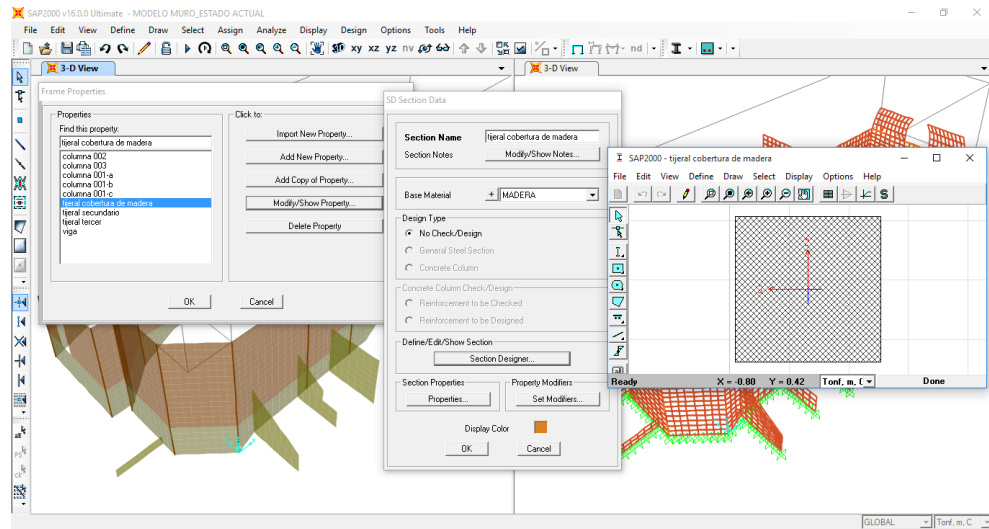


Figura 7. Definición de las secciones de elementos tipo Frame.

#### 4. Definición de cargas

La metodología de cálculo del programa establece que antes de introducir el valor de las acciones es necesario definir los casos de carga de la estructura.

Para el modelo que es objeto de estudio en esta estructura se tienen los siguientes casos de carga: Peso propio de la estructura, carga muerta, carga viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

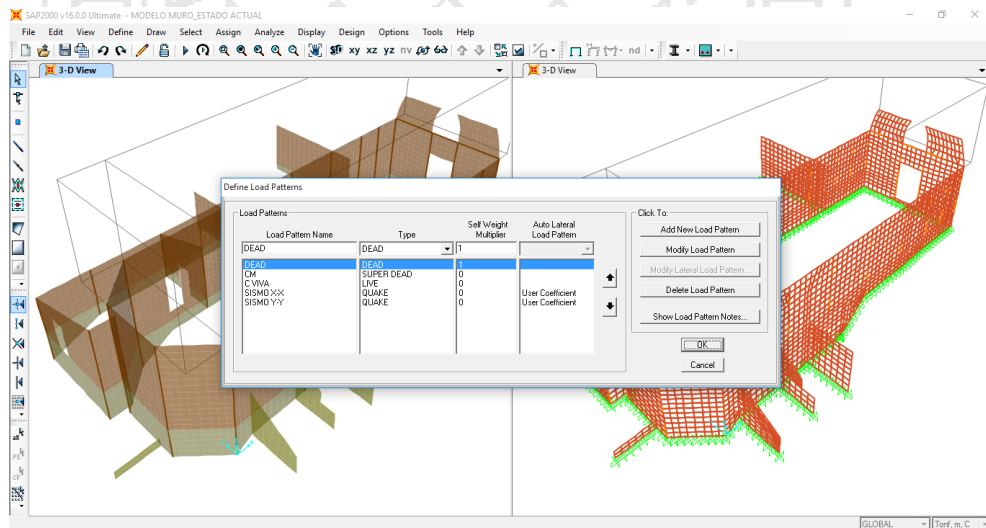


Figura 8. Definición de patrones de carga.

### 5. Definición del espectro para el análisis dinámico

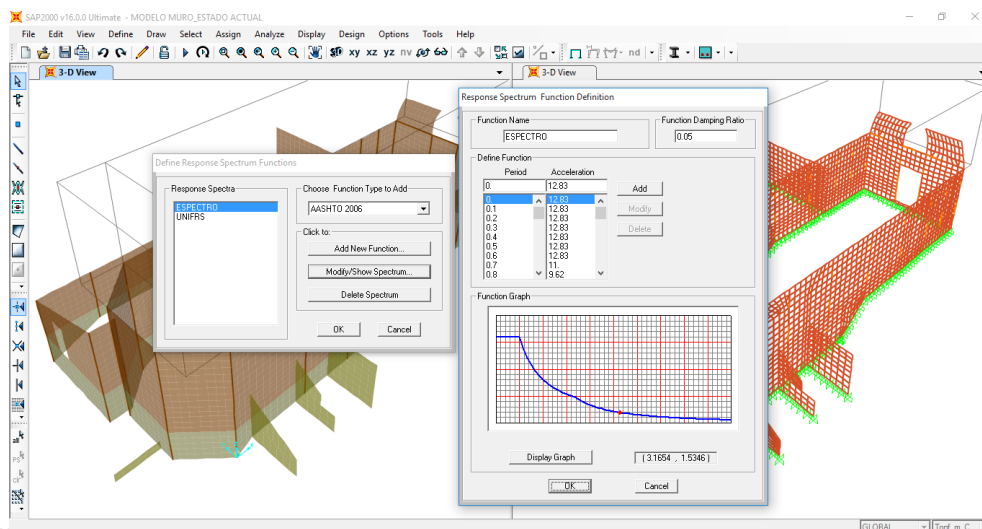


Figura 9. Definición del espectro.

### 6. Definición de casos de carga dinámica

Definimos casos de carga para sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

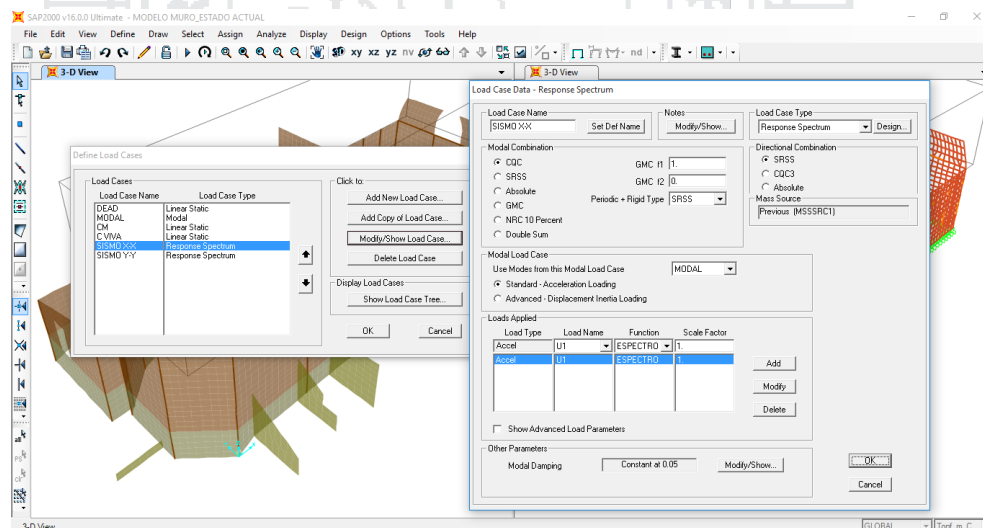


Figura 10. Definición de casos de carga en la dirección X.

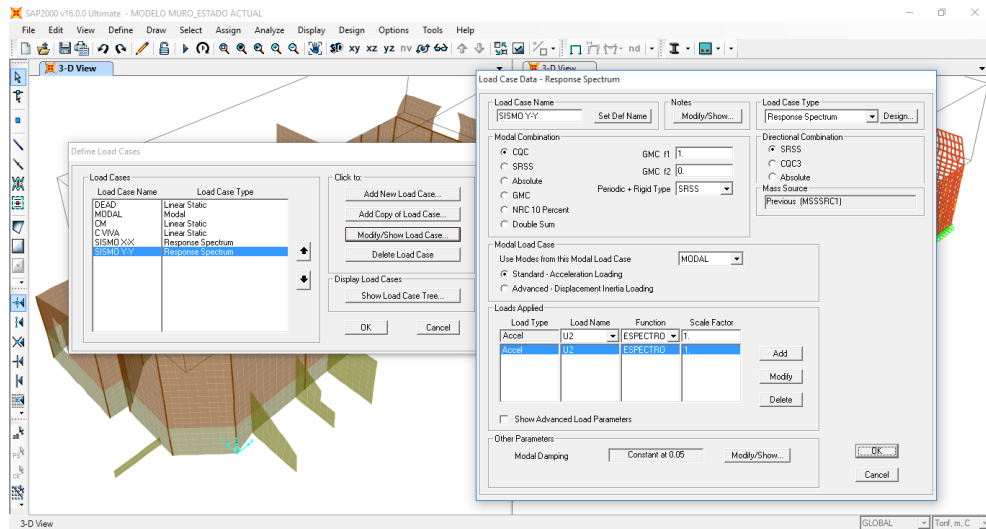


Figura 11. Definición de casos de carga en la dirección Y.

## 7. Definición del análisis modal

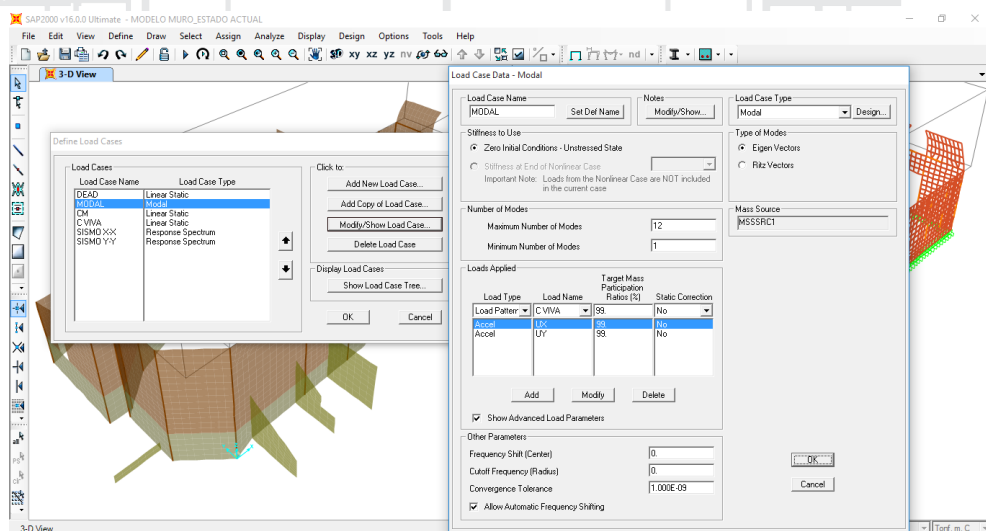


Figura 12. Definición del análisis modal.

## 8. Definición hipótesis de carga

Tabla 2. Combinación de carga para estados límites de servicio.

Combinación	Descripción
Comb 1 <b>D</b>	Combinación de carga muerta (peso propio + supercarga de cobertura liviana)
Comb 2 <b>D + L</b>	Combinación de carga muerta y carga viva
Comb 3 <b>D + 0.70S<sub>x</sub></b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + sismo en la dirección +X)

Comb 4	<b>D - 0.70Sx</b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + sismo en la dirección -X)
Comb 5	<b>D + 0.70Sy</b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + sismo en la dirección +Y)
Comb 6	<b>D - 0.70Sy</b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + sismo en la dirección -Y)
Comb 7	<b>0.75D + 0.75L + 0.525Sx</b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + carga viva + sismo en la dirección +X)
Comb 8	<b>0.75D + 0.75L - 0.525Sx</b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + carga viva + sismo en la dirección -X)
Comb 9	<b>0.75D + 0.75L + 0.525Sy</b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + carga viva + sismo en la dirección +Y)
Comb 10	<b>0.75D + 0.75L - 0.525Sy</b>	Combinación para acción accidental sísmica (peso propio + carga viva + sismo en la dirección -Y)

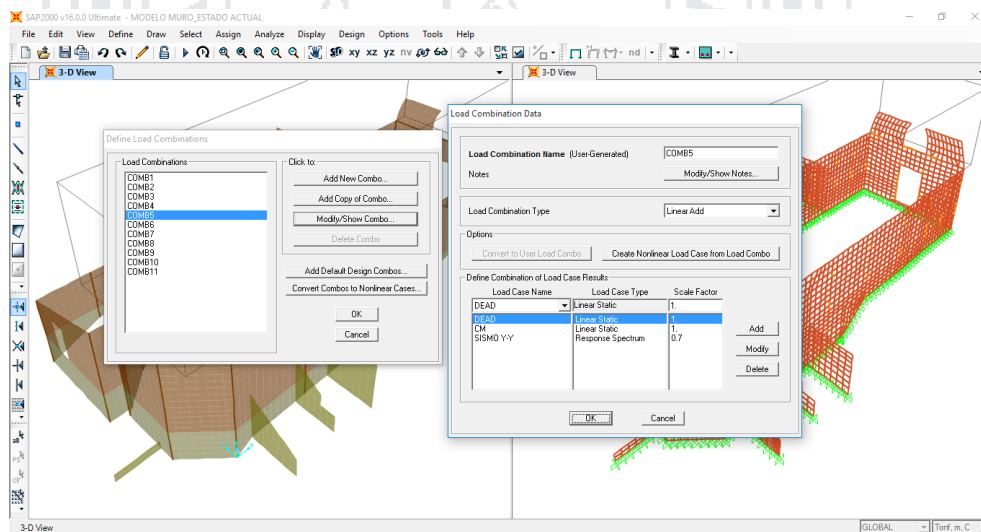


Figura 13. Definición de las hipótesis de carga.

### 9. Análisis de la estructura

Para determinar las acciones internas en los miembros de las estructuras se tiene que analizar las mismas para todos los casos de cargas aplicadas; la estructura debe comportarse de acuerdo a las leyes de la Mecánica.

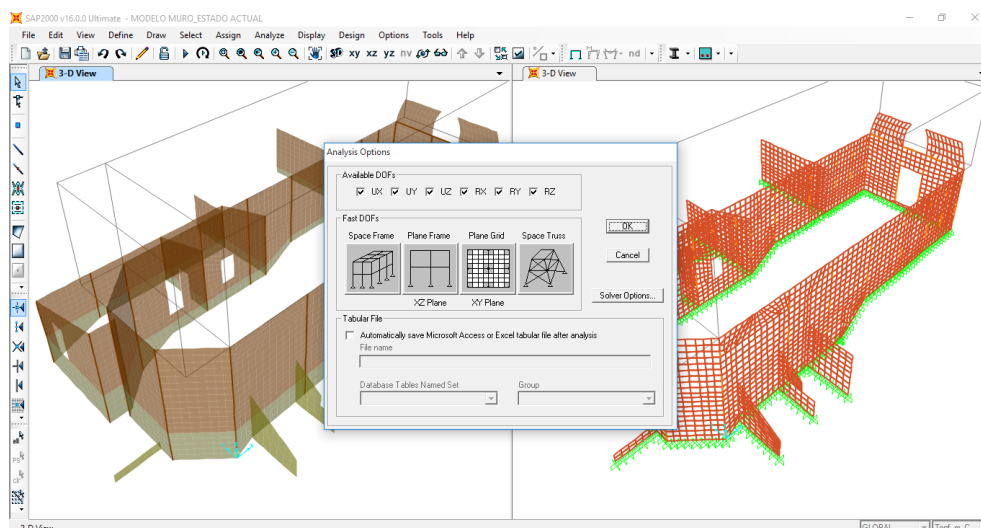


Figura 14. Definición de la secuencia de análisis.

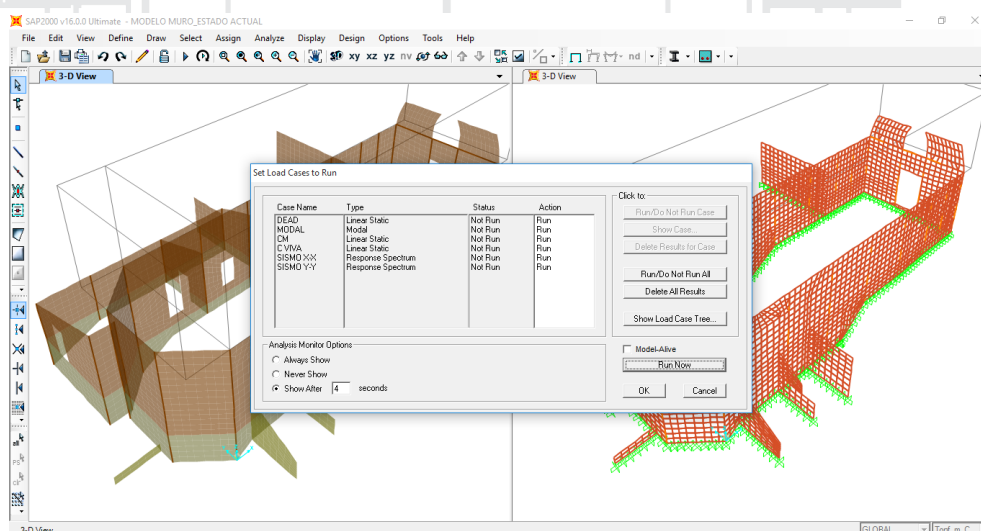
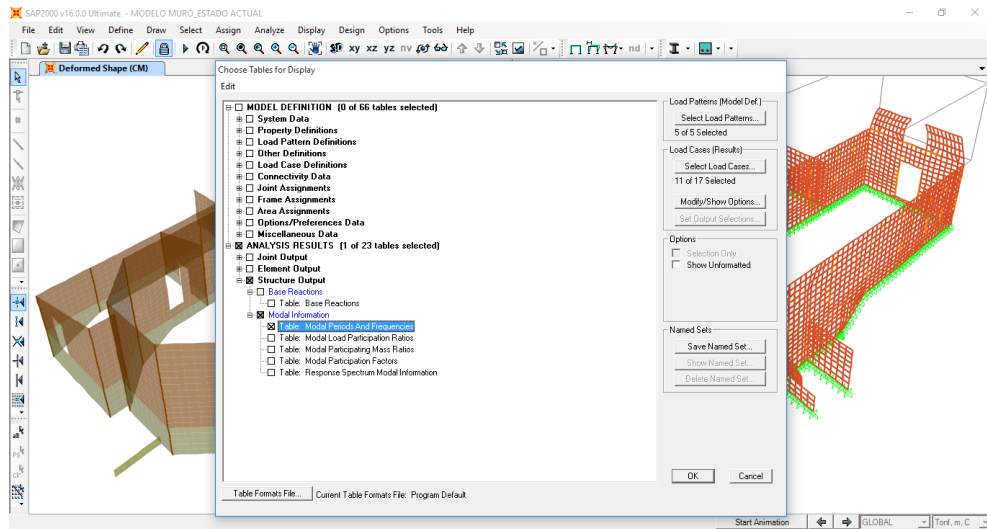


Figura 15. Definición de casos de carga a evaluar.





File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Periods And Frequencies

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	0.505354	1.9788	12.433	154.59
	MODAL	Mode	2	0.391233	2.556	16.06	257.92
	MODAL	Mode	3	0.323273	3.0934	19.436	377.77
	MODAL	Mode	4	0.313254	3.1923	20.058	402.32
	MODAL	Mode	5	0.296556	3.372	21.187	448.9
	MODAL	Mode	6	0.288082	3.4712	21.81	475.69
	MODAL	Mode	7	0.245444	4.0743	25.599	655.32
	MODAL	Mode	8	0.235197	4.2517	26.715	713.67
	MODAL	Mode	9	0.228797	4.3707	27.462	754.15
	MODAL	Mode	10	0.227192	4.4016	27.656	764.84
	MODAL	Mode	11	0.216515	4.6186	29.02	842.14
	MODAL	Mode	12	0.205775	4.8597	30.534	932.34

Record: 1 of 12 Add Tables... Done

Figura 16. Periodos de la estructura.

### 10. Resultados para cada hipótesis de carga

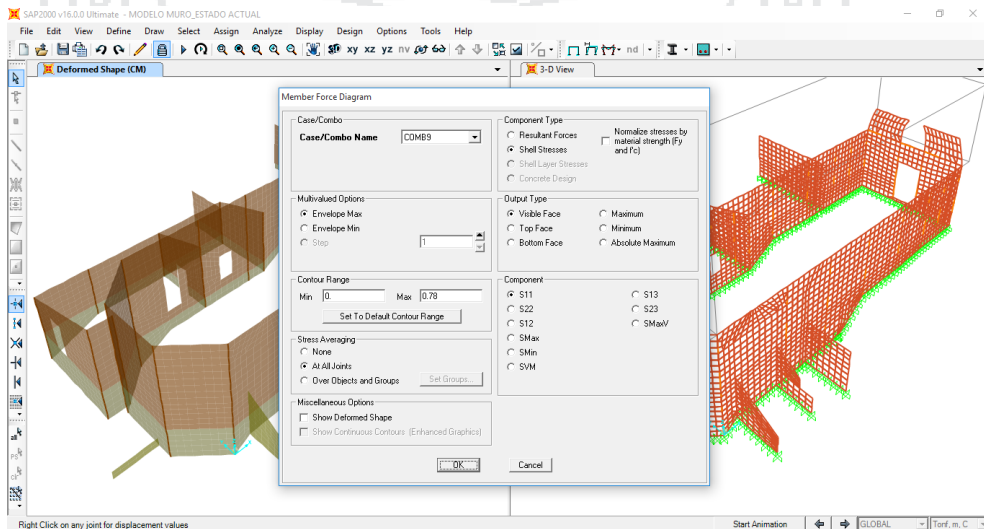


Figura 17. Obtención de resultados de esfuerzos en la estructura.

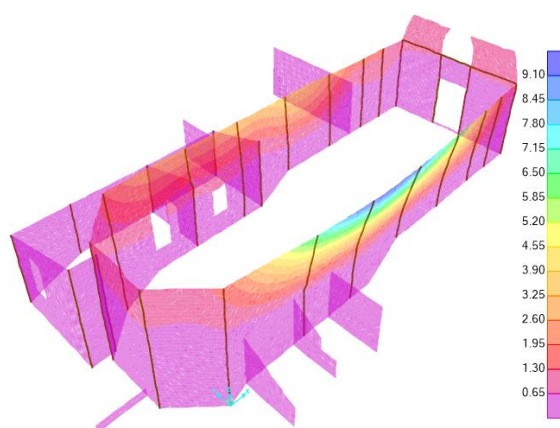


Figura 17. Deformación máxima en la combinación 9 ( $0.75D + 0.75L \pm 0.525Sy$ ).

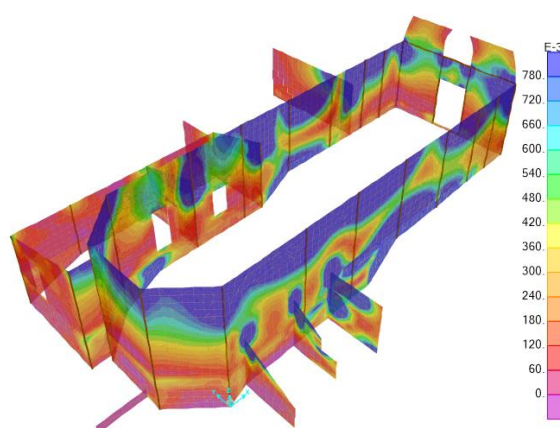


Figura 18. Diagrama de momento flexionante (dirección 1 vertical) [kg-cm/cm].