

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS



**“EVALUACIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS DE INTERVENCIÓN
EN MONUMENTOS HISTÓRICOS TIPO IGLESIA: CASO
ESPECÍFICO PARA LA CATEDRAL DE TACNA”**

TESIS

Presentada por:

Ing. César José Avendaño Jihuallanga

Para Obtener el Grado Académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

TACNA - PERÚ

2017

DEDICATORIA

Quiero dedicar la presente Tesis a mis padres Antonieta y César por brindarme todo su apoyo y consejos para mi desarrollo profesional y personal, inculcándome valores que me han servido en toda mi vida. Y también a mis hermanos por su ejemplo brindado y estar a mi lado siempre.

AGRADECIMIENTO

Quiero brindar un agradecimiento a mi asesor Mag. José Martín Velásquez Vargas, quien con sus conocimientos y consejos logro encaminar el presente proyecto de investigación. Así también agradecer al Ing. Jonathan Vargas Chipana por el gran apoyo brindado.

CONTENIDO

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
CONTENIDO	iii
INDICE DE FIGURAS	vii
INDICE DE TABLAS	x
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I EL PROBLEMA	4
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	5
1.2.1 Interrogante principal.....	5
1.2.2 Interrogantes Especificas	5
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	5
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	6
1.4.1. Objetivo general	6
1.4.2. Objetivos específicos:.....	6
1.5. CONCEPTOS BÁSICOS	7

1.5.1. Monumento Histórico.....	7
1.5.2. Restauración y Conservación	8
1.5.3. Documentos y Normas de Restauración y Conservación.....	9
1.5.4. Cambios en los Edificios Históricos.....	18
1.5.5. Intervención Estructural	20
1.6. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	23
CAPÍTULO II FUNDAMENTO TEÓRICO CIENTÍFICO	25
2.1. VARIABLE DEPENDIENTE	25
2.1.1. Principales técnicas de reforzamiento de Monumentos Históricos	25
2.2. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	26
2.2.1. La Catedral de Tacna.....	26
2.2.2. Descripción de la Estructura de la Catedral.....	29
2.3. VALORES INTRÍNSECOS DE UNA ESTRUCTURA HISTÓRICA	32
2.4. PRINCIPIOS DE CONSERVACIÓN Y CRITERIOS PARA LA INTERVENCIÓN DE ESTRUCTURAS HISTÓRICAS	34
2.5. ESTRATEGIA INTEGRAL DE ANÁLISIS	38
2.6. ESTRATEGIA INTEGRAL DEL MODELADO	41
CAPÍTULO III MARCO METODOLÓGICO.....	55
3.1 HIPÓTESIS	55
3.1.1 Hipótesis general	55
3.1.2 Hipótesis específicas.....	55
3.2 VARIABLES E INDICADORES.....	56

3.2.1 Identificación de la Variable Independiente	56
3.2.2 Identificación de la Variable Dependiente	57
3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN	57
3.3.1 Diseño de la investigación.....	57
3.3.2 Ámbito y tiempo social de la investigación	58
3.2.3 Unidades de estudio	58
3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA	58
3.5 RECOLECCIÓN DE LOS DATOS.....	58
3.5.1 Técnicas de recolección de datos	59
3.6. TIPOLOGÍA DE CASOS SIMILARES	59
3.6.1. Catedral del cusco	59
3.6.2. Catedral de Arequipa	65
3.6.3. Basílica Catedral de Manizales.....	75
3.7. MATERIAL PROPUESTO PARA EL REFORZAMIENTO	79
3.7.1 Geosteel 2000.....	79
CAPÍTULO IV RESULTADOS	87
4.1 ANALISIS ESTRUCTURAL	87
4.1.1 Edificación evaluada.....	87
4.1.2. Definición de materiales	90
4.1.2 Análisis por Cargas de Gravedad:	95
4.1.3 Análisis para Cargas Laterales: Análisis Sísmico	95
4.1.3. Análisis Modal:	96
4.1.5 Análisis Estático:	97

4.1.6 Análisis Dinámico:	98
4.1.7 Resultados de Desplazamientos Análisis Dinámico.....	99
4.2. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS DE CUPULA.	101
4.2.1. Interpretacion de resultados en el sap2000 de elementos area (shell)	101
4.2.2. Esfuerzos en la cupula en sap2000	105
4.3. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO	106
4.3.1. Definicion de propiedades shell de la cupula:	108
4.3.1.1. Shell e=10 cm acero 3/8’’@30cm sin reforzamiento	108
4.3.1.2. Shell e=10cm acero 3/8’’@30cm con reforzamiento Geosteel G2000: ..	111
4.3.2. Esfuerzos en cupula sin reforzamiento	113
4.3.2.1 Zonas mas esforzadas en el concreto.....	113
4.3.2.2. Zonas mas esforzadas en el acero.....	120
4.3.3. Esfuerzos en cupula con reforzamiento Geosteel G2000.....	122
4.3.3.1. Zonas mas esforzadas en el concreto:.....	122
4.3.3.2. Zonas mas esforzadas en el acero:.....	128
4.3.3.3. Zonas mas esforzadas en el geosteel g2000:.....	131
4.4. TABULACIÓN DE RESULTADOS	134
CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	136
5.1 CONCLUSIONES	136
5.2 RECOMENDACIONES	138
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	139
ANEXOS	141

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.01 Vista de la Catedral inconclusa año 1920.....	27
Figura 2.02 Vista de la Catedral concluida.....	18
Figura 2.03 Vista fotográfica de la Catedral.....	30
Figura 2.04 Vista interior de la cúpula de la Catedral.....	30
Figura 2.05 Plano Elevación Frontal de la Catedral de Tacna.....	31
Figura 2.06 Plano Elevación Lateral de la Catedral de Tacna.....	31
Figura 2.06 Plano Planta de la Catedral de Tacna.....	31
Figura 3.01 Vista del modelo en SAP 2000 C. Cusco.....	61
Figura 3.02 Resultados del comportamiento sísmico C. Cusco.....	63
Figura 3.03 Daños en la Catedral Arequipa.....	67
Figura 3.04 Modelado Estructural Torres Catedral Arequipa... ..	69
Figura 3.05 Reforzamiento Estructural Torre Derecha.....	71
Figura 3.06 Ubicación de fibras Torre Derecha.....	72
Figura 3.07 Refuerzo Estructural Torre Izquierda.....	74
Figura 3.08 Vista 3D de catedral C. Manizales y modelado.....	75
Figura 3.09 Modelado Estructural C. Manizales y resultados.....	76
Figura 3.10 Detalle de reforzamiento C. Manizales.....	79
Figura 3.11 Malla Geosteel 2000.....	81
Figura 3.12 Aplicaciones Malla Geosteel.....	82
Figura 3.13 Propiedades de la Malla Geosteel.....	85
Figura 3.14 Perno de anclaje tipo Fixer.....	86

Figura 4.01 Modelado en SAP 2000 de la Catedral de Tacna.....	89
Figura 4.02 Propiedades del Acero.....	90
Figura 4.03 Propiedades del Acero (No lineal)	92
Figura 4.04 Propiedades del Concreto	93
Figura 4.05 Diagrama de Hognestad.....	94
Figura 4.06 Propiedades del Concreto (No lineal).....	95
Figura 4.07 Enmallado por elementos finitos.....	96
Figura 4.08 Periodo fundamental de la estructura.....	96
Figura 4.09 Participación Modal de la estructura.....	96
Figura 4.10 Periodos de Vibración de la estructura.....	98
Figura 4.11 Espectro de Respuesta Sísmica.....	99
Figura 4.12 Desplazamientos en el sentido X-X.....	99
Figura 4.13 Desplazamientos en el sentido Y-Y.....	100
Figura 4.14 Ejes de Elementos Shell.....	101
Figura 4.15 Fuerzas actuantes en Elementos Shell.....	102
Figura 4.16 Momentos actuantes en Elementos Shell.....	103
Figura 4.17 Esfuerzos en la cara 1 dirección 1, S11.....	103
Figura 4.18 Esfuerzos en la cara 1 dirección 2, S12.....	104
Figura 4.19 Esfuerzos en la cara 1 dirección 3, S13.....	104
Figura 4.20 Esfuerzos en S22 y S23.....	104
Figura 4.21 Esfuerzos en los elementos Shell en la cúpula.....	105
Figura 4.22 Esquema de la ubicación de esfuerzos S11.....	105
Figura 4.23 Ejes locales en cada Shell.....	106

Figura 4.24 Propiedades de la malla Geosteel	107
Figura 4.25 Propiedades de la malla Geosteel (No lineal).....	108
Figura 4.26 Vista de la edición de propiedades de la cúpula	109
Figura 4.27 Ingreso de los aceros de refuerzo de la cúpula	109
Figura 4.28 Propiedades de las capas en el Shell	110
Figura 4.29 Creación de la capa Geosteel en software	111
Figura 4.30 Propiedades de las capas en el Shell con reforzamiento	112
Figura 4.31 Esfuerzos S11 en la parte superior del Shell.....	114
Figura 4.32 Referencias para la interpretación de resultados S11.....	114
Figura 4.33 Esfuerzos S11 en la parte inferior del Shell.....	116
Figura 4.34 Esfuerzos S22 en la parte superior del Shell.....	117
Figura 4.35 Referencias para la interpretación de resultados S22.....	117
Figura 4.36 Esfuerzos S22 en la parte inferior del Shell.....	119
Figura 4.37 Esfuerzos S11 en la parte central del Shell.....	120
Figura 4.38 Esfuerzos S22 en la parte central del Shell.....	121
Figura 4.39 Esfuerzos S11 con reforzamiento, en la parte superior del Shell...	123
Figura 4.40 Esfuerzos S11 con reforzamiento, en la parte inferior del Shell...	124
Figura 4.41 Esfuerzos S22 con reforzamiento, en la parte superior del Shell...	126
Figura 4.42 Esfuerzos S22 con reforzamiento, en la parte inferior del Shell....	127
Figura 4.43 Esfuerzos S11 con reforzamiento, en la parte central del Shell.....	129
Figura 4.44 Esfuerzos S22 con reforzamiento, en la parte central del Shell.....	130
Figura 4.45 Esfuerzos S11 en el reforzamiento, en la parte superior del Shell..	132
Figura 4.46 Esfuerzos S22 en el reforzamiento, en la parte superior del Shell..	133

INDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Propiedades para el modelo de Hognestad.....	93
Tabla 4.2. Valores para el modelo de Hognestad.....	94
Tabla 4.3. Tabulación de Resultados en unidades.....	135
Tabla 4.4. Tabulación de Resultados en porcentaje.....	135

RESUMEN

Objetivo: La presente tesis titulada “**Evaluación de las tipologías de intervención en monumentos históricos tipo iglesia: caso específico para la Catedral de Tacna**”, tuvo por finalidad contribuir con el planteamiento de la conservación de nuestro patrimonio histórico representado en este estudio por la Catedral de Tacna, realizando la recopilación de diversos estudios en Monumentos similares tanto Nacional como Internacionalmente, para poder tenerlos como referencia. Asimismo se realizara el análisis estructural de la cúpula de la catedral, y en caso de falla se planteará un reforzamiento con un material moderno y de fácil aplicación.

Metodología: Para llevar a cabo este estudio fue necesario recopilar información de 03 casos similares donde se realizó el análisis estructural de las edificaciones históricas tipo iglesia, encontrando una de ellas similar a nuestro caso de estudio. Asimismo se realizó el análisis estructural de la cúpula de la catedral, mediante el uso del software SAP 2000, utilizando la herramienta de elementos finitos.

Resultados: Del análisis estructural realizado se llegó a determinar que la cúpula de la catedral de Tacna, fallaría en diversos puntos, por lo que se propone el

respectivo reforzamiento con el material Geosteel 2000, cuya inclusión en el modelo realizado nos da como resultado una mejora en su capacidad resistente.

Conclusión: Finalmente se concluye que es necesario realizar un reforzamiento a la cúpula y el material propuesto cumple con la función de mejorar la capacidad resistente de la misma.

Palabras claves: Análisis y Reforzamiento de edificaciones históricas.

El Autor

ABSTRACT

Objective: This thesis titled "Evaluation of the typologies of intervention in historical monuments of the church type: specific case for the Cathedral of Tacna", was intended to contribute to the conservation of our historical heritage represented in this study by the Cathedral of Tacna, making the compilation of diverse studies in similar Monuments both Nationally and Internationally, to be able to have them like reference. Likewise, the structural analysis of the dome of the cathedral will be carried out, and in the event of failure, a reinforcement will be proposed with a modern and easily applied material.

Methodology: In order to carry out this study, it was necessary to gather information from 03 similar cases where the structural analysis of the historical church buildings was carried out, finding one of them similar to our case study.

The structural analysis of the cathedral dome was also performed using the SAP 2000 software, using the finite element tool.

Results: From the structural analysis carried out, it was determined that the dome of the cathedral of Tacna, would fail in several points, so it is proposed the respective reinforcement with the material Geosteel 2000, whose inclusion in the model made gives us an improvement In its resistant capacity.

Conclusion: Finally it is concluded that it is necessary to make a reinforcement to the dome and the proposed material fulfills the function of improving the resistant capacity of the same.

Keywords: Analysis and Reinforcement of historic buildings.

The Autor

INTRODUCCIÓN

Bajo el gobierno de José Balta, debido al célebre contrato Dreyfus sobre la venta de varios millones de toneladas de guano para la agricultura europea, se llevaron a cabo varias obras públicas que aumentaron el progreso material y económico. A Tacna también le tocó su parte de bonanza económica, fue entonces que el gobierno aprobó un contrato con la prestigiosa firma francesa de Alejandro Gustavo Eiffel, para la construcción de la Catedral. El proyecto fue ejecutado por el ingeniero y arquitecto Polaco N. Miney y fue presupuestado en la suma de 200.000 soles de 48 peniques.

La construcción fue iniciada el 6 de marzo de 1875, por el contratista ingeniero Carlos Petot, representante de la firma “Alejandro Gustavo Eiffel”, bajo la dirección técnica del arquitecto Tadeo Strujemski. Se trataba de una obra monumental, según los planos del arquitecto Miney, al mismo tiempo una obra artística de interés religioso y ornamental. En varias revistas y periódicos se publicó una representación fotográfica de diseño conjunto.

Tras diversos acontecimientos incluyendo la Guerra del Pacífico, y luego de la reincorporación de la ciudad de Tacna, el gobierno peruano reanuda la terminación de la catedral, el 17 de marzo de 1950. En vista de haber desaparecido los planos primitivos, se encomendó la restructuración de un proyecto nuevo sobre lo existente, al arquitecto peruano don Luis F. Goycochea B. y previo los cálculos respectivos, a cargo de los ingenieros Víctor A. Estremadoyro y Carlos Pérez Reyes, y presupuesto y base de licitación que confeccionaron los ingenieros Antonio Jiménez m. y Víctor León Bustamante, obtuvo la buena Pro la firma “Garibaldi Hermanos S.A.”, el 25 de abril de 1951. Desde esta fecha se iniciaron los trabajos de terminación del gran edificio, sobre un área de 2000 m² que comprende la catedral propiamente dicha, cuya estructura interna esta conformada por pórticos de concreto armado y la cúpula central es una cascara de concreto armado, y una adicional de 980 m², de la cripta subterránea que también está terminada. Después de 79 años transcurridos, el 28 de agosto de 1954, se terminó la construcción y fue inaugurada siendo obispo de la diócesis Carlos Alberto Arce Masías.

Teniendo en cuenta la importancia histórica y el patrimonio cultural que representa la Catedral de Tacna se propone la siguiente Investigación, con la finalidad de proponer una propuesta de solución para la conservación de la catedral.

Este trabajo se encuentra estructurado en 05 capítulos. En el capítulo I, se determina la problemática de la investigación, la justificación, y los objetivos. Asimismo se da a conocer algunos conceptos básicos y antecedentes.

El capítulo II, está referido al fundamento teórico científico

En el capítulo III, se desarrolla el marco metodológico, las hipótesis, variables, tipo de investigación, diseño, ámbito, población y muestra, y finalmente las técnicas e instrumentos utilizados en la investigación.

El capítulo IV, presenta los resultados de la investigación a partir del análisis estructural de la cúpula de la catedral de Tacna, asimismo se realiza la propuesta del reforzamiento.

En el capítulo V, se da a conocer las conclusiones del trabajo y recomendaciones.

Finalmente, en referencias bibliográficas se presenta un listado de las referencias consultadas para la ejecución de este trabajo de investigación.

El Autor

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La Zona Sur de nuestro País presenta una alta recurrencia de eventos sísmicos por encontrarse en una zona altamente sísmica. Desde 1868 un sismo de gran magnitud no se ha registrado en la ciudad de Tacna. Según el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS, siglas en inglés www.usgs.us) advirtió que este silencio sísmico en el sur del Perú y en el extremo norte de Chile podría provocar un terremoto de magnitud 9 o 9.5 grados.

En ese sentido, en esta investigación se analizara una edificación monumental e histórica representada por la Catedral de Tacna, específicamente se analizara la zona más vulnerable representada por la cúpula central, viendo cómo se comportara frente al sismo severo; ya que teniendo en cuenta la antigüedad de esta construcción es propensa a fallar si se somete a un sismo severo y dada su importancia arquitectónica, histórica y cultural de la ciudad de Tacna, en caso de presentar fallas, se planteara una alternativa de reforzamiento, para la cúpula.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Interrogante principal

¿Existen suficientes antecedentes para la evaluación y reforzamiento que puedan servir como referencia para realizar una propuesta para la Catedral de Tacna?

1.2.2 Interrogantes Especificas

➤ ¿Existen suficientes antecedentes que puedan recopilarse con motivo de la presente investigación, y que nos pueda servir para hacer una propuesta para la Catedral de Tacna?

➤ ¿La Zona más vulnerable de la Catedral de Tacna representada por la cúpula podrá soportar un sismo de gran magnitud?

➤ ¿Se podrá reforzar la cúpula de la catedral de Tacna con técnicas de reforzamiento actuales?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El sur del Perú cuenta con registros históricos de sismos de magnitud mayor a 8 que se han presentado en Tacna como los ocurridos en los años 1604, 1868, 1833, y 1877 (Mapa sismicidad Histórica, Instituto Geofísico del Perú).

La Catedral de Tacna es un monumento Histórico y Cultural por lo cual se requiere su conservación en el tiempo para las futuras generaciones. Por ello la presente investigación busca plantear una alternativa para la conservación de la parte más frágil de la catedral ante futuros sismos que se puedan presentar.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivo general

Realizar una recopilación de las diferentes tipologías de reforzamiento de monumentos históricos tipo iglesia, realizadas en nuestro país y en el mundo, con la finalidad de que sean como referencia para la aplicación de la técnica más adecuada en la catedral de Tacna.

1.4.2. Objetivos específicos:

➤ Revisión de antecedentes de análisis estructural y reforzamiento en monumentos históricos en nuestro país y en el mundo. Seleccionar las técnicas aplicables para la catedral de Tacna.

➤ Realizar el análisis estructural de la Catedral de Tacna, haciendo énfasis en la zona más vulnerable representada por la cúpula central de la catedral y estimar su capacidad de resistencia y rigidez ante acciones sísmicas.

➤ Realizar una propuesta de reforzamiento para la cúpula y mostrar su capacidad mejorada.

1.5. CONCEPTOS BÁSICOS

1.5.1. Monumento Histórico (Heredia, 2013)

En el sentido más amplio monumento significa testimonio o evidencia, siendo una de las principales características del monumento la resistencia al tiempo.

La noción de monumento, comprende la creación arquitectónica aislada así como también, el principio urbano o rural que nos ofrece testimonio de una civilización particular o suceso histórico.

Se refiere no solo a las grandes ciudades sino también las obras modestas que han obtenido con el tiempo un significado cultural.

La reconstrucción, restauración y/o reforzamiento de los monumentos constituye una disciplina que reclama la colaboración de todas las ciencias y técnicas que pueden contribuir al estudio y protección del patrimonio cultural.

1.5.2. Restauración y Conservación (Heredia, 2013)

La restauración y conservación de monumentos tienen como fin, la salvaguarda, tanto de la obra de arte como el testimonio de este, es así, como la conservación impone un cuidado permanente. El monumento es inseparable de la historia de la cual es testigo y también del medio y el contexto en el que está situado. El desplazamiento del todo o parte del monumento no debe de ser tolerado, salvo en el caso en que la conservación del mismo lo exija.

La conservación del Monumento en su conjunto implica o exige un esquema a escala, significando, esto que el esquema tradicional de conservación persista y que toda alteración relacionada con el volumen debe prohibirse.

Los elementos de arquitectura, escultura, pintura o mobiliarios creados para el monumento no pueden ser separados de estos.

En la restauración existen 4 intervenciones, las cuales tienen que mantener la secuencia:

- Intervenciones previas a la restauración
- Intervenciones en la restauración propiamente dicha.
- Intervención paralela a la restauración
- Intervenciones posteriores a la restauración

1.5.3. Documentos y Normas de Restauración y Conservación de Monumentos Históricos (Heredia, 2013)

A. Camilo Boito (1836-1914) consolidar antes de Restaurar “Principios de Boito”.

- Diferencia de estilos entre lo nuevo y lo viejo.
- Diferencia de los materiales utilizados en la obra.
- Supresión de los elementos ornamentales en la parte restauradora.
- Exposición de los restos o piezas que se hayan prescindido.
- Incisión en cada pieza con un signo que indique novedad.
- Colocación de un apógrafo en el edificio (Inscripción)
- Exposición vecina al edificio de fotografías, planos y documentos sobre

el proceso y publicación.

- Sobre la restauración
- Notoriedad. Se destaca el valor de lo auténtico, al pedir que se deje una

clara evidencia de la intervención realizada.

B. Giovanonni (1873-1947) “UNIFICAR CRITERIOS”

El compendio doctrinal “restauración científica” continuando el pensamiento de Boito. Participación normativa en la redacción de la carta de Atenas

de 1931, de la carta Italiana del restauro de 1932. Ambiente (fisonomía de la ciudad) - arquitectura menor (barrios), actividad como “restaurador urbanista”.

C. I Guerra Mundial 1914- 1918

Destrucción de ciudades europeas (Venecia), avance tecnológico (armas), reconstrucción política europea.

D. La Carta de Restauro (1932)

- Consejo Superior de Antigüedades y Bellas Artes
- La restauración es un asunto de responsabilidad nacional, se dan principios (públicos y privados)
- El consejo está convencido de que la restauración debe unir criterios.
- No suprimir fases anteriores.
- No falsificar con añadidos.
- Busca la unidad de línea, no de estilo.
- Se debe precisar una teoría.

E. La Carta de Atenas (1931)

- Giovanni encabezó la delegación italiana.
- La conservación interesa a todos los ESTADOS, institucional y grupos calificados y deben prestarse colaboración.
- Se crea OIM (oficina internacional de museos)

- Actualmente existe una tendencia al abandono de las restituciones integrales.

- El derecho de la colectividad antes que el interés privado.
- En el caso de Ruinas la única intervención posible es la anastilosis (siempre que se pueda) (Reconocibles materiales), caso contrario en una excavación se recomienda a cubrir las ruinas.

Actualmente se permite el uso de materiales nuevos (cemento armado) en los monumentos antiguos disimulados y trabajar in situ. No reconstruir ni desmontar.

F. La Carta de Venecia (1964)

- II congreso internacional de arquitectos, conservatorios y técnicos en monumentos.
- La unidad de valores de la humanidad (patrimonio común)
- Responsabilidad de conservar en el futuro lo auténtico.
- Pauta de restauración y conservación, referidas a cuidar la cultura propia de cada lugar.

G. La Carta del Restauro (1972)

Es la que provocó el 26 de setiembre 1975 la Carta Europea de Restauro. En esta carta se reafirma la voluntad de promover una política europea común y una

acción concertada de protección del patrimonio arquitectónico apoyándose en los principios de la conservación integrada.

H. La Carta Europea del Arquitectónico, 26 de Setiembre de 1975

- El patrimonio arquitectónico europeo está formado, no solo por nuestros monumentos más importantes, sino también por los conjuntos que constituyen nuestras ciudades y nuestros pueblos tradicionales en entorno natural o construido.

- La encarnación del pasado en el patrimonio arquitectónico constituye un entorno indispensable para el equilibrio y expansión del hombre.

- El patrimonio arquitectónico es un capital espiritual, cultural, económico y social con valores irremplazables.

- La estructura de los conjuntos históricos favorece el equilibrio de las sociedades.

- El patrimonio arquitectónico tiene un valor educativo determinante.

- El patrimonio está en peligro.

- La conservación integrada aloja estas amenazas.

- La conservación integrada exige la puesta en marcha de medios jurídicos, administrativos, financieros y técnicos.

- La colaboración de todos es indispensable para el éxito de la conservación integrada.

- El patrimonio es el bien común de nuestro continente.

I. La Carta de Turismo Cultural 8 y 9 de Noviembre 1976

- Realizada en Bruselas (Bélgica), el 8 y 9 de noviembre de 1976 en el seminario internacional de turismo y contemporáneo y humanismo.
- Esta carta tiene como objetivo a partir del turismo promover los medios para salvaguardar y garantizar la conservación, realce y apreciación de los monumentos y sitios que constituyen una parte, privilegiada del patrimonio de la humanidad.
- Definición: El turismo es un hecho social, humano, económico y cultural irreversible. El turismo aparece como uno de los fenómenos propicios, una influencia altamente significativa en el entorno del hombre en general y los monumentos y sitios en particular.

El turismo cultural es aquella forma de turismo que tiene por objetivos, entre otros fines, el conocimiento de monumento y sitios históricos.

Ejerce un efecto realmente positivo sobre estos en tanto cuanto constituyen - para satisfacer sus propios fines - a su mantenimiento y protección esta forma de turismo justifica de hecho, los esfuerzos que tal mantenimiento y protección exige, en la comunidad humana, debido a los beneficios, socio, cultural y económicos que comporta a toda la población implicada.

J. La Carta de Machu Picchu, 12 de diciembre de 1977

- Debido que pasaron 45 años de la promulgación de la “carta de Atenas”, muchos nuevos fenómenos han emergido durante ese lapso que requieren una revisión de la carta para que complementa con un nuevo documento la Carta de Machu Picchu intenta aplicar al contexto del país lo dispuesto en la carta de Atenas y proponiendo a las nuevas situaciones, pues no es el mismo contexto.

- La carta resalta lo importante de Machu Picchu comparándolas con Atenas, pues si bien esta, la cuna de la civilización occidental Machu Picchu simboliza la contribución cultural independiente de otro mundo.

- Y es así como la Carta Machu Picchu brinda recomendaciones para este contexto. En los ámbitos de crecimiento urbano, pues a diferencia de la población que existía en Atenas, en nuestros días se ha duplicado, el concepto de sector que es aceptado en la carta de Atenas en la actualidad se ha tomado conciencia de que el proceso urbanístico no consiste en sectorizar si no en crear a cabalidad una integración de poli funcional y contextual, la vivienda, transporte, disponibilidad de suelo, recursos naturales, un puede ser tomado como se entiende Atenas, pues es otro y momento histórico, es así que la carta de Machu Picchu establece nuevas realidades partiendo de la realidad que se exponen en la carta de Atenas.

K. La Carta de Burra, 19 de Agosto de 1979

- La carta se aplica a todo tipo de sitios de significación cultural, incluyendo los naturales, indígenas e históricos que contengan valores culturales.
- La carta de burra apela a una cautelosa aproximación a los cambios: hacer todo lo necesario para proteger un sitio y hacerlo útil, pero cambiarlo lo menor posible para proteger un sitio y hacerlo útil para que conserve su significación cultural.

L. Declaración de Nairobi, 26 de noviembre de 1979

- Se considera un conjunto histórico tradicional todo tipo de construcciones y de espacios, inclusive los lugares arqueológicos y paleontológico.
- Se considera medios de los conjuntos históricos el marco natural o construido percepción estática o dinámica de esos conjuntos.
- Se entiende por salvaguardia a la identificación, la protección y la conservación restauración, la rehabilitación, el mantenimiento y la revitalización de los conjuntos históricos o tradicionales de su medio.
- Es por ello que de conformidad con el espíritu y los principios de esta documentación, ningún Miembro debería tomar medida alguna para demoler o alterar el entorno de los bienes, lugares históricos situados en territorios ocupados por ese Estado.

M. La Carta de Florencia 1981: Carta Internacional sobre Jardines Históricos.

- Unesco amplía la definición de “bien cultural” planteando la rehabilitación hacia otro tipo de bienes y sus respectivas problemáticas, particular prestar una adecuada atención a la conservación de los jardines históricos.

- Definición y Objetivos: composición arquitectónica vegetal que, desde el punto de vista de la historia del arte, tiene un interés público, y como tal, se le considera un monumento, al ser una composición arquitectónica cuyo material es esencialmente vegetales vivos, perecedero y renovable.

- Mantenimiento y Conservación: indica que el mantenimiento de un jardín histórico es importante, primordial y continuo debe ser conservado en un entorno apropiado.

- Restauración y Recuperación: los trabajos de restauración y recuperación deben abordarse previo a una amplia investigación que incluya los datos relativos al jardín en cuestión y similares.

N. Documento de Nara (1994). Documento sobre la autenticidad del patrimonio Cultural.

- La autenticidad deriva de la definición del bien, por lo que se puede entender de manera diferente, según el razonamiento de su expresión histórica. Si se trata de un bien patrimonial, su autenticidad histórica debe por lo general reflejar

las bases significativas de su construcción y utilización a lo largo de las diferentes fases de su línea del tiempo histórico.

- **Valores y Autenticidad.** La autenticidad-en combinación a la Carta de Venecia- aparece como un factor de clasificación esencial en lo que concierne a valores. La comprensión de la autenticidad desempeña un papel fundamental en todos los estudios científicos del patrimonio cultural, planes de restauración y preservación del mismo.

- El conocimiento y comprensión de las fuentes de información referidas a las características originales y significado del patrimonio cultural, es requisito básico para valorar todos los aspectos de autenticidad.

O. La Carta de Nueva Orleans para la preservación conjunta de estructuras y artefactos históricos – bienes muebles e inmuebles de valor cultural (1990 – 1991).

La carta de Nueva Orleans es de resultado de dos simposios: “Museos en Edificios Históricos” que tuvieron lugar en Montreal, Quebec (1991), tras ello fue adoptado por la Conferencia Nacional de Oficiales Estatales de la Preservación de EEUU.

Principios:

- Los requisitos de conservación de la estructura histórica solo pueden ser definidos después de realizar estudios adecuados de base y deben establecerse niveles de cuidado a través de la colaboración interdisciplinaria.

- Las estrategias de conservación han de ser guiadas, por las características específicas de cada sitio histórico, del mismo modo la documentación de todas las etapas del proyecto y su disponibilidad al público y conservación al futuro es esencial.

P. La Carta de Cracovia (2000)

Objetivos y Métodos. La conservación puede ser realizada mediante diferentes tipos de intervenciones como el control medioambiental, mantenimiento, reparación, restauración, renovación y rehabilitación.

La Carta de Cracovia indica: "El Patrimonio arquitectónico, urbano y paisajístico, así como los elementos que lo componen, son el resultado de una identificación con varios momentos asociados a la historia y a sus contextos socioculturales. La conservación de este patrimonio es nuestro objetivo".

1.5.4. Cambios en los Edificios Históricos (Esquivel, 2009)

En lo relacionado a los cambios que se tengan que realizar en los edificios históricos hay que tener en cuenta lo siguiente:

Los cambios en un sitio no deben distorsionar la evidencia física o de otra naturaleza que el mismo provee, y tampoco deben basarse en conjeturas.

Las construcciones nuevas, las demoliciones, las intrusiones u otros cambios que puedan afectar adversamente el entorno o las relaciones con él, no son apropiados.

El cambio puede ser necesario para mantener la significación cultural, pero no es deseable cuando la reduce. La cantidad de cambios en un sitio debe estar guiado por la significación cultural del sitio y su apropiada interpretación". "Los cambios que reducen la significación cultural deben ser reversibles y deshechos cuando las circunstancias lo permitan.

La demolición de una fábrica significativa de un sitio en general no es aceptable, Sin embargo, en algunos casos, demoliciones menores pueden ser apropiadas como parte de la conservación. Toda fábrica significativa removida debe ser reintegrada cuando las circunstancias lo permitan.

Hay que tener en cuenta que en el proceso del cambio las tecnologías contemporáneas mal aplicadas arruinan las estructuras antiguas. Para evitar esta amenaza se debe realizar una conservación integrada como nos recomienda la Carta Europea del Patrimonio Arquitectónico: "La conservación integrada es el resultado

de la acción conjunta de las técnicas de la restauración e investigación de las funciones apropiadas.

1.5.5. Intervención Estructural (Esquivel, 2009)

1.5.5.1. Consideraciones para las intervenciones estructurales

Al realizar una intervención se debe tomar en cuenta lo siguiente:

A. Estudios y evaluaciones que consideren las características y valores históricos de los edificios a intervenir como el entorno que los rodea, como se menciona:

Toda intervención deberá estar basada en estudios y evaluaciones adecuados. Los problemas deberán ser resueltos en función de las condiciones y necesidades pertinentes, respetando los valores estéticos e históricos, así como la integridad física de la estructura o del sitio de carácter histórico.

Cualquier intervención material en una estructura vernácula debe ser precedida de un completo análisis de su forma y organización, antes de comenzar los trabajos.

Esta documentación debe localizarse en un archivo de acceso público. "Las intervenciones contemporáneas en edificios, conjuntos y asentamientos vernáculos deben respetar sus valores culturales y su carácter tradicional"

B. Se debe intervenir la estructura solo cuando el caso lo justifica y no intervenir arbitrariamente. Asimismo, se debe de determinar los alcances de la intervención. Como los refiere Saez de Buruaga.

La tendencia es intervenir lo menos posible en una obra, conscientes de la peligrosidad que entraña cualquier intervención, por mínima o pequeña que parezca: por ello la actuación se limita a los daños concretos y sólo se ejecuta cuando resulta imprescindible"

Definir claramente el alcance de nuestra intervención: se debe de conocer a priori el punto al que queremos llegar, bien con un tratamiento de conservación o si llevaremos esta conservación hasta una total restauración, previa consideración de diversos parámetros como el interés histórico, cultural, estético, sociológico de la obra y su valor económico

C. Identificar las causas de deterioro para tomar las medidas correctivas.

Lo realmente importante en todo tratamiento 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.

Toda propuesta de intervención deberá:

- Utilizar métodos y técnicas tradicionales.
- Ser técnicamente reversible, si es posible.
- Al menos, no estorbar o impedir los trabajos de conservación, que pudieran ser ulteriormente necesarios.
- No impedir el acceso, en el futuro, a las informaciones incorporadas en la estructura.

1.5.5.2. Criterios de la intervención

Gaetano Miarelli Mariani propone cuatro criterios que orientan el trabajo para asegurar el bien cultural durante la intervención:

- a) El criterio de la intervención mínima.
- b) El criterio del respeto de la autenticidad.

c) El criterio de la evidente diferenciación entre lo existente y lo restaurado.

d) La posibilidad, al menos en teoría, de la reversibilidad en la intervención.

1.6. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

A finales del siglo XVIII, a partir del proceso político de la Revolución Francesa, se comienza a plantear en Francia la necesidad de conservar y restaurar los edificios antiguos. Como lo ha señalado Ceschi (1970), a raíz de los sucesos de la Revolución y la destrucción de edificaciones y monumentos, se produce lo que se podría considerar el primer antecedente en cuanto a la acción oficial en este campo. Por lo que en consecuencia se empieza a buscar técnicas para lograr este cometido.

La aparición de técnicas que cumplan con los principios de la restauración tiene su origen en el siglo XX con los acuerdos hechos en las cartas internacionales sobre la Conservación y Restauración.

En el Sur del Perú, una fecha y acontecimiento importante se puede considerar el 31 de marzo de 1650, cuando un fuerte terremoto sacude la ciudad del Cusco y la deja prácticamente en ruinas. Iglesias como La Compañía, la Merced, Santa Catalina, San Blas y San Sebastián, así como el seminario San Antonio Abad y el Hospital de Naturales quedaron destruidos, en tanto otras sufrieron serios

daños. La reconstrucción estuvo a cargo de los “alarifes o maestros” que era un profesional en el arte de la albañilería de la época, cuyos conocimientos los adquirirían a través de un proceso de formación junto a un instructor con experiencia en la materia.

El 21 de mayo de 1950, un terremoto de igual fuerza destructora que el de 300 años atrás, provoca serios daños en el Cusco monumental y deja en ruinas 3.000 viviendas, mucho se hizo después del sismo para restaurar los monumentos afectados, pero, desgraciadamente, también hubo una fiebre modernizadora (demolición de casas en mal estado, ensanchamiento de calles, etc.) que llevó a que se perdieran importantes monumentos arquitectónicos y a que el centro histórico del Cusco sufriera una seria descaracterización, perdiéndose el valor de muchos monumentos históricos.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTO TEÓRICO CIENTÍFICO

2.1. VARIABLE DEPENDIENTE

2.1.1. Principales técnicas de reforzamiento de Monumentos Históricos

Las técnicas de restauración de los monumentos históricos fueron obtenidas de la revisión bibliográfica, y registrados de los trabajos en campo que se han realizado, las principales técnicas de reforzamiento de Monumentos Históricos se señalan a continuación:

Técnicas de reparación o consolidación

Se emplean los materiales y técnicas originales o nuevas, limitándose a reparar la lesión sin modificar el modo de trabajo, generalmente es aplicada a daños locales con el objetivo de dar solidez a un elemento que la ha perdido o las está perdiendo.

Técnicas de restructuración con refuerzos estructurales

Se modifica la estructura a través de refuerzos con materiales diferentes a los originales de la estructura, con la finalidad de darle un mejor comportamiento frente a sollicitaciones externas como pueden ser su peso propio y sismos.

2.2. VARIABLE INDEPENDIENTE

2.2.1. La Catedral de Tacna (Cavagnaro, 2003)

Bajo el gobierno de José Balta, debido al célebre contrato Dreyfus sobre la venta de varios millones de toneladas de guano para la agricultura europea, se llevaron a cabo varias obras públicas que aumentaron el progreso material y económico. A Tacna también le tocó su parte de bonanza económica, fue entonces que el gobierno aprobó un contrato con la prestigiosa firma francesa de Alejandro Gustavo Eiffel, para la construcción del templo. El proyecto fue ejecutado por el ingeniero y arquitecto polaco N. Miney y fue presupuestado en la suma de 200.000 soles de 48 peniques.

La construcción de la Catedral de Tacna, fue iniciada el 6 de marzo de 1875, por el contratista ingeniero Carlos Petot, representante de la firma “Alejandro Gustavo Eiffel”, bajo la dirección técnica del arquitecto Tadeo Strujemski. Se trataba de una obra monumental, según los planos del arquitecto Miney, al mismo

tiempo una obra artística de interés religioso y ornamental. En varias revistas y periódicos se publicó una representación fotográfica de diseño conjunto.

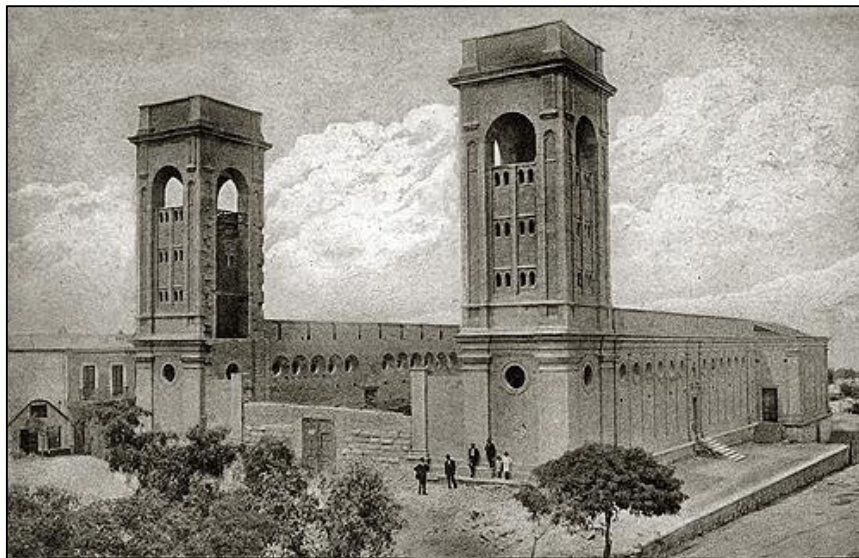


Figura 2.01 Vista de la Catedral inconclusa año 1920 (<http://urbatorium.blogspot.pe/2016/08/la-catedral-de-tacna-una-historia-de.html>)

Llegó el año 1878, surgieron ciertas dificultades a la firma constructora en su sede principal, al mismo tiempo el país atravesaba una época de falencia fiscal, y no se pudo, probablemente, seguir financiando la obra, así que quedó paralizada después de tres años de actividad en su construcción. Los muros exteriores habían sido levantados con piedra extraída de las canteras del cerro Intiorko, y había llegado la mayor parte del material, del hierro y el acero para la construcción. El estallido de la Guerra del Pacífico en 1879, contribuyó indudablemente a la paralización total de la catedral, los trabajos fueron suspendidos sin haber alcanzado un cincuenta por ciento de su totalidad. Las dos torres trucas del gran edificio por largo tiempo se levantaban dominando el panorama urbano como dos antenas de

esperanza y de fe en el futuro, ni los azares cruentos y dolorosos de la guerra, ni los movimientos sísmicos, habían podido mellar en lo más mínimo de la fortaleza de la catedral inconclusa.

El 28 de agosto de 1929 la campana, colocada provisionalmente en una de las torres, anunció con su canto sonoro la liberación de la tierra tacneña después de media centuria de angustia y opresión, por parte del invasor chileno.

Y un reloj colocado provisionalmente, en la otra torre siguió marcando aunque con ciertas deficiencias, las horas y los días de todo el año.

En la llamada ley de Tacna se había consignado la terminación de la catedral, el 17 de marzo de 1950, el supremo gobierno votó los fondos necesarios con el fin de hacer realidad la conclusión de la obra, satisfaciendo con ello una vieja y vivida aspiración de varias generaciones tacneñas; se utilizaron los “fondos Pro-desocupados”.

En vista de haber desaparecido los planos primitivos, se encomendó la reestructuración de un proyecto nuevo sobre lo existente, al arquitecto peruano don Luis F. Goycochea B. y previo los cálculos respectivos, a cargo de los ingenieros Víctor A. Estremadoyro y Carlos Pérez Reyes, y presupuesto y base de licitación que confeccionaron los ingenieros Antonio Jiménez m. y Víctor León Bustamante, obtuvo la buena `Pro la firma “Garibaldi Hermanos S.A.”, el 25 de abril de 1951.

Desde esta fecha se iniciaron los trabajos de terminación del gran edificio, sobre un área de 2000 m² que comprende la catedral propiamente dicha, y una adicional de 980 m², de la cripta subterránea que también está terminada. Después de 79 años transcurridos, el 28 de agosto de 1954, se terminó la construcción y fue inaugurada siendo obispo de la diócesis Carlos Alberto Arce Masías.



Figura 2.02 Vista de la Catedral concluida (<http://urbatorium.blogspot.pe/2016/08/la-catedral-de-tacna-una-historia-de.html>)

2.2.2. Descripción de la Estructura de la Catedral

Se podría describir que la catedral se encuentra dividida en dos tipos de sistemas estructurales bien definidos, El perímetro y las torres que están construidos con piedra de Canteria que fue la primera parte de la construcción previa a su paralización, y la segunda parte que fue construida en el año 1950, la cual está

conformada por pórticos de Concretos Armado con una resistencia a la compresión y la parte de la cúpula central que también es de concreto armado con un concreto de $f'c = 160 \text{ Kg/cm}^2$ y con acero grado 40 de $f_y=2800 \text{ Kg/cm}^2$. La parte de la estructura a analizar por lo tanto sería una estructura de pórticos y placas de concreto armado y la cúpula central de espesor 10 cm. también de concreto armado.



Figura 2.03 Vista fotografica de la Catedral, donde se aprecia el perímetro de Piedra de cantera y las torres del mismo material (Toma Propia)

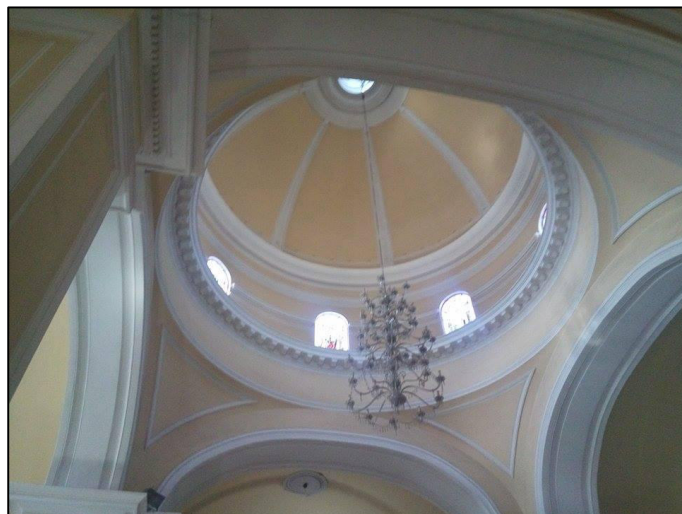


Figura 2.04 Vista interior de la Cúpula Central de la Catedral (Toma Propia)



Figura 2.05 Plano Elevación Frontal de la Catedral de Tacna (Velasquez 2004)

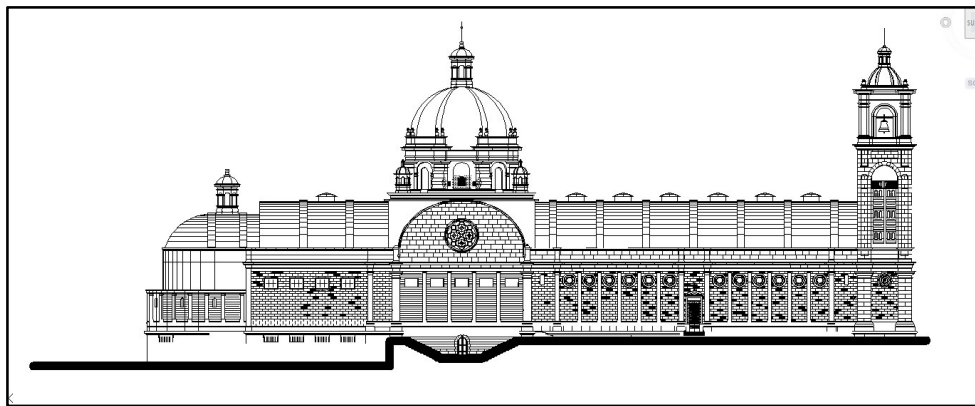


Figura 2.06 Plano Elevación Lateral de la Catedral de Tacna (Velasquez 2004)

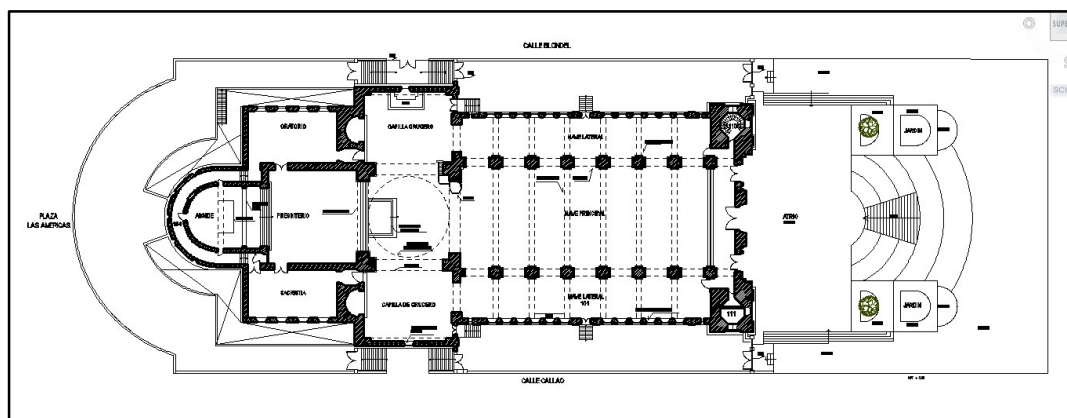


Figura 2.07 Plano Planta de la Catedral de Tacna (Velasquez 2004)

2.3. VALORES INTRÍNSECOS DE UNA ESTRUCTURA HISTÓRICA

(Peña, 2010)

En estructuras modernas, los niveles mínimos de seguridad y servicio se encuentran especificados en los reglamentos y normas de construcción. Por ejemplo, el objetivo de las Normas Técnica Sismorresistentes es: “obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes”. Sin embargo, cuando se interviene una estructura histórica la seguridad adecuada que se busca va más allá de evitar fallas estructurales mayores y pérdidas de vidas. Se debe buscar, sobretodo, la salvaguarda de los “valores intrínsecos” del inmueble. Lo que requiere que se utilice un criterio específico para este tipo de estructuras.

Cuando hablamos de los valores intrínsecos de una estructura histórica nos referimos a todo aquello que se podría perder, sea tangible o intangible, en caso de la desaparición del inmueble histórico. Podemos clasificarlos en cinco valores:

- **Arquitectura.** Además del estilo arquitectónico, la distribución de espacios, usos y modificaciones a lo largo de su historia forman parte del valor cultural del edificio histórico.

- **Arte.** El valor artístico reside tanto en su arquitectura, como en todos los demás elementos que le proporcionan una identidad al edificio, como pueden ser: frescos y pinturas murales, elementos de adorno (cielos rasos, adornos en columnas y muros, pisos, etc.), bienes muebles conservados en el interior del edificio, etc.

- **Económico.** Los edificios y centros históricos son, muchas veces, la atracción principal de una ciudad, creando beneficios económicos directos e indirectos.

- **Historia.** El valor cultural histórico de un inmueble no se refiere únicamente a la época en que fue construido, sino también a todos los hechos de que ha sido testigo mudo. Como por ejemplo, ser la casa en donde vivió cierto personaje de la historia, lugar donde se redactó o firmó cierto acuerdo.

- **Ingeniería.** La concepción estructural de un edificio histórico es también parte de su valor cultural. Ésta muestra en forma tangible las antiguas técnicas de construcción y los materiales usados. Las estructuras de los monumentos constituyen sin duda alguna un documento histórico y un legado vivo de las habilidades de los antiguos constructores. Lamentablemente, muchas veces el ingeniero no reconoce o toma en cuenta estos valores para proponer el proyecto de intervención. Otras veces, se reconocen sólo algunos de ellos (como arte, historia y arquitectura), pero la falta de información sobre las técnicas y materiales de

construcción de épocas pasadas hacen que el valor ingeniería se desprecie y se pierda o mutile al proponer una rehabilitación con técnicas modernas y novedosas.

2.4. PRINCIPIOS DE CONSERVACIÓN Y CRITERIOS PARA LA INTERVENCIÓN DE ESTRUCTURAS HISTÓRICAS (Peña, 2010)

El proceso de intervención de cualquier tipo de estructura debe incluir: la identificación del tipo de falla (levantamiento de daños); el diagnóstico de la seguridad estructural (si el daño es leve, moderado, severo), la propuesta de una o varias técnicas de intervención, y finalmente, se debe realizar una evaluación de la eficiencia del procedimiento de intervención, es decir, si es económica, técnicamente viable, funcional, etc. Así mismo, el proceso de intervención debe garantizar que se obtenga una seguridad adecuada.

La combinación del conocimiento científico y cultural con la experiencia es indispensable para la conservación y estudio del patrimonio arquitectónico. El objetivo final de cualquier estudio, investigación e intervención debe ser la salvaguarda de los valores intrínsecos del edificio en su totalidad. De este modo, la Ingeniería de la Conservación es el medio científico con el cual se logra este resultado (Lourenço, 2006). De este modo, Lourenço (2006) define una metodología para la intervención estructural de un edificio histórico, siguiendo los principios ISCARSAH de ICOMOS (2003), la que se puede dividir en cuatro aspectos principales:

- Adquisición de Datos
- Comportamiento Estructural
- Diagnóstico y Seguridad
- Medidas de Intervención

La aplicación de esta metodología requiere un proceso iterativo entre la adquisición de datos, el estudio del comportamiento estructural, el diagnóstico y la evaluación de la seguridad de la estructura. Las medidas de intervención estarán basadas en el diagnóstico y la evaluación de la seguridad. Por lo tanto, el desarrollo incorrecto de estos pasos llevará a una conclusión errónea, que en algunos casos puede llegar a la destrucción total de los valores intrínsecos del inmueble. De este modo, el diagnóstico y evaluación de la seguridad deben estar basados en información histórica, así como en procedimientos cualitativos y cuantitativos. Los procedimientos cualitativos se basan en la observación directa del daño estructural y de la degradación de los materiales, así como de una investigación histórica.

Los procedimientos cuantitativos se basan principalmente en pruebas realizadas a los materiales y a la estructura en general, monitoreo y análisis estructural. Por otro lado, las medidas de intervención deben estar basadas en las causas y abordar el “problema de raíz” y no remediar únicamente los “síntomas”. Así, cada intervención debe estar en proporción a los criterios de seguridad, manteniendo la intervención al mínimo posible para garantizar la seguridad y durabilidad de la estructura con el mínimo daño posible a los valores intrínsecos.

La selección de una técnica de refuerzo debe estar basada en los principios de conservación y los criterios modernos para el análisis y restauración de estructuras históricas, los cuales se encuentran estipulados de forma general en la Carta de Venecia (ICOMOS, 1964) y de forma particular en los criterios ISCARSAH de ICOMOS (2003). Estos principios incluyen los requisitos de diseño que en forma resumida son los siguientes:

- Respeto a la autenticidad estructural. Es decir, la concepción estructural de los edificios históricos es parte de su valor cultural, por lo que es necesario preservar tanto el sistema original como sus materiales.

- Mínima alteración o impacto. Las intervenciones que causen la mínima alteración o impacto al sistema estructural original deberían de preferirse, siempre y cuando provean un nivel de seguridad adecuado.

- Seguridad estructural. En el caso de monumentos valiosos, las intervenciones deben considerar las pérdidas artísticas o culturales que el edificio puede experimentar en caso de daño estructural.

- Compatibilidad. Los materiales y los dispositivos técnicos utilizados para reparación o refuerzo deben ser compatibles con los originales, es decir, que ningún efecto indeseable debería resultar de su utilización. Los materiales antiguos no deberían experimentar algún tipo de deterioro químico cuando esté en contacto con

los materiales nuevos (compatibilidad química), y los materiales nuevos no deberían experimentar fenómenos químicos o físicos que puedan causar algún daño a los materiales existentes.

- No sea invasor. Se deberían preferir reparaciones que sean lo menos invasores posibles, dado que esto contribuye a preservar la integridad de las estructuras (primer requisito). Entre varias alternativas, se debería dar preferencia a la que presente una invasión mínima.

- Reversibilidad y remoción. Siempre que sea posible, las medidas adoptadas deben ser reversibles. Es decir, que al desmantelarlas, el material original o la estructura regresan al estado en que estaba antes, sin sufrir daño o deterioro permanente. Un requisito menos rígido es el de la remoción con deterioro limitado o duradero en la construcción original. La reversibilidad o remoción abre la posibilidad de reponer o cambiar, en el futuro, el refuerzo por otro más adecuado o efectivo.

- Monitorización. Debe ser posible controlar la intervención durante su ejecución. No se deberían permitir acciones que sean imposibles de controlar. Un programa de supervisión y control debería acompañar a cualquier propuesta de intervención, con el fin de evitar dañar a la estructura durante los trabajos de intervención.

2.5. ESTRATEGIA INTEGRAL DE ANÁLISIS COMPLEMENTARIOS

(Peña, 2010)

Con base en lo anterior, se observa que en un proyecto de intervención es necesario realizar un análisis integral del edificio histórico. Por análisis se debe entender “el estudio de los límites, características y posibles soluciones de un problema” (RAE, 2001). Por lo tanto, la estrategia de análisis aquí propuesta no está referida únicamente al análisis numérico de la estructura, como se sobrentiende comúnmente en ingeniería, sino que está referida al análisis que se lleva a cabo para la comprensión total del comportamiento estructural de la edificación, con el fin de evitar la pérdida de los valores intrínsecos de la estructura. En este contexto, el análisis y modelado numérico se subordina a un proceso de “análisis” más general, y por ende más completo y complejo de la estructura en el cual intervienen otros factores a parte de los puramente numéricos. Así, el objetivo central de la estrategia de análisis se convierte en el entendimiento global de la estructura, el cual hace que la estrategia de análisis sea integral. Con base en esto, los análisis que se deberán desarrollar y que se complementarán entre sí son:

- **Análisis de las Condiciones Pasadas.** Contribuye a conocer la historia de la edificación a lo largo del tiempo. Permite identificar los valores intrínsecos del inmueble, así como ayuda a entender la condición actual del mismo. Haciendo una analogía médica, este análisis sería el equivalente de tener la historia médica del paciente; sin la cual sería difícil hacer un diagnóstico correcto de su situación actual.

- **Análisis de las Condiciones Actuales.** Las condiciones presentes permiten saber, precisamente, el grado de afectación del inmueble. Es aquí donde se planea la posible intervención a realizar.

- **Análisis de las Condiciones Futuras.** Es necesario que se reconozca la importancia de tener un análisis o previsión de las condiciones futuras del inmueble. La importancia radica en que uno de los objetivos de la conservación es la de prever las posibles acciones a futuro, para permitir que el inmueble se mantenga vivo, conserve su identidad original y se evite la pérdida de sus valores intrínsecos.

Análisis de las condiciones pasadas En el análisis de las condiciones pasadas de la estructura se recolecta toda la información útil para desarrollar los dos análisis siguientes. La información debe incluir, entre otros: información histórica, materiales, descripción geométrica y estructural, estudios preliminares. La información histórica es de suma importancia pues ella nos llevará a entender el comportamiento estructural del edificio histórico a lo largo del tiempo, principalmente ante eventos extraordinarios como son: sismos, hundimientos diferenciales, huracanes, etc. De especial interés es la descripción histórica de los daños presentados, así como de las distintas reparaciones a las que ha sido sometido, como por ejemplo: cambios de materiales, modificaciones estructurales y arquitectónicas, cambios de uso y por lo tanto de cargas, entre otros. Entre otro tipo de información que este análisis debe proporcionar está:

- Información de las edificaciones que hayan ocupado el predio. Contribuye a conocer el grado de consolidamiento del suelo, posibles restos de edificaciones pasadas, etc.

- Edificación original. Es decir tipos de materiales usados, cimentación, estilo arquitectónico, etc.

- Análisis cronológico. Se deben mostrar los daños, modificaciones y supresiones que el edificio haya tenido a lo largo de su historia

- Usos de la edificación. Debido a que se pudo haber modificado el uso de la estructura y por lo tanto de las cargas.

- Recopilación de información. La información de todo tipo ayuda a tener un mejor entendimiento del comportamiento de la estructura. Esta recopilación debe incluir material fotográfico, planos, diversos tipos de levantamientos, pinturas, grabados, etc. Análisis de las condiciones actuales El análisis de las condiciones actuales de la estructura permite conocer el grado de afectación de la misma. Estas condiciones se ven complementadas tanto por el estudio histórico, como por el arquitectónico. Es de suma importancia contar con una buena descripción geométrica y estructural, ya que en general, la geometría estructural de las construcciones históricas es bastante compleja, por lo que muchas veces no hay una clara diferencia entre los elementos estructurales y los arquitectónicos. Análisis de

las condiciones futuras Este análisis se refiere a las cargas que deberá resistir la estructura en el futuro; por ejemplo sismo, hundimientos diferenciales, degradación de los materiales, flujo plástico, entre otras. En este caso, la realización de análisis paramétricos siempre es valiosa para poder reducir las incertidumbres derivadas de las variabilidades de un parámetro (por ejemplo registros sísmicos) o a la falta de información o idealización realizada (degradación de los materiales, flujo plástico).

2.6. ESTRATEGIA INTEGRAL DEL MODELADO Y EL ANÁLISIS NUMÉRICO (Peña, 2010)

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. Con base en esto, se proponen una serie de pasos que se deben ir completando con el fin de superar las dificultades inherentes al análisis numérico de las estructuras históricas; los cuales son:

- Adquisición de datos
- Selección de las herramientas de análisis
- Proceso de calibración y validación
- Selección de los tipos de análisis numéricos
- Análisis paramétricos

Paso 1 – Adquisición de datos: En esta etapa se recolecta toda la información disponible. La cual incluye, entre otros: información histórica, materiales, descripción geométrica y estructural, estudios preliminares, etc. En general, la geometría estructural de las construcciones históricas es bastante compleja, por lo que muchas veces se confunden los elementos arquitectónicos con los estructurales. Debido a esto es importante contar con una buena descripción geométrica y estructural. Así mismo, a diferencia de las estructuras modernas, no es posible definir en modo general una idealización de la geometría, sea ésta con elementos barra, placa o sólidos. Esta idealización dependerá fundamentalmente del tipo de elemento estructural y su geometría, pero también dependerá de sus condiciones de frontera, apoyos, solicitaciones y de la idealización de otros elementos. La caracterización mecánica del material se da en esta etapa.

Como la mampostería es un material de construcción compuesto por bloques unidos por juntas, en un modelo analítico de una estructura real, resulta impráctico, sino imposible, la discretización de cada bloque y junta de mortero. Entonces, es necesario considerarla como un material homogéneo con el cual se describe el comportamiento heterogéneo de la mampostería al tomar en cuenta las propiedades medias del material (como son las constantes elásticas y los parámetros de resistencia). A este proceso se le conoce como homogenización que se puede obtener mediante pruebas numéricas con un modelo computacional (generalmente de elementos finitos) o bien directamente mediante pruebas experimentales (sean en laboratorio o in-situ). El comportamiento mecánico de la mampostería puede ser

tomado en cuenta considerando las propiedades medias del material usando la teoría de homogenización para materiales periódicos. En general, la identificación de los parámetros mecánicos de la mampostería puede ser obtenida mediante un modelo computacional, en el cual se considera la respuesta de una célula básica en la cual se incluyen todos los materiales.

Generalmente, este tipo de homogenización se hace con modelos en dos dimensiones. Cuando se trabaja con elementos finitos en dos dimensiones es común utilizar elementos sólidos planos. La formulación de estos elementos puede ser mediante deformaciones o esfuerzos planos. La hipótesis de deformaciones planas es exacta cuando el espesor del elemento a analizar tiende a infinito. Por otro lado, la hipótesis de esfuerzos planos es exacta cuando el espesor tiende a cero. Sin embargo, cuando se estudia un elemento con un espesor finito ambas suposiciones no son del todo correctas; pues los esfuerzos planos subestiman la respuesta mientras que las deformaciones planas la sobrestiman.

Debido a esto, es común utilizar la formulación de deformaciones generalizadas planas. La diferencia con la formulación de las deformaciones planas es que las primeras permiten deformación fuera del plano (axial, flexión y torsión). Sin embargo, estas deformaciones permanecen constantes a lo largo del eje fuera del plano y no modifican las ecuaciones diferenciales de la formulación clásica de deformaciones planas. Generalmente, estas deformaciones se obtienen

considerando la fuerza resultante aplicada perpendicular al plano igual a cero. Esto significa que las caras del elemento a analizar no están cargadas.

Paso 2 – Selección de las herramientas de análisis Existen diversos métodos y modelos para estudiar edificios históricos. Por una parte, están los métodos muy refinados como los métodos de elemento finitos, discretos o discontinuos. Por otro lado, están los modelos simplificados como son los modelos de macroelementos, modelos de elemento rígidos o análisis límite. La utilización de cada método depende del problema y los recursos para resolverlo. En general los métodos refinados permiten analizar estructuras complejas, describiendo correctamente los materiales. Pero los recursos computacionales necesarios son elevados, por lo que muchas veces no es posible hacer el modelado de estructuras completas o realizar análisis paramétricos. Por otra parte los métodos simplificados son útiles para analizar grandes estructuras o realizar análisis paramétricos, pero ellos tienen la limitante de sus hipótesis simplificadoras que algunas veces pueden no cumplirse.

A continuación se describirán brevemente tres métodos y dos tipos de análisis utilizados en el análisis de construcciones históricas. Éstos se seleccionaron con base en que logran cubrir una amplia gama de métodos y análisis utilizados en la práctica e investigación:

- **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, así como también su formulación es ampliamente conocida. Sin embargo, este método demanda una gran cantidad de recursos computacionales que muchas veces no están disponibles. Además de que algunas veces los parámetros para definir las propiedades inelásticas de los materiales son difíciles de evaluar, como la energía de fractura.

- **Elementos Discretos.** Este método es idóneo en el estudio de medios discontinuos, ya que permite el movimiento relativo entre elementos, así como el cambio de geometría la cual se calcula de forma automática. Un ejemplo de este tipo de estructuras son las construcciones formadas con bloques de piedra como columnas, esculturas, arcos, templos griegos o romanos. Sin embargo, las características mecánicas de las juntas entre elementos son difíciles de evaluar; así como la solución numérica es lenta, debido a que considera cambios en la geometría.

- **Elementos Rígidos.** Es un método sencillo, eficaz y particularmente rápido para el estudio dinámico no lineal, dado que son necesarios pocos elementos, aún para geometrías complejas. Sin embargo, presenta la limitante de que permite solamente el análisis en dos dimensiones, así como su formulación no es muy conocida.

- **Análisis Límite.** Es un análisis adecuado para fines de diseño, por su rapidez y sencillez del análisis. Únicamente se puede conocer el mecanismo de colapso y la carga última.

- **Análisis Elástico - Lineal.** Es un análisis sencillo, rápido y ampliamente utilizado por los ingenieros de la práctica. Permite conocer las zonas débiles de la estructura, así como los elementos que puedan presentar un comportamiento indeseable o poco satisfactorio. Sin embargo, sólo es recomendable como análisis preliminar, ya que sobrestima fuerzas y esfuerzos, y subestima desplazamientos y deformaciones. Al no tomar en cuenta el daño de los elementos, no considera la redistribución de fuerzas y esfuerzos. En algunos casos esta redistribución puede ser causa de daños en otras partes de la estructura. Como se ha visto, existen varios métodos y herramientas computacionales para la evaluación del comportamiento mecánico de construcciones históricas. La selección de la herramienta de análisis no es una cosa trivial, pues de ella dependerá en gran medida la validez de los resultados obtenidos. Cabe hacer notar que el hecho de que una herramienta de análisis sea más compleja que otra, no necesariamente proporcionará mejores resultados que una herramienta simplificada. Los aspectos que se deberían tomar en cuenta para seleccionar una herramienta de cálculo son :

- **Información disponible.** Es necesario que los datos que se dispongan de la estructura, así como de las solicitaciones actuantes, sean suficientes

para poder definir el modelo matemático. Estos datos son recopilados en el paso anterior: adquisición de datos. La falta de información se podría suplir con datos obtenidos de la literatura o tomando valores nominales. Sin embargo, esto involucraría incertidumbres adicionales al problema.

- **Resultados esperados.** Los resultados que se puedan obtener del método de análisis deben proporcionar la información requerida para el proyecto. Algunas veces, las limitaciones intrínsecas de la herramienta de análisis no permiten obtener la información necesaria. Por ejemplo, un análisis límite no permite conocer las deformaciones de la estructura o un análisis en dos dimensiones no podrá considerar efectos tridimensionales como son las torsiones en algunos elementos.

- **Disponibilidad y Compatibilidad.** Obviamente la herramienta de análisis debe ser de fácil acceso y manejo (disponibilidad) para el profesionalista encargado del análisis. Así mismo, es de vital importancia que dicho profesionalista tenga el conocimiento suficiente de la teoría en que está basado el método de análisis (compatibilidad) para poder hacer una correcta modelación e interpretación de los resultados

- **Costos.** Se debe de tomar en cuenta que los recursos disponibles estén de acuerdo con los requeridos por la herramienta de análisis. Los recursos son

tanto financieros, como de capacidad de cálculo (cómputo), tiempo disponible para el análisis e interpretación de resultados, entre otros.

- **Idealización y Validación.** Todo modelo analítico se basa en la idealización de la realidad, por lo tanto, es necesario que sea lo más apropiada posible. En general se hace una idealización de los elementos estructurales, el comportamiento y características del material, las solicitaciones actuantes. Así mismo, el modelo matemático resultante de la idealización de la realidad, debe ser validado con el fin de asegurarse de que la idealización sea correcta. Esta validación se da en el paso tres, como se explica en la siguiente sección. Por otro lado, muchas veces, una sola herramienta de análisis no es suficiente para cubrir satisfactoriamente todos los aspectos requeridos. Por ejemplo, los análisis tridimensionales no-lineales de estructuras completas, generalmente, no son posibles de realizarse por la gran cantidad de recursos computacionales que requieren. Otro ejemplo, sería que algunas veces las hipótesis en las que se basan los modelos simplificados no se cumplen cabalmente, por lo que su uso no es recomendable. Debido a esto, el enfoque integrado de análisis complementarios lo que busca es el uso de dos o más herramientas de análisis. De este modo, se utilizan los resultados obtenidos a partir de una herramienta de análisis como resultados preliminares o para una mejor concepción de otro modelo utilizando una herramienta de análisis diferente. De aquí el nombre de análisis complementarios. Es decir, los análisis realizados con diferentes técnicas o herramientas de análisis se “complementan”, para obtener una respuesta más completa y satisfactoria de la estructura a analizar. Generalmente, una propuesta que ha dado buenos resultados

es la de usar modelos simplificados en combinación con modelos refinados. Los resultados obtenidos de un modelo sirven de base para una mejor concepción del otro modelo, el cual puede utilizar una herramienta de análisis diferente. Así mismo, combinando los resultados de los diferentes modelos, es posible obtener una mejor y más completa estimación del comportamiento estructural de un edificio histórico. Cuando se analizan iglesias por sismo es común dividir las en macroelementos. Los cuales se pueden definir como la parte de una iglesia cuya respuesta sísmica puede ser evaluada en forma independiente del resto de la estructura. De este modo se evita tener un modelo numérico de toda la iglesia, reduciendo así el costo computacional al tener modelos más pequeños de partes de la estructura original. La idea de los macroelementos surge cuando se presentan mecanismos de daño. Éstos se forman cuando el daño en la estructura crea secciones con comportamientos similares al de cuerpos rígidos. De esta forma, el daño actúa en forma de articulación o desliga el elemento del resto de la estructura.

Paso 3 – Proceso de validación. Cabe recordar que, todo análisis estructural se realiza haciendo una idealización de la realidad, sea ésta la geometría, el comportamiento del material y la estructura, las solicitaciones actuantes, etc. Obviamente, es necesario que las idealizaciones elegidas sean apropiadas al problema en consideración, de modo que, el modelo matemático resultante sea capaz de representar la realidad que está simulando. En este nivel se hace un proceso de validación, el cual se puede realizar con pruebas experimentales (in situ o laboratorio), con otros modelos matemáticos, con resultados obtenidos de la

literatura, etc. Esto dependerá de la cantidad de información recopilada en el primer paso. Así mismo, es necesario que los modelos se validen ante las diferentes sollicitaciones a las cuales será sometido el modelo. Naturalmente, éstas dependerán de los tipos de análisis que se llevarán a cabo (paso cuatro). Cada modelo tendrá que ser evaluado en forma independiente. En forma general, los análisis de peso propio y cálculo de frecuencias y modos de vibrar se pueden utilizar como una forma sencilla de calibración y validación preliminar de los modelos numéricos. El peso propio de una estructura se puede calcular de forma sencilla el cual se compara con el obtenido con el modelo numérico. Por otro lado, el cálculo de las frecuencias y modos de vibrar permite conocer que la relación entre masas y rigideces es la adecuada. Con este análisis también, es posible detectar algunos errores en el mallado.

Una forma de obtener las propiedades elásticas de los materiales puede ser mediante la calibración de las frecuencias y modos de vibrar del modelo analítico con respecto a pruebas de vibración ambiental. Esto se puede lograr utilizando la metodología propuesta por Douglas y Reid (1982)

Paso 4 – Tipos de análisis. La selección del tipo de análisis dependerá de la herramienta de análisis escogida, de los costos en general (recursos computacionales disponibles, de los tiempos de pre y posproceso, etc.), así como también del tipo de estructura histórica que estemos analizando. También, es importante la forma en cómo se idealizarán las sollicitaciones: sean del tipo estático,

dinámico, modal espectral; sean fuerzas, desplazamientos, aceleraciones, etc. Dependiendo del fenómeno a estudiar será la forma de idealizar las solicitaciones. En forma general, se pueden dividir los análisis en elásticos y en no lineales. Algunas veces los parámetros necesarios para definir correctamente el modelo matemático que describe el comportamiento no-lineal del material son difíciles de evaluar. Por ejemplo, varios modelos requieren la energía de fractura del material, dato que no es sencillo de encontrar experimentalmente, ni tampoco en la literatura existiendo pocos datos referentes al tema. Así mismo, dependiendo del fenómeno a estudiar será la forma de idealizar las solicitaciones. Por ejemplo, los hundimientos diferenciales se pueden estudiar como desplazamientos predeterminados en la base. Los sismos se pueden estudiar con análisis estáticos o dinámicos, sin embargo, como se comentó anteriormente, los análisis inelásticos son indispensables, independientemente de cómo se idealicen las solicitaciones.

Cuando se analiza una estructura histórica se recomienda que se utilicen análisis dinámicos, en lugar de los estáticos; sobre todo cuando se tiene una geometría compleja. Esto se debe a que muchas veces los modos superiores de vibrar influyen significativamente en el comportamiento global de la estructura, por lo que, la estructura histórica rara vez se puede simplificar como un sistema de un grado de libertad. Para ejemplificar esto, se considera el macroelemento fachada de una iglesia típica de Oaxaca analizada con un modelo de elementos rígidos. Así mismo, los análisis estáticos no-lineales predicen resistencias mayores que las obtenidas con los análisis dinámicos. Esto se debe a que los análisis estáticos no

toman en cuenta la influencia de los modos superiores de vibrar, en este caso, los campanarios tienen un comportamiento tipo apéndice que incrementa las aceleraciones. Por lo tanto, no se recomienda el uso de análisis estático lineales para el estudio de torres de campanario; siendo necesario el uso de análisis dinámicos no-lineales. Finalmente, obsérvese que la validación de estos resultados se hizo comparando los daños observados con los daños obtenidos (aplicación del paso 3); desechando los resultados del análisis estático, al no representar correctamente la realidad.

Paso 5 – Análisis Paramétricos. Algunas veces, las idealizaciones realizadas a los materiales o a las solicitaciones, pudieran ser no del todo satisfactorias. Esto se puede deber, principalmente, a la falta de información (paso 1) o a la variabilidad propia del parámetro (por ejemplo registros sísmicos). En estos casos, para disminuir las incertidumbres derivadas de dichas idealizaciones se recomienda la realización de análisis paramétricos. El objetivo de estos análisis es el de evaluar la influencia de alguna variable o parámetro en el comportamiento estructural.

Para tal efecto, es necesario definir valores base, valores límite superior e inferior. El valor base es aquel con que se inician los análisis y se consideran como representativos de la estructura. Los valores límite determinan el rango de variación que puede tener la variable o parámetro a considerar. Cabe hacer notar que, un valor base puede ser también un valor límite, sea inferior o superior. Cuando se realiza un análisis dinámico, las cargas se definen como aceleraciones que varían con el

tiempo. Estos registros de aceleraciones pueden ser de sismos reales registrados, funciones matemáticas (por ejemplo funciones armónicas como el seno o coseno), sismos sintéticos generados a partir de un espectro de diseño. En un análisis dinámico, la estructura podrá tener diferentes comportamientos dependiendo del contenido de frecuencias y duración de la señal, del valor máximo de aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo, etc. Debido a estas incertidumbres, se hace necesario realizar análisis con distintos tipos de registros, es decir un análisis paramétrico. Un ejemplo de esto, es el estudio de la vulnerabilidad sísmica de una arcada de la Catedral de Noto, en Sicilia, Italia, la cual fue sometida a tres registros diferentes, dos reales registrados en 1976. Se realizaron tres modelos diferentes. Dos modelos tridimensionales de elementos finitos, uno de los cuales se realizó usando elementos sólidos y en el otro, elementos barra. El tercer modelo es en dos dimensiones y se analizó con el método de los elementos rígidos. El modelo de elementos sólidos consta de 65,912 elementos, 57,300 nodos y 172,000 grados de libertad. El modelo de elementos barra consta de 20 elementos, 41 nodos y 120 grados de libertad; mientras que el de elementos rígidos consta de 39 elementos, 52 nodos y 117 grados de libertad. Los tres modelos se calibraron utilizando las pruebas de vibración ambiental. El objetivo de estas pruebas fue la determinación de las propiedades dinámicas de la torre (frecuencias y modos de vibrar). Se obtuvieron 14 modos de vibrar: 10 modos de flexión, dos modos de torsión, un axial y un modo combinado. El modelo tridimensional de elementos sólidos sólo se utilizó para validar las hipótesis simplificadoras de los modelos de elementos barra y rígidos: las escaleras son lo suficientemente rígidas como para considerar que el

núcleo central y el cascarón exterior trabajan como una sola sección; y las aberturas no influyen en el comportamiento global de la torre. Esto se debió principalmente, al costo computacional que involucraba el modelo de elementos sólidos. Cabe hacer notar que el modelo de elementos rígidos requiere de 20 minutos para realizar un análisis dinámico no-lineal, el modelo de elementos barra requiere, para el mismo análisis, de 24 hrs; mientras que el modelo tridimensional hubiera requerido aproximadamente tres meses. De los análisis estáticos no lineales se observa que la base de la torre es la zona más vulnerable. Sin embargo, los análisis dinámicos no lineales determinaron que las zonas críticas son los dos últimos niveles de la torre. Estos resultados coinciden con los datos históricos disponibles, los cuales muestran que estos dos niveles han sido los que más daños han sufrido en diferentes eventos sísmicos. De este modo, los resultados numéricos se validan al compararlos con el comportamiento histórico de la torre ante eventos sísmicos. Así mismo, esta comparación muestra la importancia del análisis de las condiciones pasadas de la estructura, así como del Paso 1 – adquisición de datos.

Posteriormente, se realizaron análisis paramétricos con el modelo de barras, los cuales confirmaron que la zona crítica se encontraba en los dos últimos niveles. Cabe hacer notar que el modelo de barras representa mejor la realidad que el de elementos rígidos, pues entre otras cosas, éste último no toma en cuenta las posibles torsiones de la estructura, ni los diferentes materiales en la sección transversal. Esta limitante se resolvió considerando elementos barra con secciones compuestas.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 HIPÓTESIS

3.1.1 Hipótesis general

- Se podrá realizar una recopilación de las diferentes tipologías de reforzamiento de monumentos históricos tipo iglesia, realizadas en nuestro país y en el mundo, y se podrá tomar alguna de ellas como base para su aplicación en la catedral de Tacna.

3.1.2 Hipótesis específicas

- La revisión de antecedentes en cuanto a tipologías de reforzamiento de monumentos históricos tipo iglesia, nos permitirá escoger el más adecuado para la Catedral de Tacna.

- La zona más vulnerable de la catedral de Tacna que es la cúpula no soportará un sismo severo.
- Se podrá realizar una propuesta de reforzamiento para la cúpula, y se analizará su desempeño.

3.2 VARIABLES E INDICADORES

3.2.1 Identificación de la Variable Independiente

Se identificó la variable independiente (cuantitativa y cualitativa) como: “Diversas Tipologías de Intervención en Monumentos Históricos”, se pueden clasificar en dos grupos:

Principales técnicas de reforzamiento de Monumentos Históricos

Las técnicas de restauración de los monumentos históricos se recopilarán de la revisión bibliográfica, y registrados de los trabajos en campo que están en proceso de restauración, los que se señalan a continuación:

Técnicas de reparación o consolidación

Se emplean los materiales y técnicas originales o nuevas, limitándose a reparar la lesión sin modificar el modo de trabajo, generalmente es aplicada a daños

locales con el objetivo de dar solidez a un elemento que la ha perdido o las está perdiendo.

Técnicas de restructuración con refuerzos estructurales

Se modifica la estructura a través de refuerzos con materiales diferentes a los originales de la estructura, con la finalidad de darle un mejor comportamiento frente a sollicitaciones externas como pueden ser su peso propio y sismos.

3.2.2 Identificación de la Variable Dependiente

Se identificó la variable dependiente (cualitativa) como: “La Catedral de Tacna”, que será el monumento al cual aplicaremos alguna tipología de las cuales se harán la recopilación, analizando su parte más vulnerable y proponiendo su reforzamiento.

3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Se determina la presente investigación como “investigativa” y “analítica”.

3.3.1 Diseño de la investigación

Teniendo en cuenta el tipo de investigación el diseño es “Descriptivo – Comparativo”.

3.3.2 Ámbito y tiempo social de la investigación

El ámbito de estudio para el presente proyecto, es recopilar información de estudios similares y aplicarlo para nuestro caso puntual.

3.2.3 Unidades de estudio

Monumento Histórico tipo Iglesia, la Catedral de Tacna.

3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

Se recopilará un mínimo de 3 casos de estudios similares al caso de la presente investigación.

3.5 RECOLECCIÓN DE LOS DATOS

Procedimientos

Marco metodológico; se tomarán en cuenta los estudios y/o investigaciones relacionadas con las variables de estudio.

Modelo estructural; Se analiza la Estructura de Concreto Armado de la Catedral de Tacna, con énfasis en la parte más vulnerable es decir la cúpula.

3.5.1 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Marco metodológico; búsqueda de información virtual a nivel latinoamericano e internacional.

Instrumentos para recolección de datos, básicamente se utilizará herramientas de búsqueda como internet, consultas de investigaciones desarrolladas con el tema, manuales, Normas y bibliografía específica. Se ubicaran Planos existentes de la edificación.

Modelo estructural, se usara el programa SAP 2000 V. 19.1.

3.6. TIPOLOGÍA DE CASOS SIMILARES

3.6.1. CATEDRAL DEL CUSCO (Proaño, 2003)

Se ha tomado como referencia el estudio “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Catedral del Cusco” desarrollada por el CISMID en coordinación con los ingenieros Ricardo Proaño, Miguel Torres, Jorge Olarte, C. Zavala, Zenon Aguilar, Hugo Scaletti y Martin Rodriguez.

El modelo de elementos finitos que se muestra en las Figura 3.01, fue planteado para estudiar el comportamiento sísmico del conjunto de la Catedral y las

edificaciones adyacentes. Las dimensiones fueron obtenidas de planos proporcionados por el arzobispado del Cusco, complementándose la información con mediciones in situ.

El modelo es muy útil para un estudio cualitativo, pero no debe considerarse como una representación matemáticamente exacta de la estructura, ya que la información disponible no es completa. Las pocas muestras de materiales que ha sido posible ensayar proporcionan apenas un panorama preliminar respecto a las propiedades físicas y mecánicas. En algunos casos, como en los muros, no se tiene una medida precisa de los espesores de los distintos materiales. También hay cierta imprecisión en las dimensiones de elementos en zonas de difícil acceso.

La mayor parte de los elementos finitos empleados son tipo cáscara, con acciones de membrana y de flexión. El modelo tiene 25106 de tales elementos y 273 elementos tipo barra. En total tiene 24 949 nudos y 149 694 grados de libertad.

Los pilares de la catedral fueron representados con elementos tipo barra. Las características geométricas y elásticas de la sección transversal de los pilares se obtuvieron compatibilizando los esfuerzos y deformaciones con los obtenidos del modelo con elementos finitos tridimensionales de la columna aislada.

Los muros fueron considerados como elementos tipo cáscara con un único material y un espesor equivalente. Debe recordarse que los muros en realidad están

compuestos por mampostería de piedra con aparejo en las caras exteriores, con un relleno intermedio (de espesor variable) de conglomerado de argamasa y piedra.

Las cúpulas se modelaron con elementos finitos tipo cáscara, cuyo espesor fue calculado inicialmente sobre la base de compatibilizar los desplazamientos verticales del modelo de cáscara con aquellos del modelo con elementos finitos tridimensionales.

En cada caso, se usaron dos distintos espesores, para acciones de membrana y para acciones de flexión. Para estudiar las consecuencias de la flexibilidad de las bóvedas, se planteó un modelo alternativo, considerando iguales espesores para las acciones de flexión y de membrana.

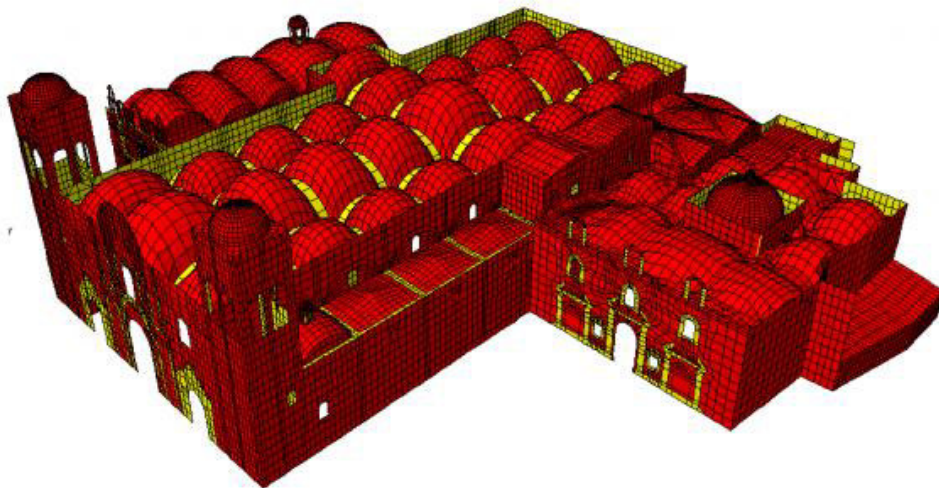


Fig. 3.01 Vista del modelo en SAP 2000 (Proaño, 2003)

3.6.1.1. Comportamiento Sismorresistente de la Catedral del Cusco

Para hacer referencia al comportamiento sísmico de la catedral, deben tenerse en cuenta las características de los materiales empleados. Aún cuando la resistencia de los bloques de piedra es similar a la que tendrían algunos concretos empleados en edificaciones modernas, la mampostería tiene una capacidad bastante menor. Esta afirmación es válida incluso para la mampostería organizada de las caras exteriores de los pilares. El material de relleno de los pilares tiene una resistencia muy inferior, de otro orden de magnitud. En comparación con el material de los pilares, la calidad del material en muros es inferior. En general, los materiales empleados en todos los casos tienen cierta capacidad frente a acciones de compresión, pero una resistencia muy pequeña frente a esfuerzos de tracción.

La estructura de la catedral está concebida para soportar cargas de gravedad. La forma de arcos y bóvedas es tal que la resultante de fuerzas en cualquier sección está dentro del núcleo central, salvo pequeñas excepciones. Esto significa que no se producen tracciones, que no podrían ser resistidas con el material empleado. Por otro lado, a pesar de tenerse una estructura de gran peso los esfuerzos de compresión debidos a las cargas de gravedad son relativamente bajos (son inferiores a 1,7 MPa). Esto se debe a las grandes dimensiones de los principales elementos estructurales.

La estructura de la catedral no ha sido concebida para soportar sismos importantes.

Puede decirse que tiene características opuestas a lo que normalmente se considera adecuado para un buen comportamiento sísmico: mucho peso en proporción a la capacidad resistente, poca ductilidad. No obstante esto, hay algunas características de la estructura que resultan favorables. Debe por ejemplo mencionarse el uso de muros transversales, a modo de contrafuertes de los muros longitudinales, sin los cuales la estructura no hubiera podido soportar sismos de moderada intensidad.

Las acciones sísmicas son intrínsecamente variables. Para eventos de pequeña intensidad puede esperarse que la resultante de fuerzas en una sección cualquiera se desplace ligeramente, manteniéndose toda la sección comprimida, o quizás con tracciones tolerables. Sin embargo, en eventos de mayor intensidad pueden tenerse tracciones importantes.

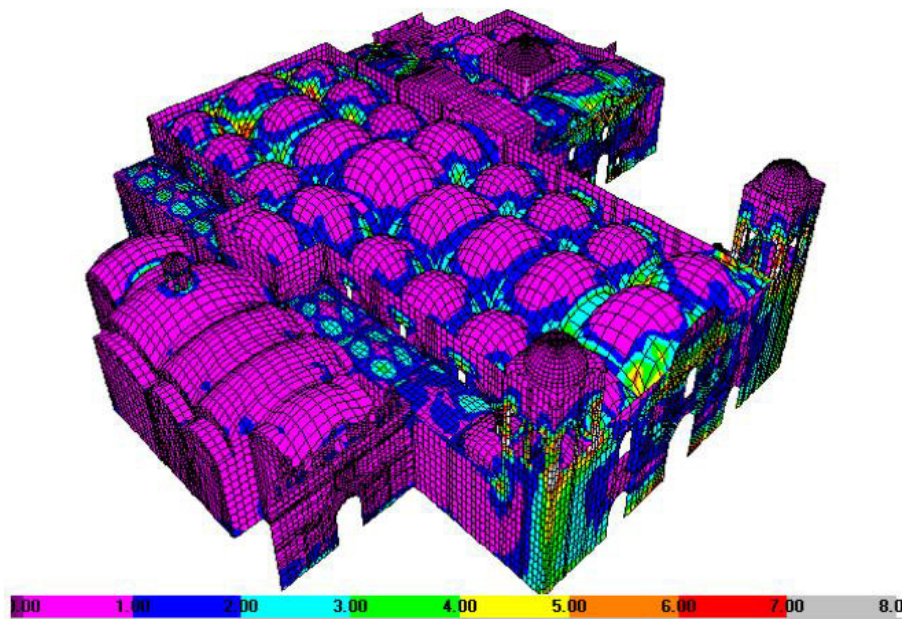


Fig. 3.02 Resultados del comportamiento sísmico (Proaño, 2003)

3.6.1.2. Consideraciones para la reducción de la Vulnerabilidad Sísmica de Catedral del Cusco

La estructura de la catedral, vista como un todo, tiene suficiente densidad de muros como para soportar las acciones sísmicas previstas. Sin embargo, las bóvedas y arcos no son adecuados para transferir las fuerzas sísmicas a los muros, ya que están constituidas por materiales con insuficiente resistencia a los esfuerzos de tracción y a los esfuerzos cortantes.

Las bóvedas son la componente más vulnerable y presentan además el mayor riesgo para los ocupantes. Una solución estructuralmente apropiada sería la de agregar refuerzo, tanto inmediatamente por encima de la capa inferior de bloques de piedra como en la parte superior de los arcos y bóvedas, para dar a las secciones capacidad para resistir momentos flectores. La cantidad de refuerzo debería proporcionarse a las dimensiones de los elementos involucrados, de modo que su contribución sea significativa.

Si solo se reforzaran los arcos se tendría una solución apropiada para las componentes de sismo en dirección transversal, ya que se conectarían los pilares con los muros que actúan como contrafuertes. Sin embargo, en dirección longitudinal no se tienen muros alineados con los pilares, por lo que la solución no sería efectiva. Más aún, se produciría un problema de “columna corta” en la zona

hacia la entrada principal de la catedral, donde se tienen algunos muros que reducen la altura libre de los pilares.

No es una solución conveniente modificar solamente los pilares. Un incremento sustancial en las rigideces, difícil de lograr manteniendo las características visibles de los pilares, podría efectivamente reducir el nivel de daños. Sin embargo, una solución tal como la sustitución del material del núcleo por otro de mejor calidad, aparte de las dificultades constructivas, no resolvería el problema básico de las bóvedas.

3.6.2. CATEDRAL DE AREQUIPA (Torrealva, 2002)

La Municipalidad de Arequipa hace un Concurso entre Ingenieros Estructurales y resulta ganador el equipo conformado por el Ing. Daniel Torrealva Dávila y el Ing. Antonio Blanco Blasco. Con la finalidad de reparar y reforzar la estructura dañada de la catedral de Arequipa.

3.6.2.1 Evaluación de daños y comportamiento estructural:

En ambas torres el comportamiento es similar; debido a la transición de la sección, se produce también en esa zona un efecto de apéndice con respecto al primer cuerpo, aunque no tan pronunciado como el de la torre con respecto a la iglesia. Esto trae como consecuencia una concentración de esfuerzos mayores en la zona del cuello de la torre, lo que a la postre causó el desprendimiento de las piezas

de sillar y el posterior colapso de la torre izquierda. Esto concuerda con los daños observados en sismos anteriores y que han sido documentados en el informe del proyecto del año 1983.

Los pilares del primer cuerpo, que son los elementos que toman el momento de volteo y la fuerza cortante basal, han tenido un comportamiento aceptable. Se observan sin embargo fisuras en la base de los pilares justo en la parte en que no se ha reforzado con columnas de concreto, es decir la parte del ochavo exterior de cada pilar. Se puede entonces afirmar que de los tres cuerpos que componen la torre, ha sido el segundo de ellos (la zona de transición) el más débil por razones de daños acumulados de sismos anteriores, tal vez no reparados apropiadamente y además por la concentración de esfuerzos en la zona del cuello inmediatamente debajo del tercer cuerpo.

El movimiento pendular del tercer cuerpo, produce esfuerzos de compresión y tracción sobre la mampostería de sillar del segundo cuerpo que no tiene ningún tipo de refuerzo, salvo las columnas de concreto y metálicas en el núcleo central. Como la resistencia a la tracción de la albañilería de sillar es prácticamente nula, al producirse ésta, los bloques de sillar se desprenden del mortero de junta y quedan sueltos siendo luego expulsados de su posición por las fuerzas horizontales que en ese nivel son mayores por la amplificación de la aceleración. Esto produjo la pérdida de sección debajo del tercer cuerpo quedando únicamente el refuerzo del

núcleo central para resistir el momento de volteo y la fuerza cortante horizontal simultáneamente.

En el caso de la torre izquierda, el tercer cuerpo colapsó precisamente porque los elementos remanentes que lo unían al segundo cuerpo no resistieron los esfuerzos de volteo y fuerza cortante. El colapso de este cuerpo se produjo como un bloque rígido que al caer sobre la bóveda de la iglesia la perforó.

En el centro histórico de Arequipa se tuvieron daños en las edificaciones antiguas, hechas con piedra sillar, con adobe y ladrillo.

- La catedral de Arequipa tuvo daños importantes.
- También se tuvieron daños en estructuras aporricadas.

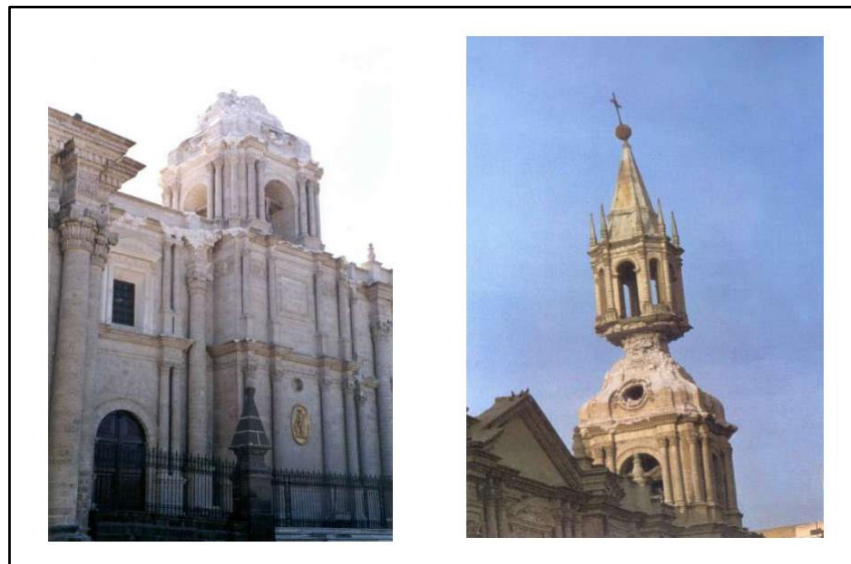


Figura N° 3.03 Daños en la catedral de Arequipa (Torrealva, 2002)

3.6.2.2. Análisis Sísmico y Cálculos para el Refuerzo.

El análisis de la torre se ha realizado considerando que se comporta empotrada en la base (techo de la iglesia) por la condición de apéndice que presenta. Para modelar las características geométricas se ha utilizado el programa SOLID WORK y luego las frecuencias de vibración y determinación de esfuerzos se han realizado con el programa NASTRAN de elementos finitos.

El volumen de la torre es del orden de 340m^3 , con un peso total de 425 toneladas, asumiendo $1,250\text{ kg/m}^3$ como peso específico de la mampostería de sillar. Para determinar los esfuerzos al nivel de la base del primer cuerpo se ha considerado un coeficiente sísmico total de 0.30g.

3.6.2.3. Modelado Estructural

Torre Derecha

Para efectos del análisis del posible volteo de la torre, a nivel de su base, se ha encontrado que el momento resistente debido a su peso propio es del orden de $1800\text{ ton}\cdot\text{m}$, lo que significa que el máximo momento actuante por sismo horizontal se obtendría considerando un cortante máximo del orden del 40% del peso.

En los cuatro pilares del primer cuerpo, para un cortante del 30% del peso, se obtiene esfuerzos máximos de compresión del orden de 6 kg/cm^2 y esfuerzos

máximos de tracción del orden de 0.8 kg/cm². Los esfuerzos de compresión son aceptables y los de tracción son superiores a los resistentes en el mortero de junta, lo que podría producir fisuras en los pilares. Sin embargo, estos pilares cuentan con tres columnas de concreto armado cuyo refuerzo ha contribuido a controlar las tracciones presentes.

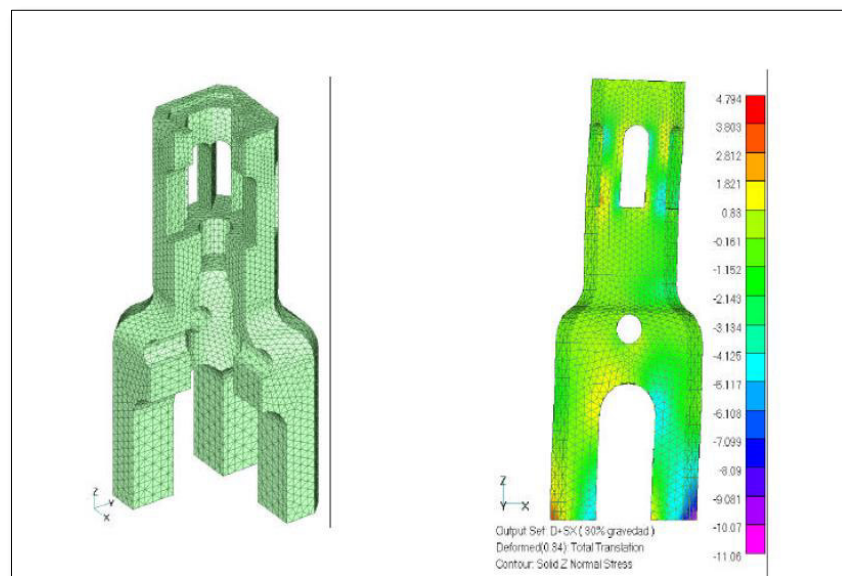


Fig. 3.04 Modelado Estructural Torres Catedral Arequipa (Torrealva, 2002)

Torre Izquierda

En la torre izquierda que ha sufrido el colapso del tercer cuerpo y parte del segundo, se propuso la reconstrucción completa de estos dos cuerpos, para lo cual era necesario desmontar la parte del segundo cuerpo (zona de transición) que permanecía en pie hasta el nivel de la primera cornisa (parte superior del primer cuerpo). Adicionalmente debería incluirse una columna de concreto armado en la

zona del ochavo del perímetro exterior, para completar el refuerzo realizado en 1984.

3.6.2.4. Proyecto de Reforzamiento

Torre derecha.

a) Desmontar las cuatro pilastras de sillar que están situadas en las aristas ochavadas del primer cuerpo.

b) Desmontar y retirar cuidadosamente los bloques de sillar de los cuatro ochavos del perímetro.

c) Vaciar las nuevas columnas contra la mampostería de sillar existente en su perímetro, debiendo ubicarse las nuevas columnas retiradas 10 cm del plomo exterior, de tal manera que se pueda enchapar posteriormente unidades de sillar que las oculten.

d) Las columnas se anclarán en la base de concreto existente mediante la perforación con broca de $\frac{3}{4}$ " de longitud 12cm, para introducir en ellos insertos de $\frac{5}{8}$ " de diámetro Hilti HIT HY150 de 80 cm de longitud.

e) Las columnas se anclan en la parte superior del primer cuerpo a la viga collar de concreto armado existente, para lo cual se pica una longitud aproximada de 70 cm, sin cortar el refuerzo de acero existente, finalmente se utiliza aditivo epóxico en la superficie de contacto entre el concreto nuevo y el existente.

f) Reconstruir el fuste circular de sillar que abarca la altura del segundo cuerpo zunchándolo con bandas horizontales de fibra de carbono. Previamente se colocan bandas de fibra de carbono en posición vertical y pegada en la parte inferior del fuste.

g) En la parte inferior del fuste circular se vacea una viga de concreto armado en todo el perímetro. Esta viga se ancla al cuerpo de la torre con varillas de 5/8" en una longitud de 80 cm.

h) Se coloca luego el sillar exterior dándole la forma de la transición. Los bloques de sillar están cosidos entre sí con varillas de acero tanto vertical como horizontalmente.

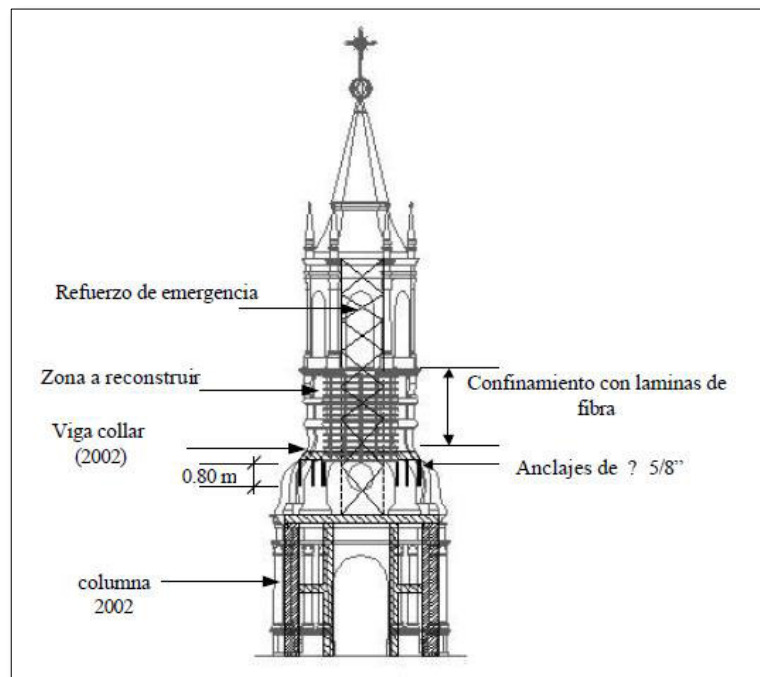


Figura 3.05 Refuerzo estructural en la torre derecha (Torrealva, 2002)

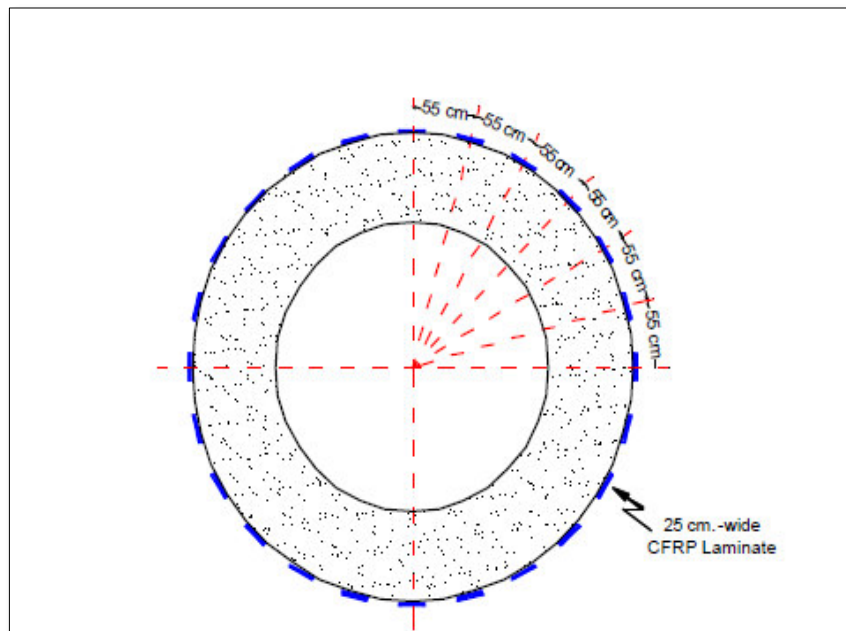


Figura 3.06 Ubicación de las fibras de refuerzo vertical Torre Derecha

(Torrealva, 2002)

Torre Izquierda

Durante la construcción se modificó la solución para no desmontar el segundo cuerpo completamente haciéndose perforaciones para colocar la armadura horizontal y vertical propuesta.

El procedimiento de intervención fue el siguiente:

- a) Desmontar las cuatro pilastras de sillar que están situadas en las aristas ochavadas del primer cuerpo.
- b) Desmontar y retirar cuidadosamente los bloques de sillar de los cuatro ochavos del perímetro.

c) Vaciar las nuevas columnas contra la mampostería de sillar existente en su perímetro, debiendo ubicarse las nuevas columnas retiradas 10 cm del plomo exterior, de tal manera que se pueda enchapar posteriormente con unidades de silla que las oculten.

d) Las columnas se anclaron en la base de concreto existente mediante la perforación con broca de $\frac{3}{4}$ " de longitud 12cm, para introducir en ellos insertos de $\frac{5}{8}$ " de diámetro Hilti HIT HY150 de 80 cm de longitud.

e) Las columnas se anclaron en la parte superior del primer cuerpo a la viga collar de concreto armado existente, para lo cual se pica una longitud aproximada de 70 cm, sin cortar el refuerzo de acero existente, finalmente se utiliza aditivo epóxico en la superficie de contacto entre el concreto nuevo y el existente.

f) Desmontar parcialmente el segundo cuerpo de la torre hasta el nivel superior de los orificios circulares laterales.

g) Vaciar una nueva cruceta de concreto armado de extremo a extremo de la sección perforando horizontalmente el segundo cuerpo. En este nivel se unirá esta nueva cruceta con una viga circular que también se vacía labrando la parte interior del segundo cuerpo.

h) De la viga circular indicada en el punto anterior, nacen ocho columnas de concreto armado de sección 25 x 25 cm con 4 varillas de $\frac{5}{8}$ ", las cuales coinciden con la proyección de los ocho pilares de la arquería del tercer cuerpo. Se vacían estas columnas dejando anclados cada 80 cm aproximadamente, 4 varillas de $\frac{3}{8}$ " para vigas de amarre circulares.

i) Se construye luego el fuste de sillar con la forma de la transición que abarca la altura del segundo cuerpo vaciando las vigas de amarre conforme se avanza en altura.

j) Se vacía la base del tercer cuerpo que consiste en una losa de concreto armado de 20cm de espesor con un orificio circular central. Las ocho columnas de concreto continúan al tercer cuerpo coincidiendo con los ocho pilares de la arquería.

k) En la coronación del tercer cuerpo se coloca una viga collar y vigas crucetas de concreto de 20 cm de espesor donde irán ancladas las columnas indicadas en el punto anterior. En las crucetas se dejan unos insertos metálicos para anclar la estructura de coronación.

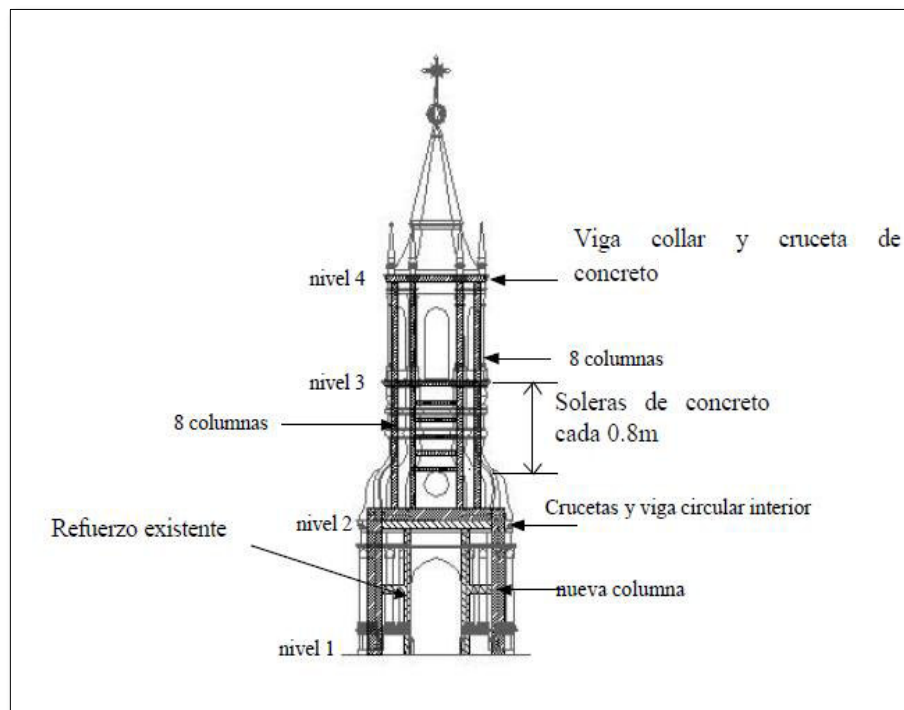


Figura 3.07 Refuerzo estructural en torre izquierda. (Torrealva, 2002)

3.6.3. BASILICA CATEDRAL DE MANIZALES (COLOMBIA) (Cardona)

Se ha tomado como referencia el estudio “Vulnerabilidad sísmica estructural y diseño del refuerzo sismorresistente de la Catedral Basílica de Manizales, Colombia”

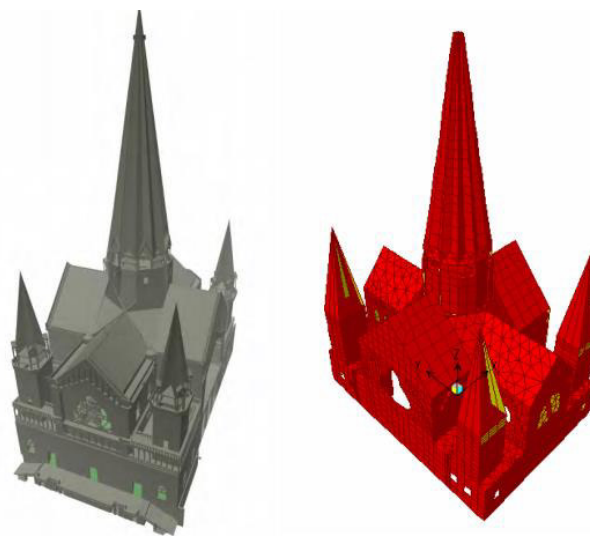


Fig. 3.08 Vista 3D de la Catedral Manizales y modelado (Cardona)

Para la evaluación del estado de los materiales de la estructura se llevaron a cabo ensayos de tipo semidestructivo y no destructivo, acompañados por ensayos fisicoquímicos, practicados directamente sobre la estructura, o en el laboratorio sobre muestras tomadas del concreto. De igual manera, con las mediciones de profundidad de carbonatación (pérdida de pH) y los correspondientes recubrimientos del acero de refuerzo se modeló, usando un programa diseñado para tal efecto, la durabilidad residual de un número representativo de elementos de la estructura. Se tomaron muestras secas, sobre las cuales se determinaron los

contenidos aproximados de materia orgánica y cuantía de cemento. También se realizaron las evaluaciones de resistencia a tensión directa del hormigón (cohesividad del soporte) efectuadas con el aparato de Sattec sobre varios sitios de la estructura. Se tomaron mediciones del potencial de corrosión y núcleos de hormigón para verificar la resistencia del mismo a la compresión. La resistencia a compresión sobre núcleos extraídos se observa valores de resistencia variables, así como hay núcleos con más de 300 kg/cm², también hay núcleos con resistencias inferiores o cercanas a 100 kg/cm².

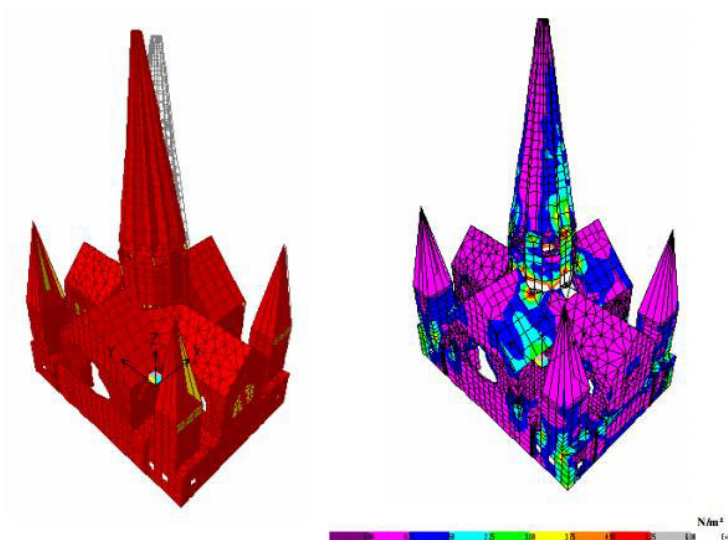


Fig. 3.09 Modelado Estructural y Resultados (Cardona)

Una vez evaluada la vulnerabilidad sísmica de la estructura en el cual se pudo determinar los esfuerzos en toda la estructura y por lo tanto los sitios críticos o que pueden ser insuficientes para atender acciones sísmicas más severas, se llevó a cabo un análisis de interacción sueloestructura con el fin de estimar cómo se amplía el

período de vibración de la estructura y cómo se relaja su comportamiento. Para el grupo consultor los resultados de estos estudios, que adicionalmente fueron verificados utilizando un modelo simplificado realizado mediante el programa de computador PDCOMB, indican que los muros de la Catedral se han fisurado o agrietado en sismos anteriores debido a que actúan prácticamente en forma desacoplada.

Los agrietamientos se han presentado precisamente porque no existe la capacidad en los muros de la estructura para moverse monolíticamente en un solo conjunto. La mayoría de los agrietamientos se han presentado por la insuficiencia de los mismos para soportar fuerza cortante. Dado que la cimentación es un sistema de nervaduras, algunas de las cuales son poco rígidas por sus acartelamientos, permite adicionalmente, ante la acción sísmica, que los muros giren o roten por falta de empotramiento. Este tipo de situación es muy desfavorable y explica el desacople de los muros y sus agrietamientos.

Por esta razón es fundamental reforzar la capacidad de los muros existentes con elementos estructurales competentes que mejoren la resistencia y la capacidad de disipación de energía de la estructura. También, se pudo ratificar que las torres o agujas esquineras que fueron reforzadas mediante una estructura metálica interior, no están adecuadamente ancladas, ofreciendo una alta posibilidad de inestabilidad en caso de un sismo severo. Por lo tanto, es pertinente llevar a cabo una intervención que garantice una mayor estabilidad y anclaje a la cimentación.

3.6.3.1 Propuesta de Reforzamiento

En consecuencia de lo anterior, se diseñaron una serie de intervenciones para corregir las deficiencias encontradas y para mejorar el comportamiento estructural de la Catedral en caso de sismo. El estudio estableció que es necesario reforzar la estructura para un mejor comportamiento ante las cargas laterales mediante ocho muros estructurales ortogonales nuevos ubicados en la periferia en los sitios considerados de mayor eficiencia para efectos estructurales y en donde no causen mayores cambios en la arquitectura original del edificio. Dichos muros podrían reemplazar los muros existentes, sin embargo, debido a las dificultades que esto significaría para la construcción se estableció que dichos muros sean construidos adosados mediante anclajes a los muros existentes allí ubicados. Esta situación, aunque modifica de manera menor la fachada, es preferible dado que las cargas verticales siguen siendo trasladadas a la cimentación por los muros existentes. Por otra parte, se evitan grandes dificultades y riesgos en el proceso constructivo, pues en caso contrario sería necesario sostener temporalmente grandes cargas tanto verticales como de los empujes de los arcos que allí convergen. Estos nuevos muros deben contar con elementos de borde capaces de soportar los momentos que se generarían en caso de sismo y deben llegar a la cimentación apoyándose sobre una nueva viga de cimentación alta, ubicada debajo de la cimentación existente, que a su vez debe construirse apoyada sobre caissons que garanticen el empotramiento o no giro de los nuevos muros.

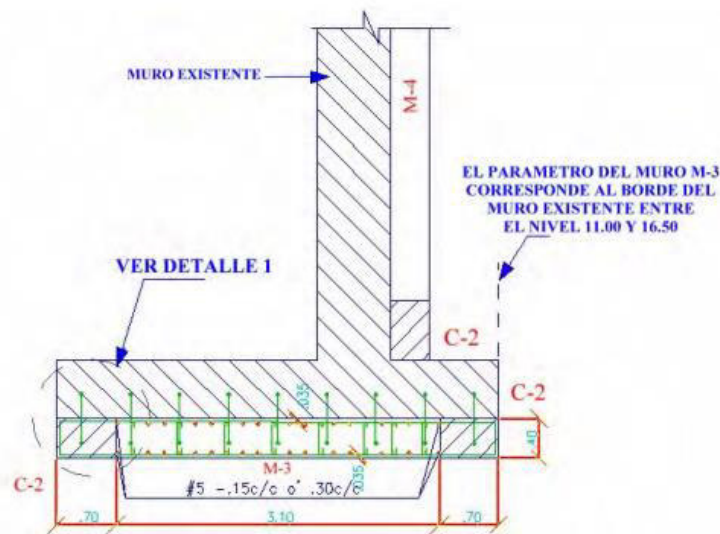


Fig. 3.10 Detalle de Reforzamiento en la cimentación

Catedral Manizales (Cardona)

3.7. MATERIAL PROPUESTO PARA EL REFORZAMIENTO DE LA CUPULA DE LA CATEDRAL DE TACNA

3.7.1 GEOSTEEL 2000 (products.www.kerakoll.com)

La G2000 Geosteel 2000, es un producto de la fábrica Italiana KERAKOLL, consiste en un tejido en fibras de acero galvanizado Hardwire para alta resistencia es un tejido unidireccional formado por micro-filamentos de alta resistencia de acero galvanizado, fijado en una microrred fibra vidrio que facilita las fases de instalación, opcionalmente instalable con matriz constituido por GeoLite o GeoLite Gel en función de los requisitos de diseño y patio.

El textil de refuerzo estructural es de fácil manejo, que combina en sí mismo excelentes propiedades mecánicas, instalación y alta durabilidad gracias al galvanizado de alambres individuales. La garantía de telas de fibra de acero galvanizado recursos estructurales y mecánicas únicas, muy superior a los tejidos tradicionales fibra de vidrio-aramida de carbono, siendo así particularmente eficaz en el diferente aplicaciones para el refuerzo estructural y mejora o reforzamiento sísmico, así como en la realización de sistemas de conexión de chapado adecuados, en combinación con Inyector y conector geosteel.

A. PROPIEDADES DE LA MALLA GEOSTEEL 2000

- Alta durabilidad debido a la galvanización especial de los alambres de acero, probado por medio de pruebas rigurosas durabilidad en ambiente salino, congelación-descongelación y alto humedad
- Específico para refuerzos estructurales en acoplamiento con: GeoLite mineral basado Geolegante, ideal para la entrada de elementos estructurales de hormigón hormigón o mampostería buena textura; GeoLite Gel, adhesivo epoxi mineral, ideales para el chapado de secciones de hormigón estructural armado con buenas características mecánicas.

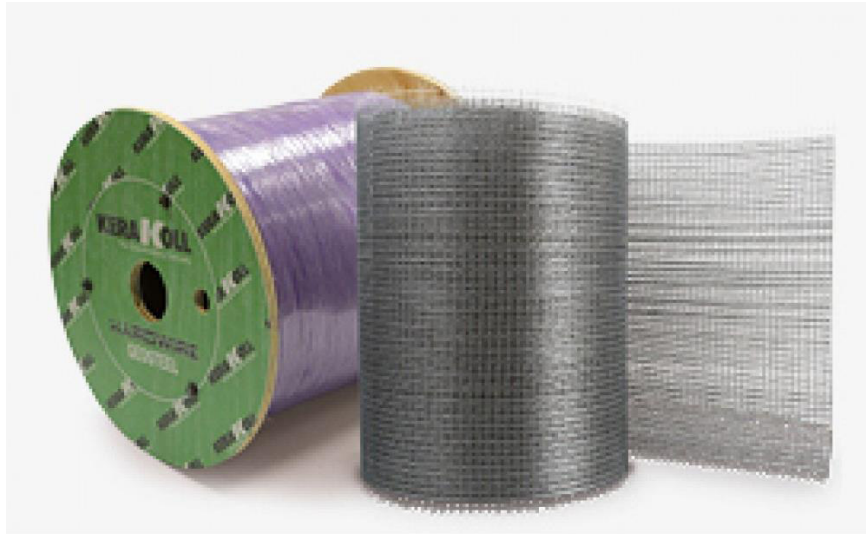


Fig. 3.11 Malla Geosteel 2000

(fuente products.www.kerakoll.com)

- Tensable para la realización de refuerzos estructurales y principios activos, por medio de sistemas especiales de anclaje mecánica debido a las características particulares de la tela que no requiere la impregnación previa de la cinta, y, al mismo tiempo que permite su anclaje y medios de agarre de las placas de metal sin la necesidad de una atención especial, ya en cambio es necesario, con todos los otros tipos de fibras y tejidos disponibles en el mercado

- Moldeable por medio de flexión que permite que la malla Geosteel pueda ser moldeado fácilmente el tejido sin alterar sus propiedades mecánicas, para producir estribos para vigas, pilares, vendaje y otros pliegues necesarios en las intervenciones de saneamiento estructural.

B. CAMPOS DE APLICACIÓN

- La adaptación o mejora de elementos estructurales estáticas y sísmicas de mampostería de ladrillo, piedra natural, hormigón o toba armado
- Consolidación de arcos, bóvedas y cúpulas de ladrillo, piedra natural o toba
- Refuerzo de pandeo, corte y confinamiento de mampostería de ladrillos de yeso, piedra natural, toba o secciones de hormigón armado
- Construcción de cumbre bordillos o reforzado mampostería
- Confinamiento y envoltura de elementos estructurales en albañilería o de hormigón armado.
- Realización de conectores especiales con simple o doble entrada anclar los tejidos y las inyecciones armadas.

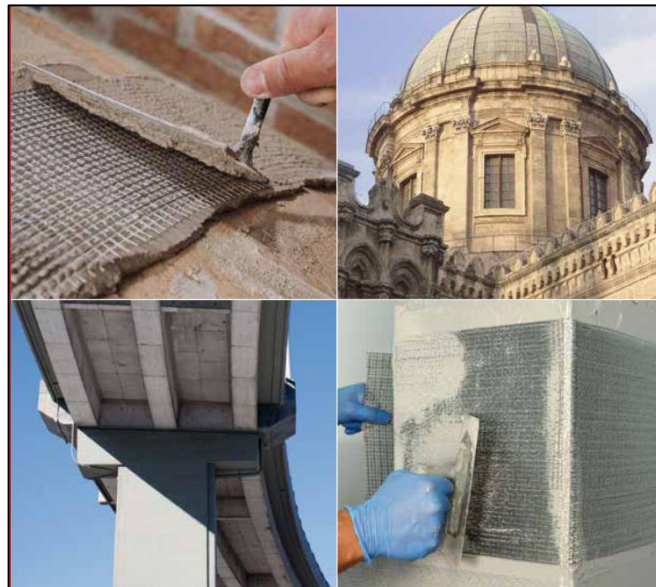


Fig. 3.12 Aplicaciones de la Malla Geosteel 2000

(http://products.kerakoll.com/catalogo_dett.asp?idp=8452)

C. MODO DE USO

La Malla Geosteel G2000 en acero galvanizado de fibra Hardwire de alta resistencia está lista para usar. El tejido puede ser cortado, en una dirección perpendicular a las hebras, por medio de cizallas manuales o eléctricas; en una dirección paralela a los filamentos, por el cortador normal. El tejido cortado en tiras de anchura de incluso unos pocos centímetros y varios metros de longitud asegura perfecto estabilidad sin comprometer de ninguna manera la procesabilidad del tejido y su aplicación.

La realización del refuerzo estructural de acero reforzado con fibras de acero se realiza con Mortero (combinación de acero y GeoCalce fibra o GeoLite) o acero polímero reforzado (combinación de adhesivo de acero y epoxi de fibra mineral GeoLite Gel) se llevarán a cabo con la aplicación de una primera capa de geomalla (en el caso de sustratos de mampostería, utilice una llana dentada 10 mm de espesor), proporcionar sobre el sustrato una cantidad suficiente de material (espesor mínimo 5 - 8 mm) para regularizar y sentar e incorporar la tela de refuerzo. En el caso de la matriz mineral de adhesivo epóxico de la regularización de soporte puede ser realizado por GeoLite, teniendo cuidado de dejar reposar y fraguar la geomalla, como se indica en la ficha técnica. El espesor de la primera capa adhesivo debe ser ≈ 2 mm. Esto será seguido por la aplicación, sobre la matriz todavía fresco, la tela geosteel G2000 Acero galvanizado de fibra Hardwire de alta resistencia, lo que garantiza la incorporación perfecta de la cinta en la capa de

matriz, ejerciendo una ligera presión con una espátula o un rodillo de acero y teniendo cuidado de que la misma sale de las hebras, asegurando así una adhesión tina entre la primera y segunda capa de matriz. En los puntos de unión longitudinales, se procederá a superponer dos capas de tela en el acero durante al menos 15 cm de fibra con la matriz de epoxico y 30 cm a matrices inorgánicas. En el caso de matriz inorgánica proceder con el suavizado de protección final (espesor 2 - 3 mm), con el fin de incorporar plenamente el refuerzo subyacente y cierre los huecos.

En caso de matriz epoxica proceder con el alisamiento final de protección, el uso de una cantidad de adhesivo requerida para el total recubrimiento de la tela de acero, actuando fresco sobre fresco. En caso de capas subsiguientes sobre la primera, proceder con la colocación de la segunda capa de fibras sobre la capa de la matriz todavía fresco. En el caso en que debe ser pegado el sistema instalado con matriz epoxico enmascarado por el afeitado, es recomendable, en resina todavía fresco, uno de la pulverización de cuarzo mineral para facilitar la adherencia de las capas más tarde.

D. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL GEOSTEEL 2000

De un filamento

- Tensión de tracción característica alambre $\sigma > 2900$ MPa
- Módulo de elasticidad y el alambre > 205 GPa
- Área de rubor 0,1076 mm² Cinta seco / Strand

Hebra 3x2 obtiene uniendo entre ellos 5 filamentos, de los cuales 3 son rectilíneos y 2 en el arrollamiento con un alto ángulo de torsión

- Área efectiva de una hebra de 3x2 (5 hilos) Una hebra 0,538 mm²

- N° filamentos / cm 4,72 hebras / cm - masa (inclusive de termosellado) ≈ 2.000 g / m²

- Espesor equivalente de la cinta t cinta ≈ 0,254 mm

- Resistencia a la rotura en tracción de una hebra > 1500 N

- En la fuerza de tracción de cinta cinta de $\sigma > 2800$ MPa

- Resistencia a la tracción por unidad de longitud cinta de $\sigma > 7,11$ kN / cm -

Módulo de elasticidad de la cinta y la cinta > 190 GPa

- La deformación de la rotura de la cinta cinta $\epsilon > 1,50\%$ paquete rodillos 30 m (h 30 cm) Peso 1 rollo ≈ 24 kg incluyendo el embalaje.

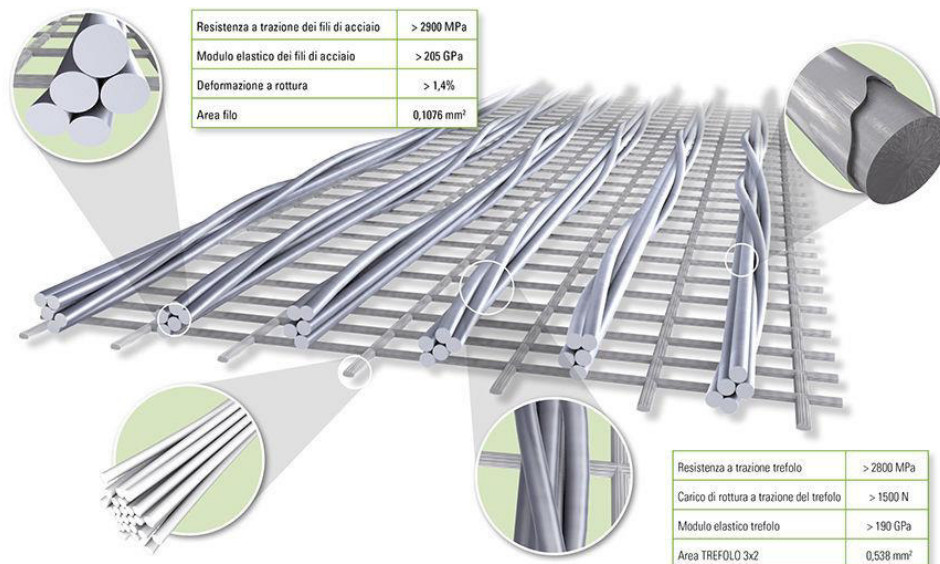


Fig. 3.13 Propiedades Malla Geosteell 2000 (fuente products.www.kerakoll.com)

E. ANCLAJE DEL GEOSTELL 2000 A LA CÚPULA

Con la finalidad de garantizar una mejor sujeción entre la malla Geostell 2000 y la cúpula, considerando que como sujeción ya estará trabajando el mortero que recomienda la fábrica Kerakoll. Se propone el uso de pernos de anclaje, se colocaran de modo que el extremo inferior del perno sobresale hacia fuera. Considerando que debe sujetar la Geostell 2000, al concreto de la cúpula.

Es un Perno de Expansión Tipo Cuña para el anclaje, totalmente roscado, de una pieza el cual está disponible en acero al carbono y acero inoxidable.

En el mercado local se puede encontrar este tipo de anclaje Perno anclaje 1/2x3 3/4" Fixser.

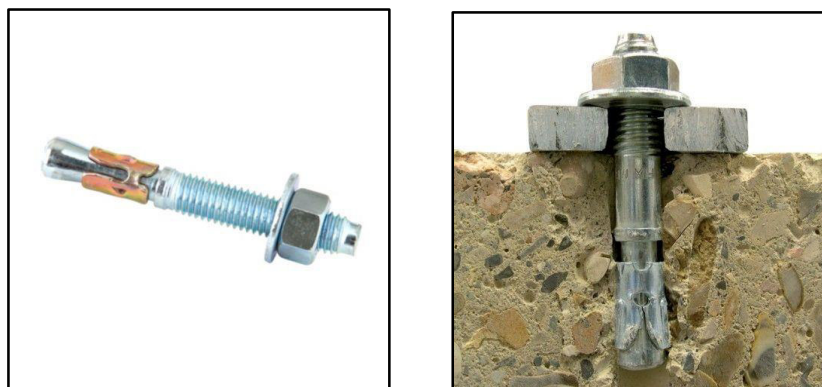


Fig. 3.14 Perno de Anclaje tipo Fixser (fuente www.sodimac.com.pe)

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 ANALISIS ESTRUCTURAL

Se ha llegado a realizar el análisis en el software SAP 2000 Versión 19.1, con el uso de elementos finitos la estructura de la catedral que es de Concreto Armado, haciendo énfasis a la cúpula central de la catedral, tomando como base los planos que se han podido obtener como fuente de información para la investigación. Asimismo se ha realizado una visita para realizar una inspección visual de toda la estructura con la finalidad de realizar un modelado mas real.

4.1.1 EDIFICACION EVALUADA:

El edificio en estudio se encuentra en la ciudad de Tacna. Ubicado en el centro de la ciudad, en el paseo cívico. En el presente trabajo se analizara las zonas débiles de las cúpulas y se propondrá un reforzamiento, la estructura de concertó armado consta de columnas en forma de Ele y Cruz, vigas en arco, cúpula semiesférica, techos cilíndricos.

El análisis se realizó según la norma vigente NTE E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los siguientes parámetros sísmicos:

- Factor de Zona: $Z = 0.45$ (Zona 4)
- Factor de Uso: $U = 1.5$ (Esencial)
- Factor de suelo: $S = 1.05$ (Suelo intermedio)
- Periodo de la plataforma $T_p = 0.6$
- Coeficiente de reducción $R_x = 6$ (Dual de concreto Armado, regular)
- Coeficiente de reducción $R_y = 6$ (Dual de concreto Armado, regular)

JUSTIFICACIÓN DEL PARAMETRO “R”

Al ser una estructura no convencional se ha considerado un Parámetro 6 equivalente al Dual, ya que presenta muros estructurales, se verifica que cumplan los parámetros de la Norma para la Consideración de este valor.

CARGAS MUERTAS:

- Peso Propio 2400 kg/m^3
- Peso de los acabados: 100 Kg/m^2

CARGAS VIVAS:

- Mantenimiento 100 Kg/m^2

Cabe mencionar que, para el análisis sísmico, las cargas vivas han sido reducidas al 50% en concordancia con la NTE E-030.

Se presenta la configuración en planta típica de la estructura, además se indica la convención adoptada para las direcciones en planta:

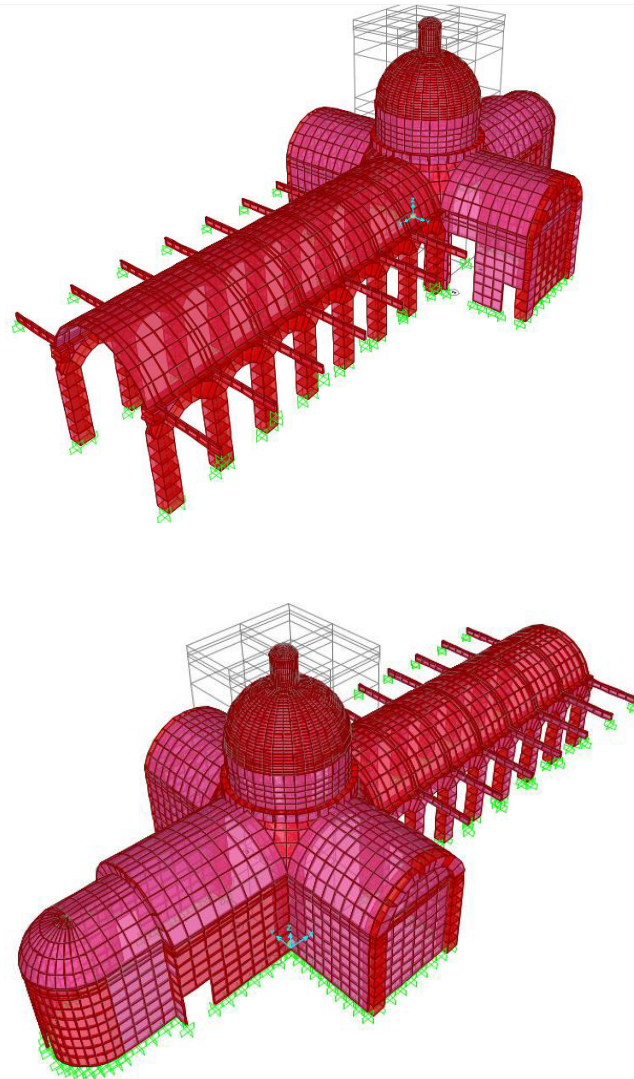


Figura 4.01 Modelo en Sap2000 de la Catedral de Tacna (Elab. Propia)

El sistema estructural es lo calificaremos como constituido por pórticos y muros estructurales como se puede apreciar en los planos, según RNE-E.060. La configuración estructural se puede apreciar en planta, conformado por columnas en forma de ele y cruz, vigas curvas, muros estructurales y cascaras de concreto armado. Esta configuración se mantiene en toda la estructura. El concreto armado está conformado por un concreto $f'c=160 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo grado 40 con un $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

4.1.2. DEFINICION DE MATERIALES

A. ACERO:

PROPIEDADES DEL ACERO: (Ottazi, 2004)

Se usará acero grado 40 con las siguientes datos:

$$E = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Modulo de Elasticidad)}$$

$$\text{Weight per Unit Volume} = 7849 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \text{ (Peso por unidad de volumen)}$$

$$\text{Mass per Unit Volume} = 7849 \times 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \times \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \text{ (Peso por unidad de volumen)}$$

$$\text{Minimum Yield Stress , } F_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Esfuerzo de Fluencia del acero)}$$

$$\text{Minimum Tensile Stress , } F_u = 3900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Esfuerzo ultimo del acero)}$$

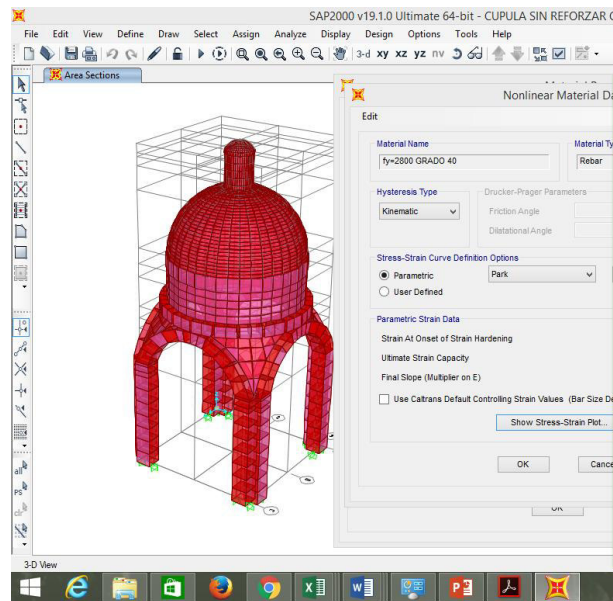


Figura 4.02 Propiedades del Acero (Elab. Propia)

PROPIEDADES DEL ACERO: (No lineal) (Ottazi, 2004)

Para el análisis no lineal se utilizó la curva del acero completa:

$$E = 2000000 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Modulo de Elasticidad)}$$

$$\varepsilon_0 = 0.0021 \text{ (Deformacion unitaria de fluencia)}$$

$$\varepsilon_h = 0.0100 \text{ (Deformacion unitaria plastica)}$$

$$\varepsilon_u = 0.0900 \text{ (Deformacion unitaria ultima)}$$

$$F_y = 2800 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Esfuerzo de Fluencia del acero)}$$

$$F_u = 3900 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Esfuerzo ultimo del acero)}$$

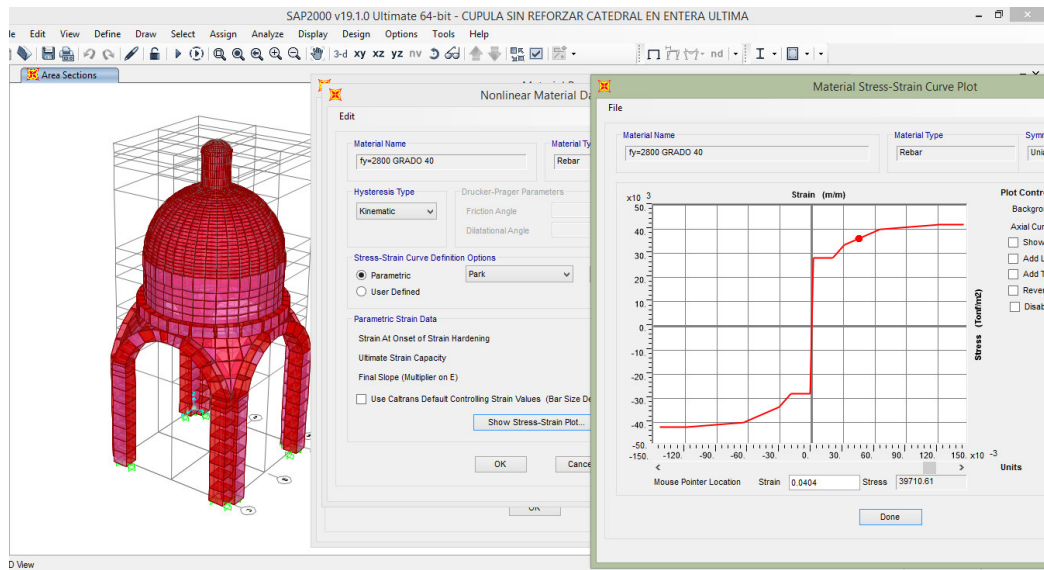


Figura 4.03 Propiedades del Acero (No lineal) (Elab. Propia)

B. CONCRETO:

PROPIEDADES DEL CONCRETO: (Ottazi, 2004)

Se usará concreto con $f'c = 160 \text{ Kg/cm}^2$ con las siguientes datos:

$$E = 15000 \sqrt{160} \text{ (Modulo de Elasticad)} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$u = 0.15 \text{ (Modulo de Poison para el concreto)}$$

$$\text{Weight per Unit Volume} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \text{ (Peso por unidad de volumen)}$$

$$\text{Mass per Unit Volume} = 2400 \times 981 \text{ cm/s}^2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \text{ (Masa por unidad de vol.)}$$

$$\text{Specified Concrete Compressive Strength, } f'c = 160 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (resist. comp.)}$$

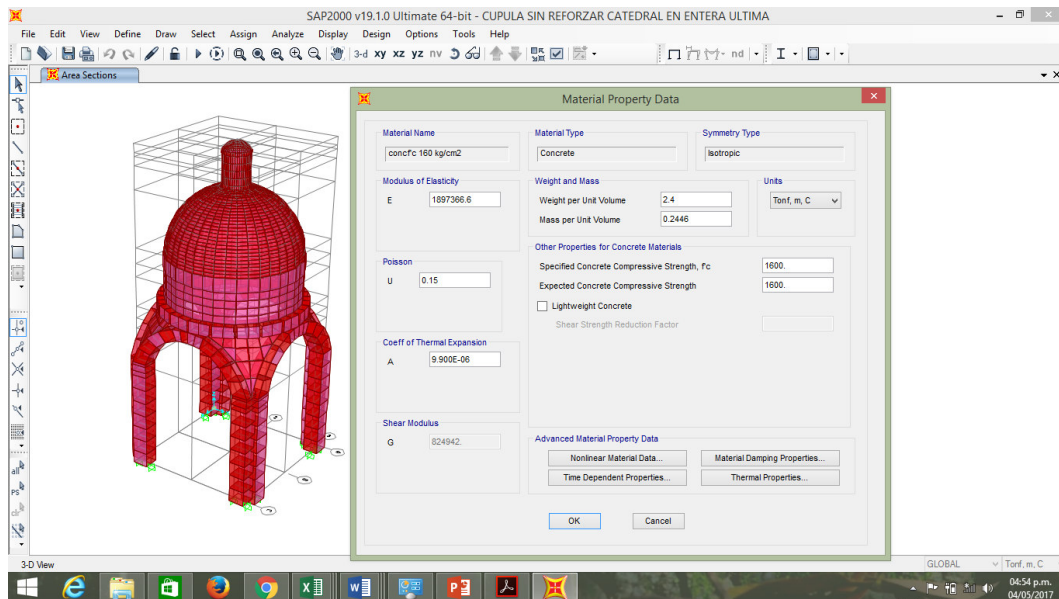


Figura 4.04 Propiedades del Concreto (Elab. Propia)

PROPIEDADES DEL CONCRETO (No lineal): (Ottazi, 2004)

Para el análisis no lineal del concreto se utilizara la curva de esfuerzo deformación de Hognestad para concreto no confinado y se despreciara el aporte del concreto en tracción, para esto se realizó la curva en una hoja Excel y se exporto los datos al sap2000:

Tabla 4.1. *Propiedades para el modelo de Hognestad*

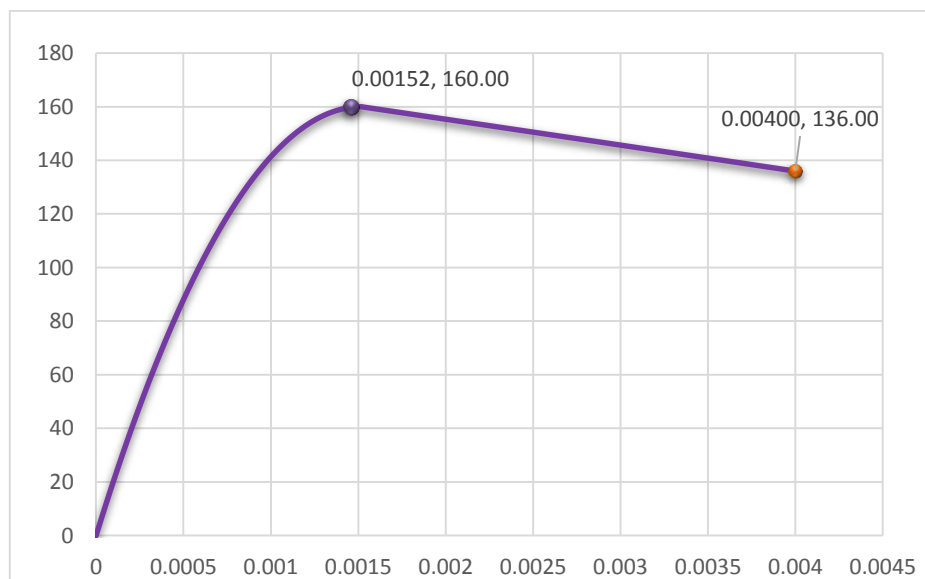
MODELO DE HOGNESTAD		
f'c	160.00	kg/cm2
E modulo	189736.66	kg/cm2
e0 (deformacion unitaria en f'c)	0.00152	cm/cm
eu (deformacion ultima)	0.004	cm/cm

Fuente : Ottazi, 2004

Tabla 4.2. Valores para *el modelo de Hognestad*

TABLA DE DATOS					
N°	ec	fc	N°	ec	fc
1	0	0	27	0.00079	123.14
2	0.00003	6.34	28	0.00082	126.14
3	0.00006	12.54	29	0.00085	129.02
4	0.00009	18.62	30	0.00088	131.78
5	0.00012	24.58	31	0.00091	134.40
6	0.00015	30.40	32	0.00094	136.90
7	0.00018	36.10	33	0.00097	139.26
8	0.00021	41.66	34	0.00100	141.50
9	0.00024	47.10	35	0.00103	143.62
10	0.00027	52.42	36	0.00106	145.60
11	0.00030	57.60	37	0.00109	147.46
12	0.00033	62.66	38	0.00112	149.18
13	0.00036	67.58	39	0.00115	150.78
14	0.00039	72.38	40	0.00118	152.26
15	0.00043	77.06	41	0.00121	153.60
16	0.00046	81.60	42	0.00124	154.82
17	0.00049	86.02	43	0.00128	155.90
18	0.00052	90.30	44	0.00131	156.86
19	0.00055	94.46	45	0.00134	157.70
20	0.00058	98.50	46	0.00137	158.40
21	0.00061	102.40	47	0.00140	158.98
22	0.00064	106.18	48	0.00143	159.42
23	0.00067	109.82	49	0.00146	159.74
24	0.00070	113.34	50	0.00149	159.94
25	0.00073	116.74	51	0.00152	160.00
26	0.00076	120.00	52	0.00400	136.00

Fuente : Elaboración propia

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION HOGNESTAD F'C:160KG/CM2**Figura 4.05** Diagrama de Hognestad (Elab. Propia)

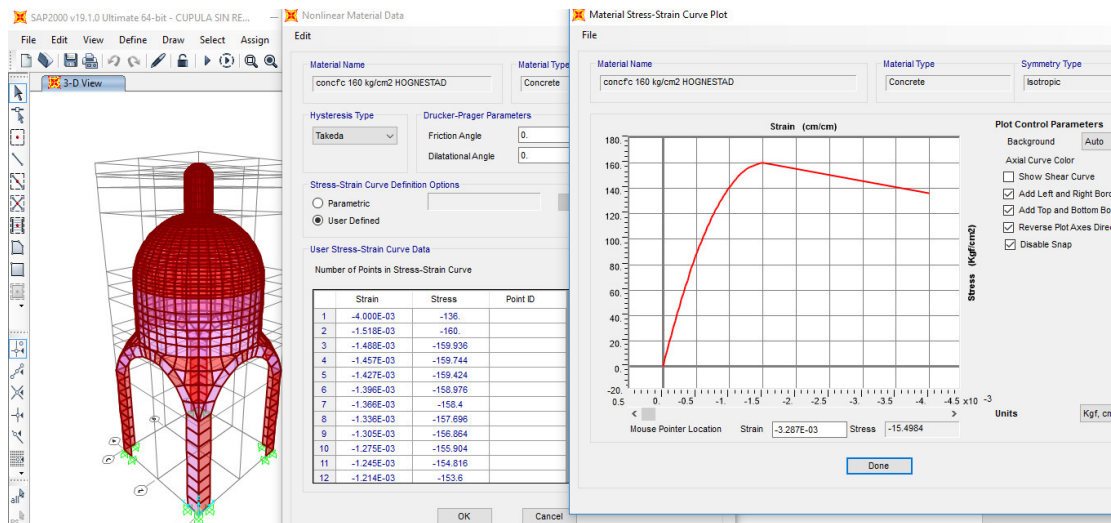


Figura 4.06 Propiedades del Concreto (No lineal) (Elab. Propia)

4.1.2 ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD:

Las cargas de gravedad se dividen en dos categorías: Cargas Muertas y Cargas Vivas. Las cargas muertas comprenden el peso propio de columnas, vigas, placas, cúpulas. (metrado automática por software), peso propio de acabados y cargas vivas (que han sido asignadas manualmente en las cúpulas. Las cargas vivas utilizadas han sido asignadas según norma RNE-E.020.

4.1.3 ANÁLISIS PARA CARGAS LATERALES: ANÁLISIS SÍSMICO:

Se modeló la estructura en el programa SAP2000 V. 19.1, donde se utilizó el método de elementos finitos para que el programa determine la fuerza lateral mediante un análisis sísmico dinámico. Se debe tener en cuenta que todos los nodos coincidan en el mallado que se realiza por elementos finitos.

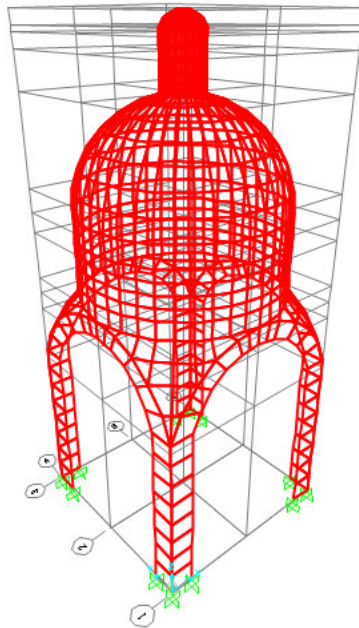


Figura 4.07 Enmallado por método de elementos finitos (Elab. Propia)

4.1.3. ANALISIS MODAL:

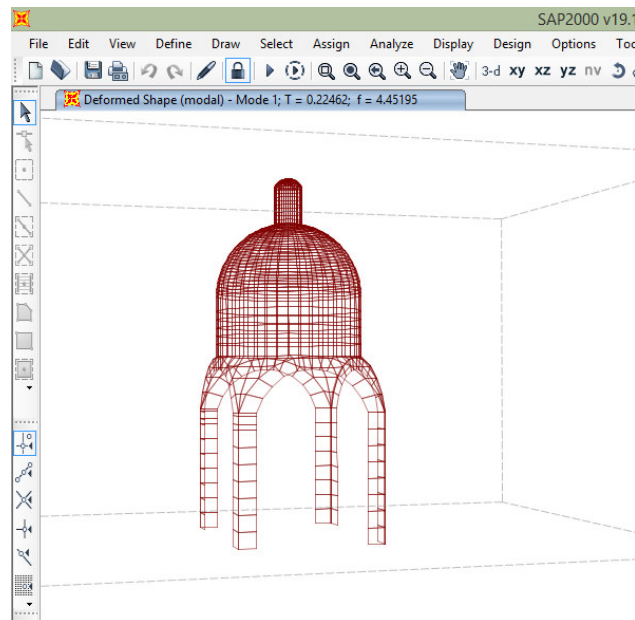


Figura 4.08 periodo fundamental de la estructura 0.23 s. (Elab. Propia)

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
modal	Mode	176	0.01448	3.061E-09	2.65E-10	1.1E-05	0.937144	0.937149	0.878475	1.883E-08	3.632E-08	8.594E-08	0.832935	0.832829	0.890886
modal	Mode	177	0.014107	2.355E-07	7.479E-08	0.004303	0.937144	0.937149	0.882778	7.177E-07	1.856E-06	3.2E-05	0.832935	0.832831	0.890918
modal	Mode	178	0.014057	1.3E-05	4.465E-06	8E-05	0.937157	0.937154	0.882858	4.5E-05	0.000119	0.002176	0.83298	0.83295	0.893095
modal	Mode	179	0.013967	4.841E-12	6.067E-11	6.968E-07	0.937157	0.937154	0.882859	4.776E-11	3.375E-11	4.228E-07	0.83298	0.83295	0.893095
modal	Mode	180	0.013967	2.504E-08	9.454E-09	2.189E-07	0.937157	0.937154	0.882859	7.926E-08	2.113E-07	1.1E-05	0.83298	0.83295	0.893106
modal	Mode	181	0.013822	1.827E-07	8.749E-08	7.111E-08	0.937157	0.937154	0.882859	3.466E-07	1.069E-06	0.00011	0.83298	0.832952	0.893216
modal	Mode	182	0.013859	8.756E-07	1.096E-06	6.06E-08	0.937158	0.937155	0.882859	2.106E-07	2.16E-06	0.026968	0.832981	0.832954	0.920182
modal	Mode	183	0.013592	5.2E-05	5.324E-06	1.724E-09	0.93721	0.93716	0.882859	7.992E-08	3.553E-06	1.3E-05	0.832981	0.832957	0.920195
modal	Mode	184	0.013585	5.557E-06	0.000156	1.623E-08	0.937215	0.937317	0.882859	2.885E-06	4.693E-08	9.417E-06	0.832984	0.832957	0.920204

Figura 4.09 Participación Modal de la estructura (Elab. Propia)

Se necesitaron para este 200 modos de vibración para que la estructura alcance la mínima masa participativa que requiere la norma de 90% para Desplazamientos en X y Y, también rotación en Z

4.1.5 ANÁLISIS ESTÁTICO:

El análisis sísmico estático se realiza para establecer la cortante basal mínima que debe utilizarse en el análisis dinámico (o en su defecto encontrar el factor de amplificación de fuerza).

Ecuación para la cortante basal en cada dirección de análisis:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Parámetros de la estructura:

$$Z = \text{Zona 4} = 0.45$$

$$U = \text{"A"} = 1.5$$

S = intermedio = 1.05; TL = 2 y Tp = 0.6

Ctx = 35; Ctx = 35

$$T < T_p ; C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L ; C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L ; C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

H (m)	29.28		
Z	0.45		
S	1.05		
U	1.3		
Tp	0.6		
TL	2		
R0x	6	6	R0y
Rx	6	6	Ry
Ctx	35	35	Cty
Tex	0.2549	0.2549	Tey OBTENIDO DEL ANALISIS MODAL
Cx	2.5	2.5	Cy
kx	1.000	1.000	ky
Coficiente	0.256		

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
modal	Mode	1	0.245941	0.078722	0.72592	1.199E-09	0.078722	0.72592	1.199E-09	0.12285	0.013321	3.866E-07	0.12285	0.013321	3.866E-07
modal	Mode	2	0.245914	0.725957	0.078728	3.676E-09	0.804679	0.804648	4.875E-09	0.013315	0.122807	4.434E-08	0.136165	0.136128	4.31E-07
modal	Mode	3	0.143487	1.098E-07	2.115E-07	2.047E-10	0.804679	0.804649	5.08E-09	2.027E-09	6.504E-08	0.774011	0.136165	0.136128	0.774012
modal	Mode	4	0.096547	2.815E-08	3.284E-08	4.163E-08	0.804679	0.804649	4.671E-08	7.605E-08	1.196E-07	7.455E-09	0.136168	0.136128	0.774012

Figura 4.10 Periodos de Vibración de la Estructura (Elab. Propia)

4.1.6 ANÁLISIS DINÁMICO:

ESPECTRO DE ANÁLISIS:

Aceleración del espectro calculada según norma RNE-E.030:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} * g$$

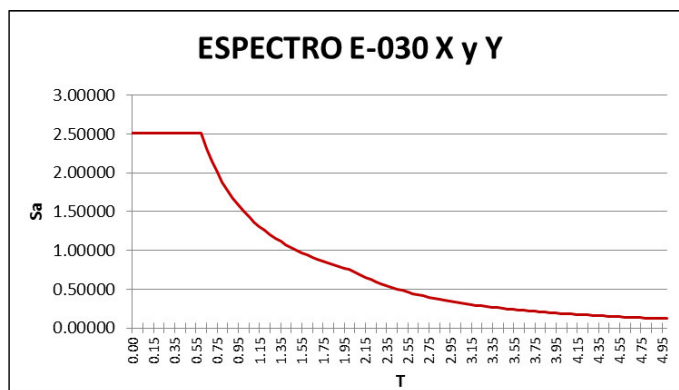


Figura 4.11 Espectro de Respuestas en el Sentido X-Y (E-030,2016)

4.1.7 RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO:

A. Desplazamientos X-X

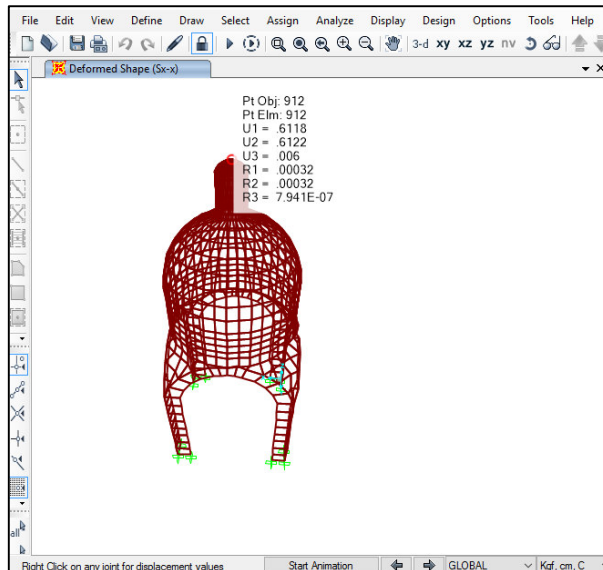


Figura 4.12 Desplazamientos en el sentido X-X (Elab. Propia)

Story	Load Case/Combo	Altura cm	Desplazamiento cm	Drift	Regular 0.75	
					Material Predominante Concreto Armado	
					Drift*0.75*R	0.007
Cupula	Sxx Max	2928	0.6118	0.0002	0.001	OK

B. Desplazamientos Y-Y

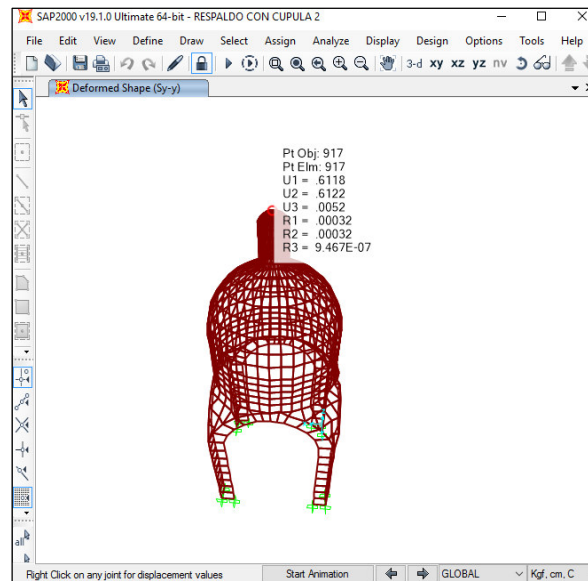


Figura 4.13 Desplazamientos en el sentido Y-Y (Elab. Propia)

Story	Load Case/Combo	Altura cm	Desplazamiento cm	Drift	Regular 0.75	
					Material Predominante Concreto Armado	
					Drift*0.75*R	0.007
Cupula	Syy Max	2958	0.6122	0.0002	0.001	OK

C. Fuerzas Internas Para El Diseño:

Fuerzas cortantes en la base de la estructura según análisis estático y dinámico

	Vx (tn)	Vy (tn)
Cortante Estática	225.194	225.194
Cortante Dinámica	182.129	182.129
	VDx (tn)	VDy (tn)

DIRECCIÓN	Cortante Estática	Cortante Estática al 80%	Cortante Dinámica
X-X	225.1941	180.1553	182.1288
Y-Y	225.1941	180.1553	182.1288

	Debe Cumplir:	80%
	Cumple Vdx?	Cumple Vdy?
	SI	SI
Escala Fix	1.0000	1.0000

El cortante dinámico cumple con el mínimo respecto al estático en estructuras regulares (80%). Por ende, no se utilizan factores de amplificación en ninguna dirección de análisis.

4.2. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS DE LA CUPULA:

En los siguientes acápite se explicara de forma grafica y literal la manera de interpretar los resultados que arroja el SAP 2000 para los elementos “Shell”, lo cual se ha tomado del manual del programa SAP 2000.

4.2.1. INTERPRETACION DE RESULTADOS EN EL SAP2000 DE ELEMENTOS AREA (SHELL):

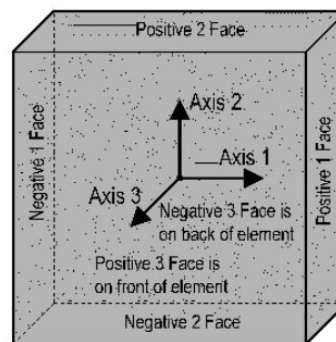


Figura 4.14 Ejes de elementos Shell (Manual SAP 2000)

Si bien se modela en 2 dimensiones los resultados como esfuerzos se toman en cuenta como en área que forma el elemento en cada una de sus caras. Cada cara es perpendicular al eje que se desea evaluar.

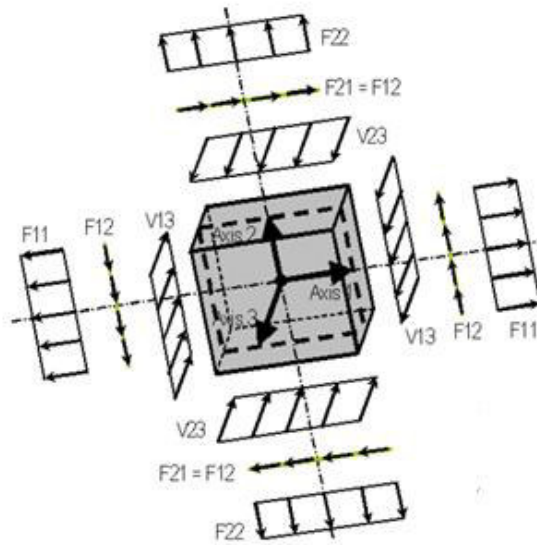


Figura 4.15 Fuerzas actuantes en elementos Shell (Manual SAP 2000)

El programa entrega resultados de fuerzas normales, cortantes tangentes y cortantes transversales, que corresponden a valores entregados por elementos finitos tipo placa y membrana, un elemento Shell toma en cuenta todos los resultados.

Un elemento tipo membrana entrega resultados de fuerzas normales y cortantes tangenciales (F_{11} , F_{22} , F_{21} , F_{12}). Un elemento tipo placa entregara valores de cortantes transversales (V_{13} , V_{23}).

Por convención, el primer índice de cualquier fuerza indicara a la cara en la que se produce la fuerza y el segundo mostrara la dirección (eje). Por ejemplo F_{11} , serán fuerzas normales por unidad de longitud (Fuerza/Longitud) que se producen en la cara 1 en la dirección del eje local 1.

En el caso de momentos la convención es que el primer número indica la cara donde se produce el momento y el segundo indica que eje gira dicho momento. Por ejemplo un M11 es el momento por unidad de longitud (Fuerza- Longitud-Longitud) que flexiona al eje 1.

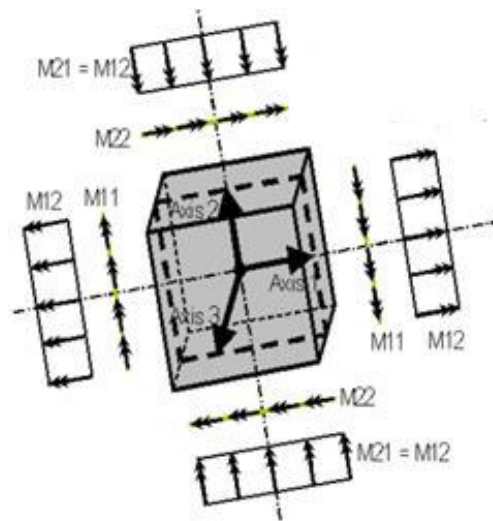


Figura 4.16 Momentos actuantes en elementos Shell (Manual SAP 2000)

Los esfuerzos se visualizan en unidades de Fuerza/Longitud al cuadrado. La convención es la misma para las fuerzas, el primer número indica la cara a la que se aplican y el segundo la dirección.

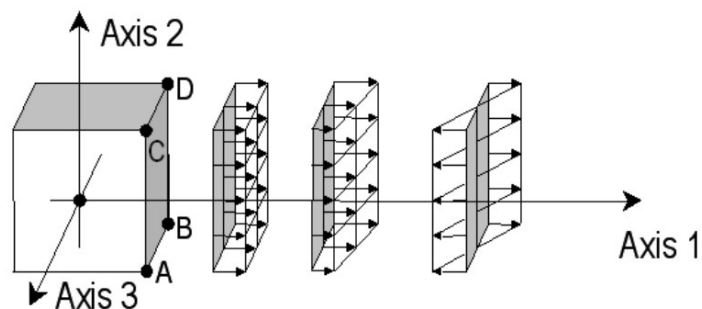


Figura 4.17 Esfuerzos en la cara 1 dirección 1, S11 (Manual SAP 2000)

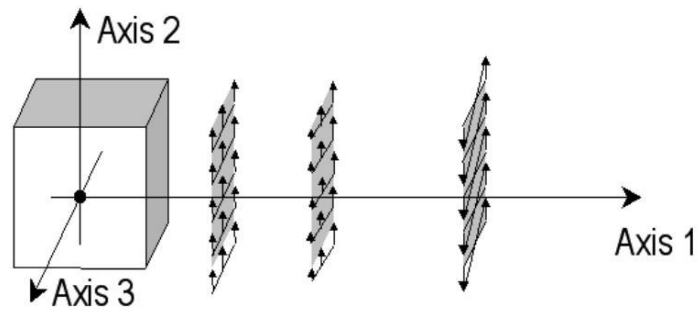


Figura 4.18 Esfuerzos en la cara 1 dirección 2, S_{12} (Manual SAP 2000)

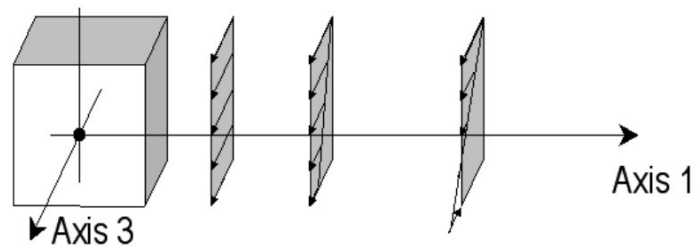


Figura 4.19 Esfuerzos en la cara 1 dirección 3, S_{13} (Manual SAP 2000)

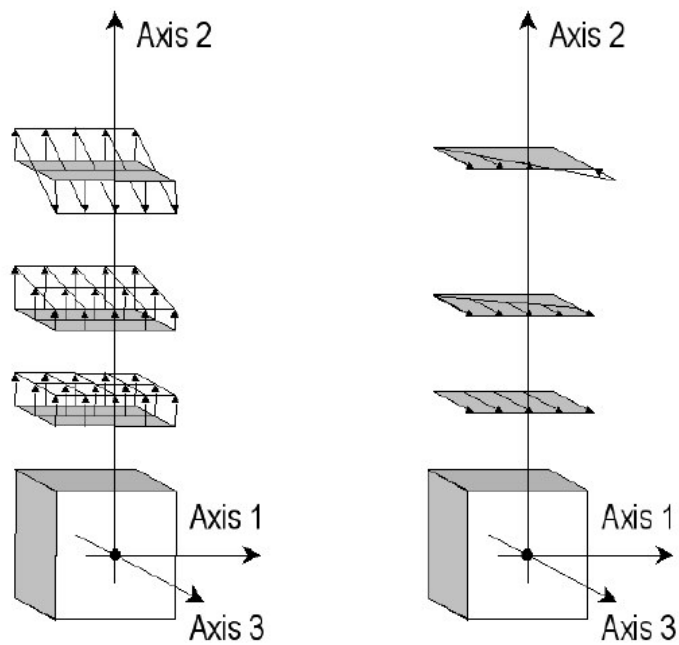


Figura 4.20 Esfuerzos en la cara 2 dirección 2, S_{22} y en la cara 2 dirección 3, S_{23} (Manual SAP 2000)

4.2.2. ESFUERZOS EN LA CUPULA EN SAP 2000:

Para poder visualizar los esfuerzos en cada Shell debido al sismo de diseño de la norma E-030 tanto del acero y del concreto, vamos a la opción ‘**DISPLAY SHELL STRESSES**’

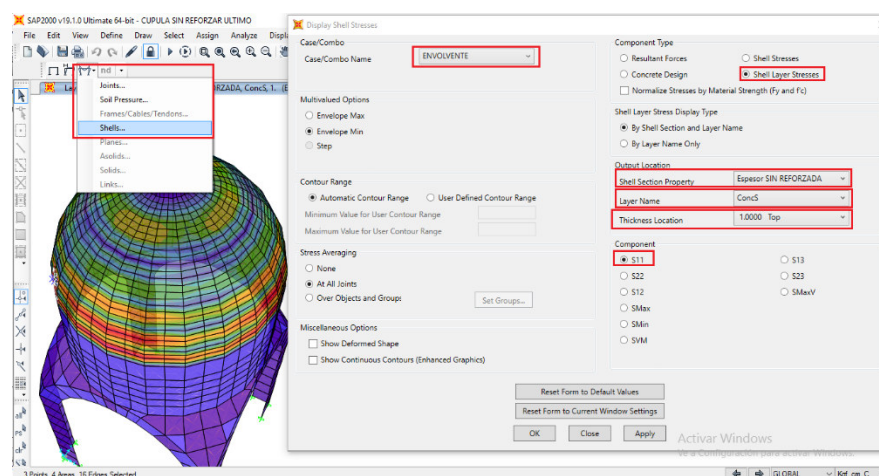


Figura 4.21 Esfuerzos en los elementos Shell de la cúpula (Elab. Propia)

CASE/COMBO NAME: Con esta opción podemos visualizar el caso de carga que necesitamos, para nuestro caso queremos la envolvente de todas las combinaciones última para poder visualizar los esfuerzos máximos en la cúpula.

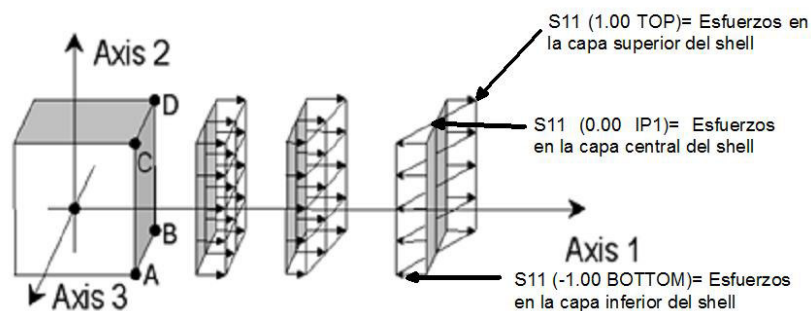


Figura 4.22 Esquema de la ubicación de esfuerzos S11 (Manual SAP 2000)

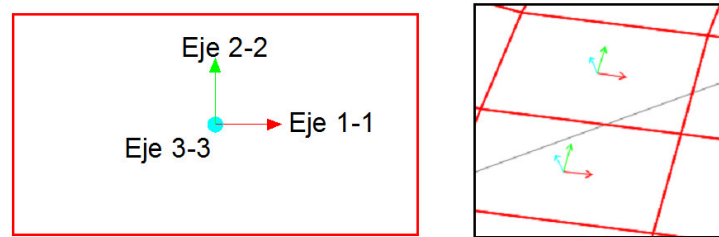


Figura 4.23 Ejes locales en cada Shell (Elab. Propia)

4.3. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

Se realizará la propuesta de reforzamiento realizando el modelado en SAP 2000, ingresando las propiedades de la malla GEOSTEEL G2000 de la fábrica italiana KERAKOLL, cuya ficha técnica se adjunta en Anexos. Se realizara primero el diseño del acero de la cúpula con ayuda del SAP 2000, primero solo con el acero de refuerzo que tiene la cúpula (acápite 4.3.1.1.) y luego se realizara un análisis con el refuerzo GEOSTEEL G2000 (acápite 4.3.1.2)

GEOSTEEL G2000 REFORZAMIENTO:

Los siguientes datos fueron obtenidos de la ficha técnica de Geosteel G2000:

CARACTERÍSTICAS DEL GEOSTEEL G2000				
fu (resistencia ultima)	2800	MPA	28552.054	kg/cm2
E (Modulo de Elasticidad)	190	GPA	1937460.804	kg/cm2
eu (Deformacion Ultima)	1.50%	%	0.015	cm/cm
Area del acero	0.538	mm2	0.00538	cm2
n° trefoli/cm	4.72	fibra/cm	0.17	cm
diametro	0.827649	mm	0.0827649	cm

PROPIEDADES DE LA MALLA GEOSTEEL G2000:

Se usará la malla con las siguientes propiedades:

$$E = 28552.054 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Modulo de Elasticidad)}$$

$$\text{Weight per Unit Volume} = 7849 \frac{kg}{cm^3} \text{ (Peso por unidad de volumen)}$$

$$\text{Mass per Unit Volume} = 7849 \times 981 \frac{cm}{s^2} \times \frac{kg}{cm^3} \text{ (Peso por unidad de volumen)}$$

$$\text{Minimum Yield Stress, } F_y = 28552.054 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Esfuerzo de Fluencia del acero)}$$

$$\text{Minimum Tensile Stress, } F_u = 28552.054 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Esfuerzo ultimo del acero)}$$

NOTA: Se debe notar que el material no tiene esfuerzo de fluencia, es un material que se comportaría básicamente en forma lineal hasta su rotura que es a los 28552.054 Kg/cm² de esfuerzo.

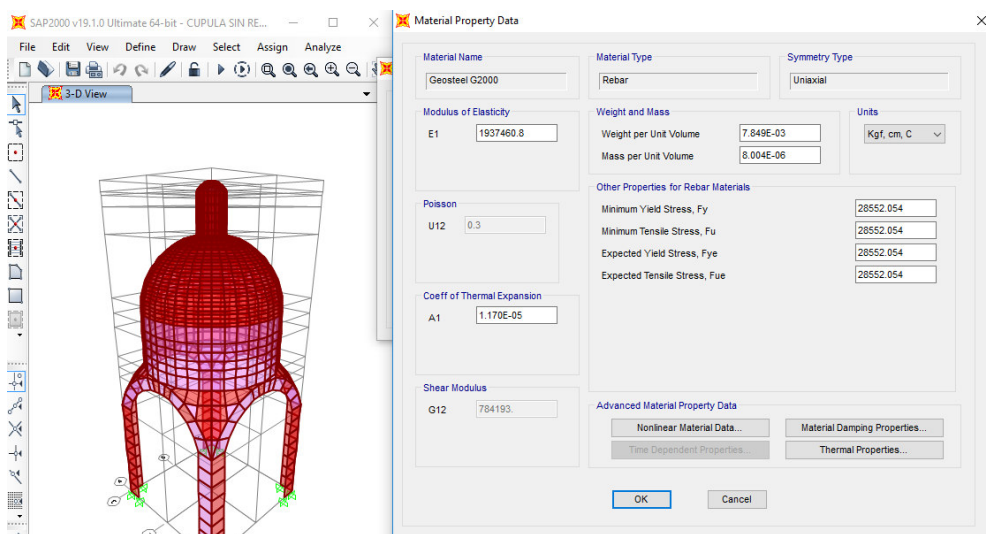


Figura 4.24 Propiedades de la malla Geosteel (Elab. Propia)

PROPIEDADES DE LA MALLA GEOSTEEL: (No lineal)

Para el análisis no lineal se utilizó la curva esfuerzo deformación:

$$E = 28552.054 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Modulo de Elasticidad)}$$

$$\varepsilon_u = 0.015 \text{ (Deformacion unitaria ultima)}$$

$$F_y = F_u = 28552.054 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Esfuerzo de Fluencia y rotura del acero)}$$

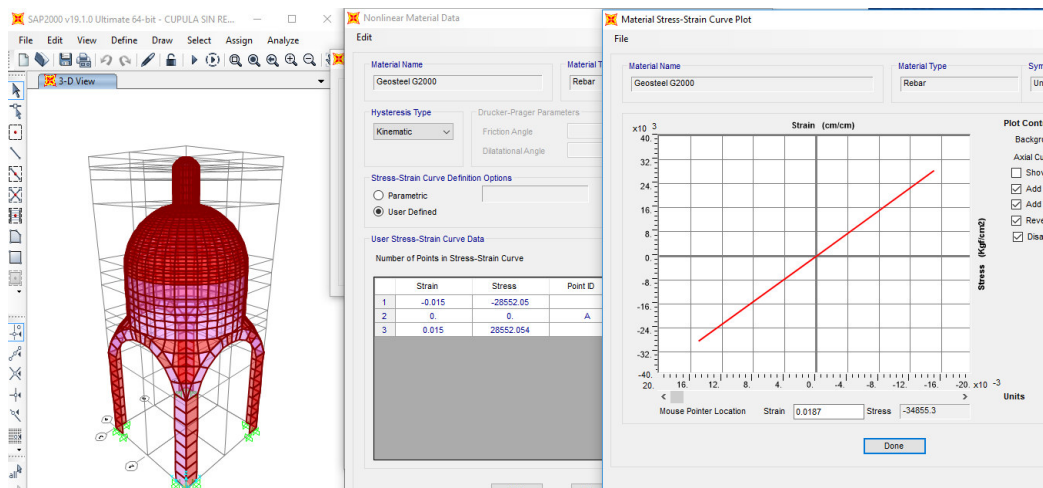


Figura 4.25 Propiedades de la malla Geosteel (No lineal) (Elab. Propia)

NOTA: Se puede observar que el material tendrá un comportamiento lineal, en compresión y tracción tendrá el mismo comportamiento.

4.3.1. DEFINICION DE PROPIEDADES SHELL DE LA CUPULA:

4.3.1.1. SHELL E=10 CM ACERO 3/8’’@30CM SIN REFORZAMIENTO:

En este acápite definiremos las propiedades tanto elásticas y no lineales de la cúpula, con la opción SHELL-LAYERED/NO LINEAR

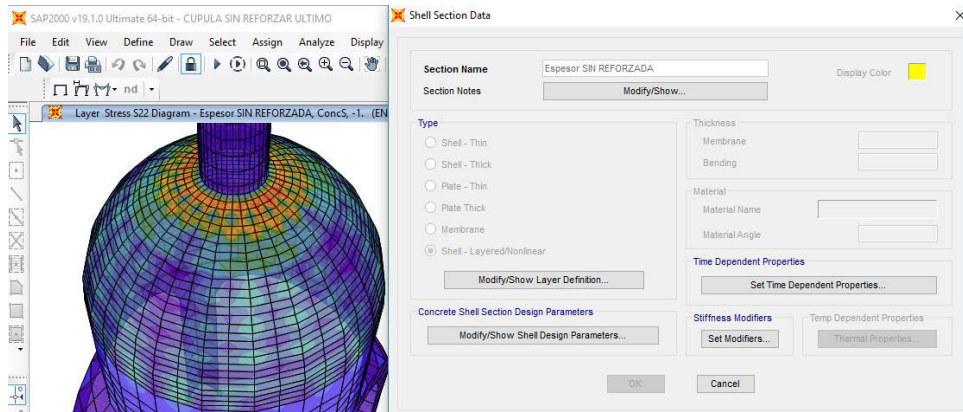


Figura 4.26 Vista de la edición de propiedades de la cúpula (Elab. Propia)

Se considera los aceros tanto tangenciales y radiales de la cúpula los cuales son de 3/8’’@30cm en ambos casos en una capa de 10 cm, el cual insertaremos en el programa como se muestra a continuación:

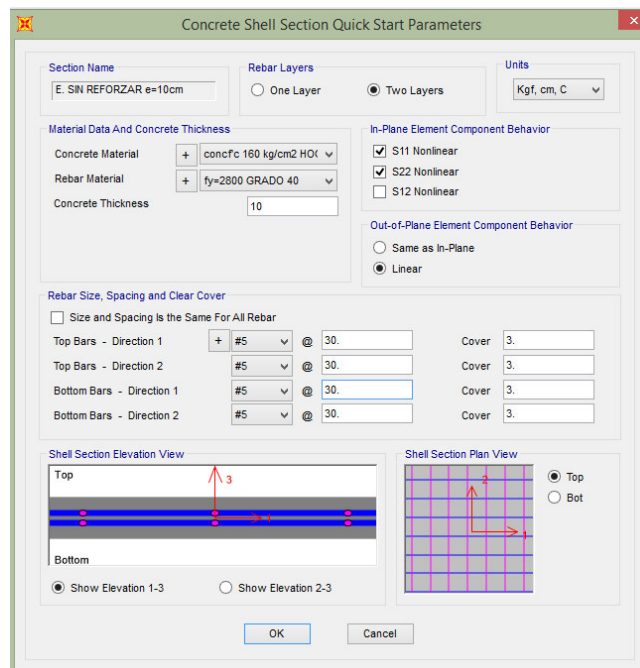


Figura 4.27 Ingreso de los aceros de refuerzo de la cúpula (Elab. Propia)

En la figura 4.28, se muestra las propiedades de las capas que utilizaremos en el Shell:

- Concreto Hognestad (Capa 01)= Se asumirá que en S11 y S22 podrán entrar en el rango no lineal.
- 3/8’’@30cm Horizontal (Capa 02) = El acero podrá entrar en el rango no lineal solo en S11 porque son barras uniaxiales.
- 3/8’’@30cm Vertical (Capa 03) = El acero podrá entrar en el rango no lineal solo en S11 porque son barras uniaxiales.

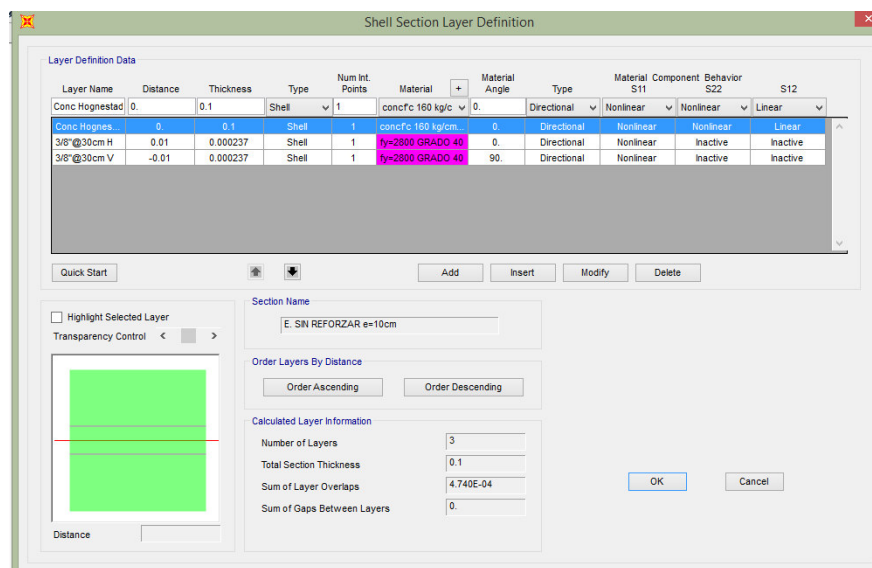


Figura 4.28 Propiedades de las capas en el Shell (Elab. Propia)

Se puede observar las capas insertadas al elemento Shell, los colores el verde indican el concreto no confinado (hognestad), y la línea turquesa representa el acero Grado 40 que la sección contiene.

4.3.1.2. SHELL E=10 cm ACERO 3/8’’@30CM CON REFORZAMIENTO

GEOSTEEL G2000:

En este acápite definiremos las propiedades tanto elásticas y no lineales de la cúpula, con la opción SHELL-LAYERED/NO LINEAR adicionando las propiedades de la malla Geostell G2000:

Se pondrá los aceros tanto tangenciales y radiales de la cúpula los cuales son de 3/8’’@30cm en ambos casos en una capa de 10 cm, y las mallas del GEOSTEEL G2000 0.00538 (cm²) @0.17cm en la parte superior de la cúpula, lo cual insertaremos en el programa como se muestra a continuación:

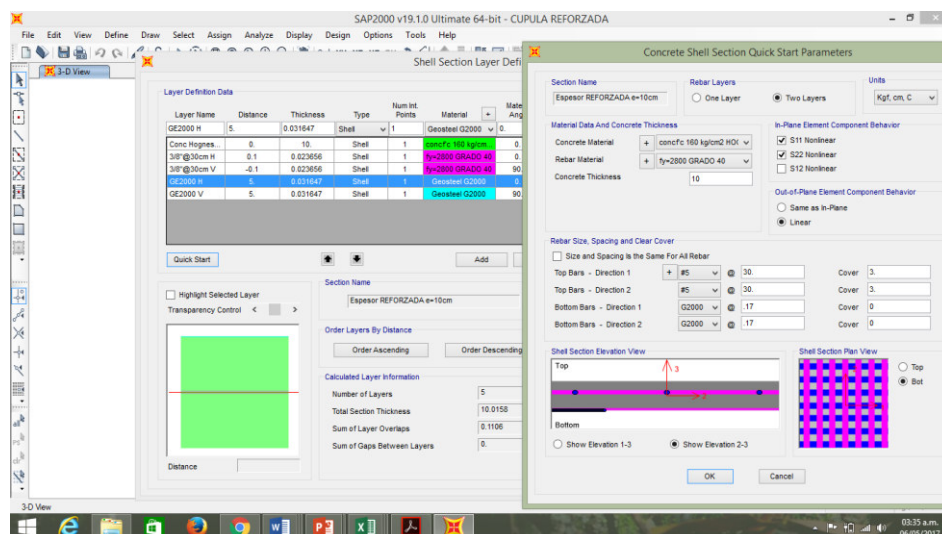


Figura 4.29 Creación de la capa Geosteel en software (Elab. Propia)

En la figura 4.30 se muestra las propiedades de las capas que utilizaremos en el Shell, incluyendo el reforzamiento Geosteel G2000:

- Concreto Hognestad (Capa 01)= Se asumirá que en S11 y S22 podrán entrar en el rango no lineal.
- 3/8’’@30cm Horizontal (Capa 02) = El acero podrá entrar en el rango no lineal solo en S11 porque son barras uniaxiales.
- 3/8’’@30cm Vertical (Capa 03) = El acero podrá entrar en el rango no lineal solo en S11 porque son barras uniaxiales.
- 0.00538(cm²) @0.17cm Vertical (Capa 04) = El refuerzo podrá entrar en el rango no lineal solo en S11 porque son barras uniaxiales.
- 0.00538(cm²) @0.17cm Vertical (Capa 05) = El refuerzo podrá entrar en el rango no lineal solo en S11 porque son barras uniaxiales.

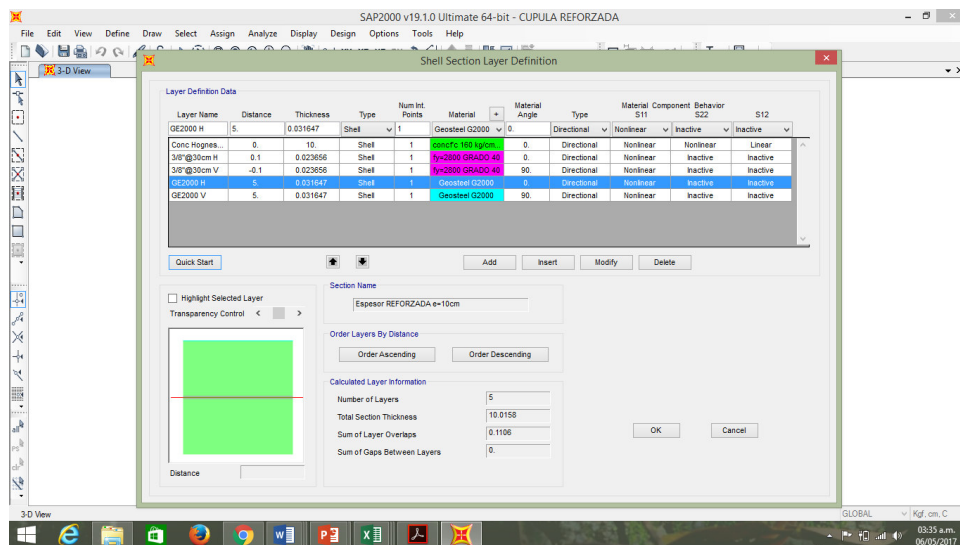


Figura 4.30 Propiedades de las capas en el Shell con reforzamiento (Elab. Propia)

Se puede observar las capas insertadas al elemento Shell, los colores el verde indican el concreto no confinado (hognestad), y la línea turquesa en el centro de

elemento representa el acero Grado 40 que la sección contiene y la línea turquesa en la parte superior representa el reforzamiento con el GEOSTEEL G2000.

4.3.2. ESFUERZOS EN CUPULA SIN REFORZAMIENTO:

En el programa Sap 2000, tiene la opción para ver los esfuerzos de cada elemento Shell, por cada cara del elemento Shell, con la OPCION’’ DISPLAY SHELL STRESSE’’, el programa tienes 2 opciones para ver los resultados:

La primera ‘‘SHELL STRESSES’’, con esta opción determinamos los esfuerzos en los elementos Shell pero en el rango elástico sin considerar que el elemento contiene barras de acero que también asumirán esfuerzos.

La segunda es ‘‘SHELL LAYER STRESSES’’ es la cual usaremos, con esta opción podemos visualizar los esfuerzos que hay en cada capa (concreto-acero) del elemento Shell, los cuales las diferentes capas también asumirán esfuerzos y no solo en concreto, según la compatibilidad de deformaciones y relaciones constitutivas.

4.3.2.1 ZONAS MÁS ESFORZADAS EN EL CONCRETO:

ESFUERZOS EN LA CARA S11 EN LA PARTE SUPERIOR DEL SHELL (1.00 TOP) :

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S11**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerandos cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 1** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 1** del elemento Shell, dependiendo del espesor del elemento los esfuerzos varían, para esto el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

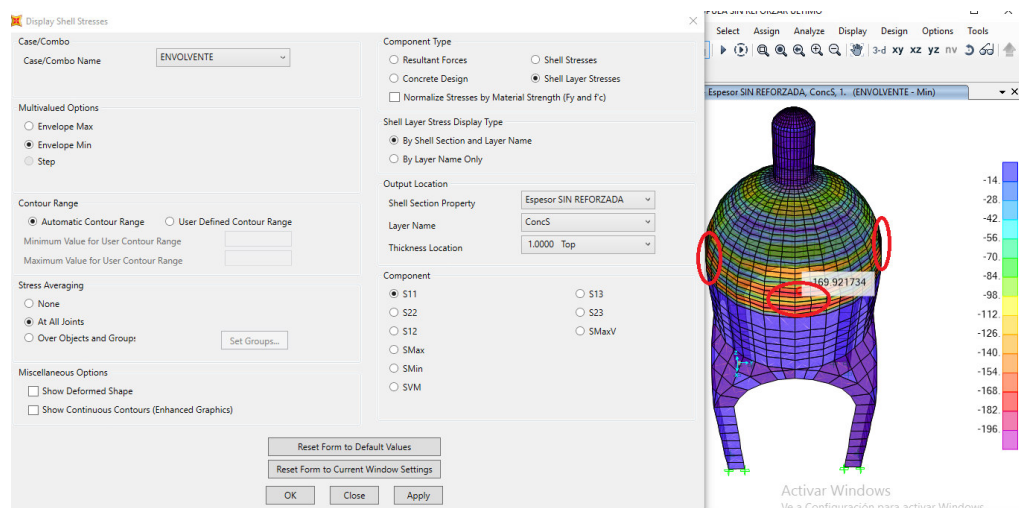


Figura 4.31 Esfuerzos S11 en la parte superior del Shell (Elab. Propia)

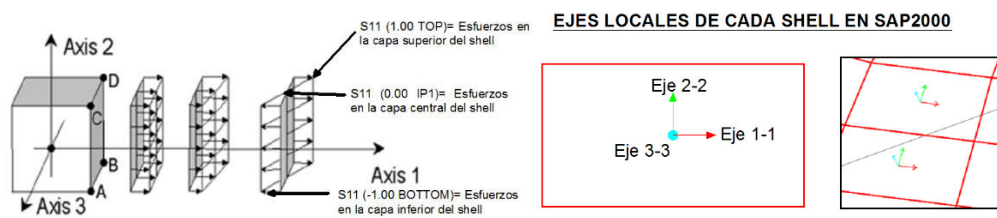


Figura 4.32 Referencias para la interpretación de resultados S11 (Elab. Propia)

En la figura 4.31 se puede ver las zonas más esforzadas que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell ‘‘S11’’ pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo es en la **parte superior (Top)** del espesor, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que soportara el concreto es **-169.92 kg/cm²** (compresión), sabiendo que la resistencia al concreto es de **160.00 kg/cm²** este se sufrirá de aplastamiento y fallara progresivamente con el sismo de la norma E-030.

Nota: se debe tener en cuenta que el caso de carga con el que estamos trabajando es ‘‘envolvente’’ y este está considerando los sismos positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA CARA S11 EN LA PARTE INFERIOR DEL SHELL (-1.00 BOT) :

Se eligió la opción ‘‘COMPONENT’’ - ‘‘S11’’ con el caso de carga ‘‘ENVOLVENTE’’ considerandos cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la Cara 1 y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 1** del elemento Shell, dependiendo del espesor del elemento los esfuerzos varían, para esto el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

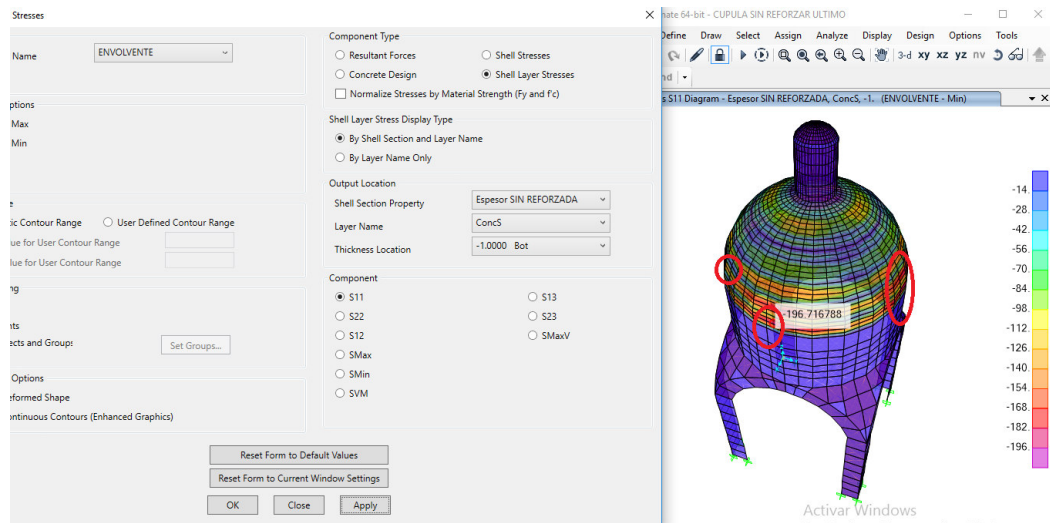


Figura 4.33 Esfuerzos S11 en la parte inferior del Shell (Elab. Propia)

En la figura 4.33 se puede ver las zonas más esforzadas que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “S11” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo es en la **parte inferior (BOTTON)** del espesor, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que soportara el concreto es **-196.72 kg/cm²** (compresión), sabiendo que la resistencia al concreto es de **160.00 kg/cm²** este se sufrirá de aplastamiento y fallara progresivamente con el sismo de la norma E-030.

Nota: se debe tener en cuenta que el caso de carga con el que estamos trabajando es “envolvente” y este está considerando los sismos positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA CARA S22 LA PARTE SUPERIOR DEL SHELL (1.00 TOP) :

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S22**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerandos cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 2** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 2** del elemento Shell, dependiendo del espesor del elemento los esfuerzos varían, para esto el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

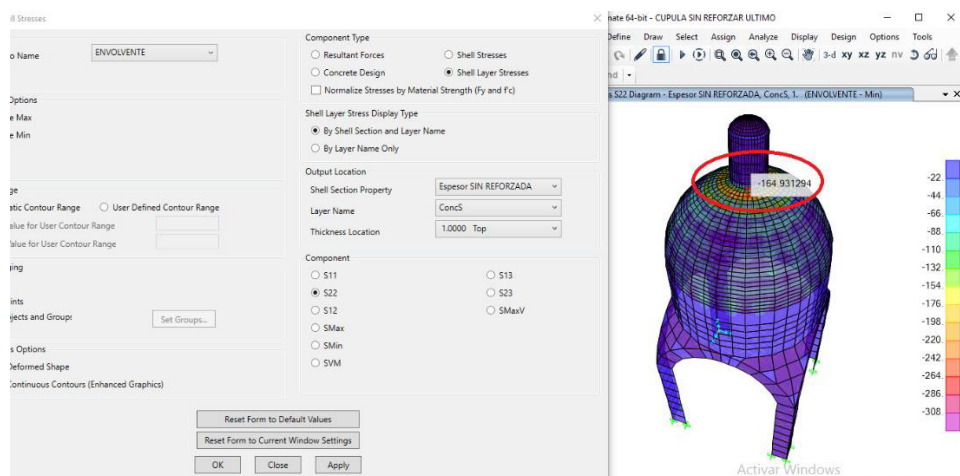


Figura 4.34 Esfuerzos S22 en la parte superior del Shell (Elab. Propia)

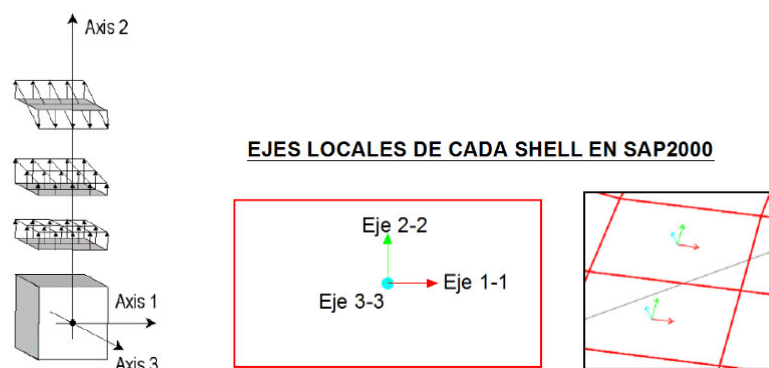


Figura 4.35 Referencias para la interpretación de resultados S22 (Elab. Propia)

En la figura 4.34 se puede ver las zonas más esforzadas que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “S22” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo es en la **parte superior (TOP)** del espesor, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que soportara el concreto es **-164.93 kg/cm²** (compresión), sabiendo que la resistencia al concreto es de 160.00 kg/cm² este se sufrirá de aplastamiento y fallara progresivamente con el sismo de la norma E-030.

Nota: se debe tener en cuenta que el caso de carga con el que estamos trabajando es “envolvente” y este está considerando los sismos positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA CARA S22 EN LA PARTE INFERIOR DEL SHELL (-1.00 BOT) :

Se eligió la opción “COMPONENT” - “S22” con el caso de carga “ENVOLVENTE” considerandos cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 2** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 2** del elemento Shell, dependiendo del espesor del elemento los esfuerzos varían, para esto el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

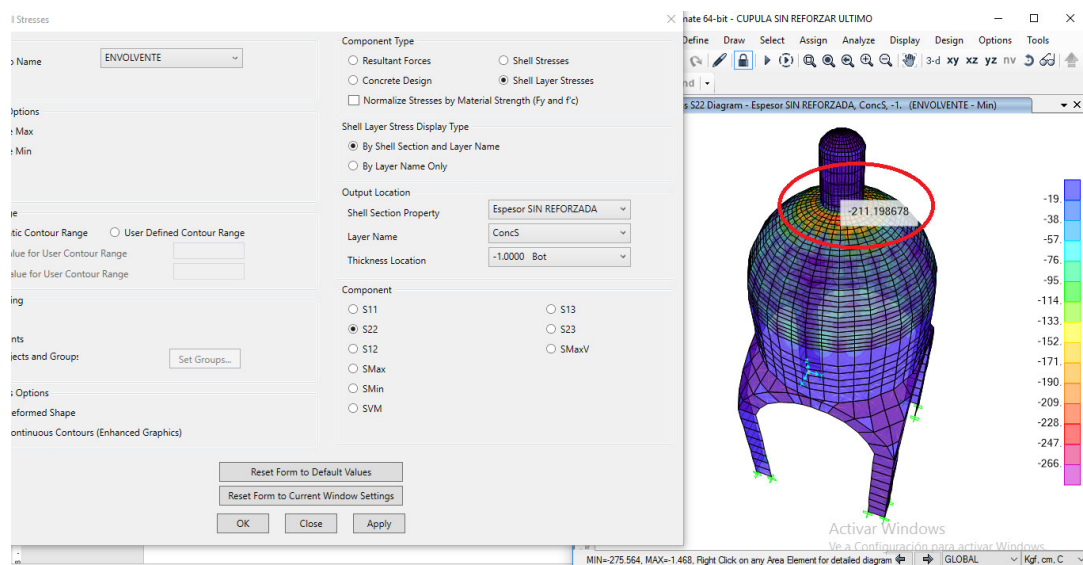


Figura 4.36 Esfuerzos S22 en la parte inferior del Shell (Elab. Propia)

En la figura 4.36 se puede ver las zonas más esforzadas que se marcaron con un circulo, en las caras de los elementos Shell “S22” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo es en la **parte inferior (BOT)** del espesor, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que soportara el concreto es **-211.20 kg/cm²** (compresión), sabiendo que la resistencia al concreto es de 160.00 kg/cm² este se sufrirá de aplastamiento y fallara progresivamente con el sismo de la norma E-030.

Nota: se debe tener en cuenta que el caso de carga con el que estamos trabajando es “envolvente” y este está considerando los sismos positivos y negativos.

4.3.2.2. ZONAS MAS ESFORZADAS EN EL ACERO:

ESFUERZOS EN LA CARA S11 EN LA PARTE CENTRAL (ACERO TANGENCIAL) DEL SHELL (0.00 IP1) :

Se eligió la opción “COMPONENT” - “S11” con el caso de carga “ENVOLVENTE” considerando cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 1** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 1** del elemento Shell, dependiendo en qué posición del espesor del elemento está el acero, el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

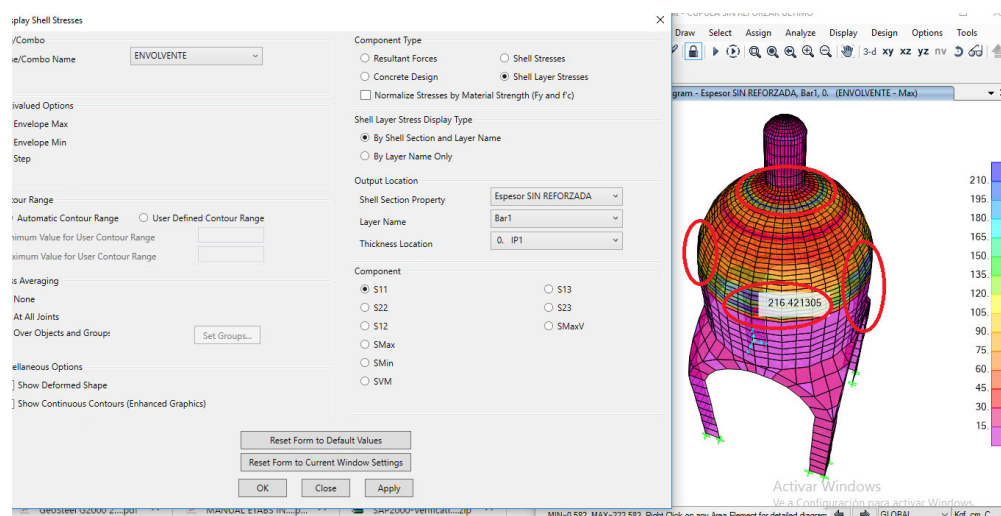


Figura 4.37 Esfuerzos S11 en la parte central del Shell (Elab. Propia)

En la figura 4.37 se puede ver las zonas más esforzadas del acero que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “S11” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo en la **parte central (0 IP1)** del espesor que es donde se encuentra las varillas de acero de la cúpula, uno de los esfuerzos máximos

que se puede visualizar que estará sometido el acero es **216.42 kg/cm²** (tracción), sabiendo que la resistencia al acero es de 2800.00 kg/cm² este se encuentra al 5.15% de su capacidad no aprovechándose.

Nota: se debe tener en cuenta que el caso de carga con el que estamos trabajando es “envolvente” y este está considerando los sismos positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA CARA S22 EN LA PARTE CENTRAL (ACERO RADIAL) DEL SHELL (0.00 IP1)

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S22**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerandos cargas muertas, vivas y sismos , luego el programa sap2000 nos arroja los resultados en la **Cara 2** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 2** del elemento Shell, dependiendo en que posición del espesor del elemento está el acero, el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

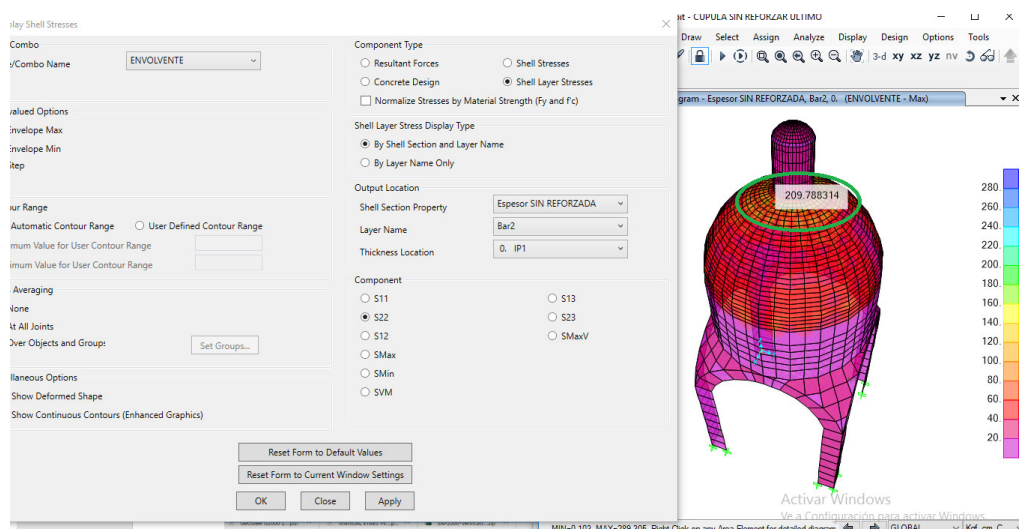


Figura 4.38 Esfuerzos S22 en la parte central del Shell (Elab. Propia)

En la figura 4.38 se puede ver las zonas más esforzadas del acero que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell ‘‘S22’’ pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo en la **parte central (0 IP1)** del espesor que es donde se encuentra las varillas de acero de la cúpula, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que estará sometido el acero es **209.79 kg/cm²** (tracción), sabiendo que la resistencia al acero es de 2800.00 kg/cm² este se encuentra al 5% de su capacidad no aprovechándose.

Nota: se debe tener en cuenta que el caso de carga con el que estamos trabajos es ‘‘envolvente’’ y este está considerando los sismos positivos y negativos.

4.3.3. ESFUERZOS EN CUPULA CON REFORZAMIENTO GEOSTEEL **G2000**

4.3.3.1. ZONAS MAS ESFORZADAS EN EL CONCRETO:

ESFUERZOS EN LA CARA S11 EN LA PARTE SUPERIOR DEL SHELL (1.00 TOP) :

Se eligió la opción ‘‘COMPONENT’’ - ‘‘S11’’ con el caso de carga ‘‘ENVOLVENTE’’ considerandos cargas muertas, vivas y sismos , luego el programa sap2000 nos arroja los resultados en la **Cara 1** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 1** del elemento Shell, dependiendo del espesor del elemento los

esfuerzos varían , para esto el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

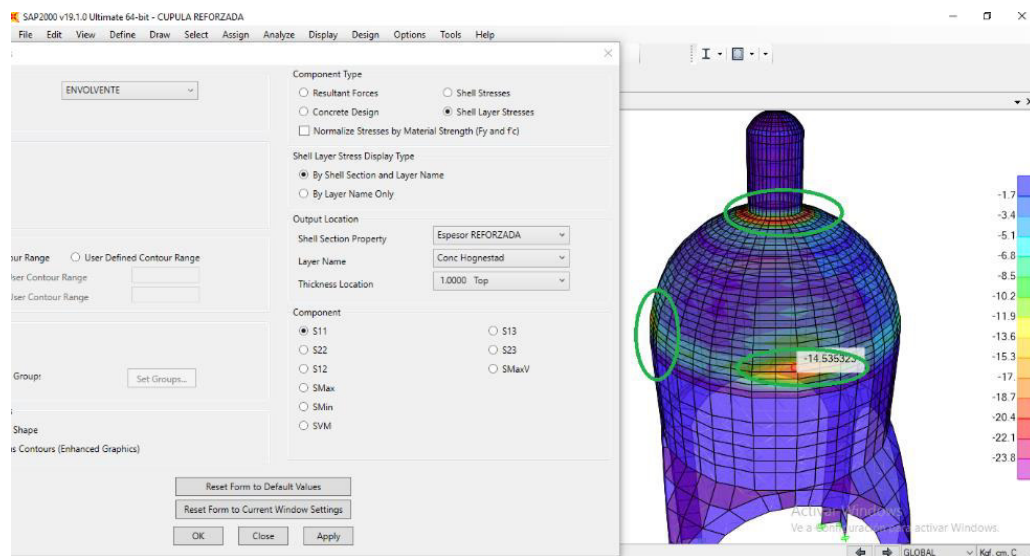


Figura 4.39 Esfuerzos S11 con reforzamiento, en la parte superior del Shell
(Elab. Propia)

En la figura 4.39 se puede ver las zonas más esforzadas que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “S11” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo es en la **parte superior (Top)** del espesor, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que soportara el concreto es **-14.53 kg/cm²** (compresión), sabiendo que la resistencia al concreto es de **160.00 kg/cm²**, por lo que este no sufrirá daño.

Se puede observar también que con el reforzamiento de **GEOSTEEL G2000** los esfuerzos en el concreto cambian dramáticamente de **169.92 kg/cm²** a

un esfuerzo de **14.53 kg/cm²** reduciéndose en un **91.45%** , esto nos hace deducir que el reforzamiento está absorbiendo parte de los esfuerzos del concreto.

ESFUERZOS EN LA CARA S11 LA PARTE INFERIOR DEL SHELL (-1.00 BOT) :

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S11**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerando cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 1** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 1** del elemento Shell, dependiendo del espesor del elemento los esfuerzos varían, para esto el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitamos.

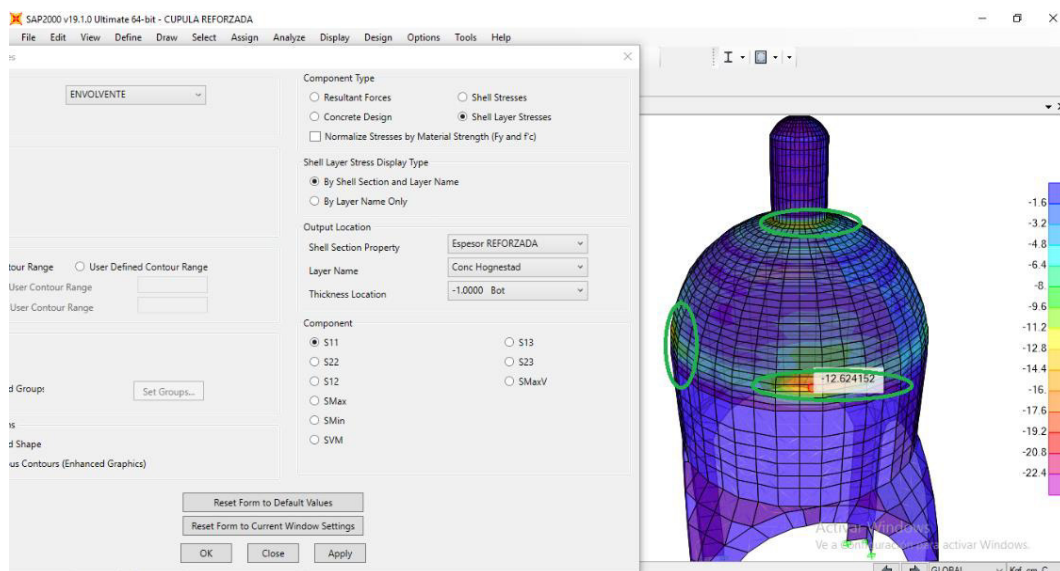


Figura 4.40 Esfuerzos S11 con reforzamiento, en la parte inferior del Shell
(Elab. Propia)

En la figura 4.40 se puede ver las zonas más esforzadas que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “S11” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo es en la **parte inferior (Bot)** del espesor, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que soportara el concreto es **-12.62 kg/cm²** (compresión), sabiendo que la resistencia al concreto es de **160.00 kg/cm²**, por lo que este no sufrirá daño.

Se puede observar también que con el reforzamiento de **GEOSTEEL G2000** los esfuerzos en el concreto cambian dramáticamente de **196.71 kg/cm²** a un esfuerzo de **12.62 kg/cm²** reduciéndose en un **93.59%**, esto nos hace deducir que el reforzamiento está absorbiendo parte de los esfuerzos del concreto.

ESFUERZO EN LA CARA S22 EN LA PARTE SUPERIOR DEL SHELL (1.00 TOP) :

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S22**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerando cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 2** y los esfuerzos orientados en el **Eje local 2** del elemento Shell, dependiendo del espesor del elemento los esfuerzos varían, para esto el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitamos.

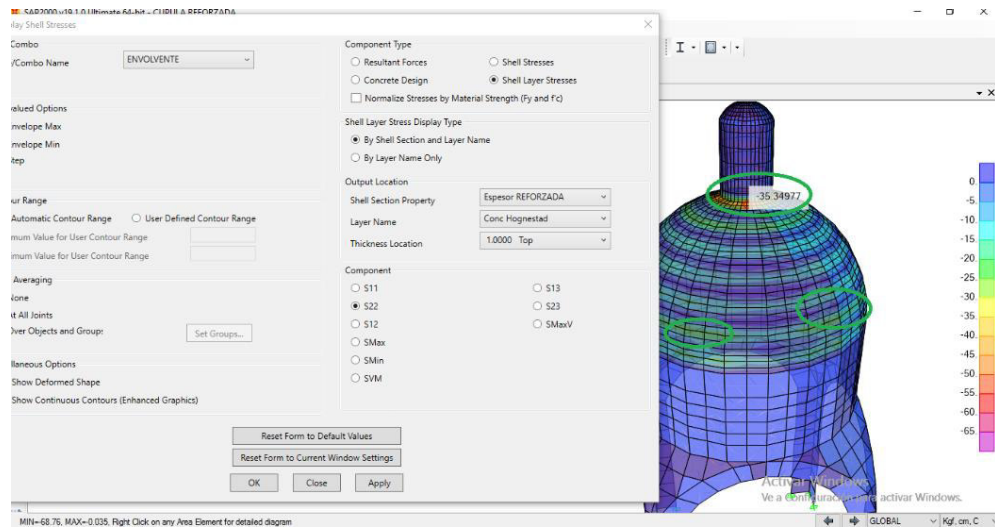


Figura 4.41 Esfuerzos S22 con reforzamiento, en la parte superior del Shell
(Elab. Propia)

En la figura 4.41 se puede ver las zonas más esforzadas que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “S22” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo es en la **parte superior (Top)** del espesor, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que soportara el concreto es **-35.35 kg/cm²** (compresión), sabiendo que la resistencia al concreto es de **160.00 kg/cm²**, por lo que este no sufrirá daño.

Se puede observar también que con el reforzamiento de **GEOSTEEL G2000** los esfuerzos en el concreto cambian dramáticamente de **164.93 kg/cm²** a un esfuerzo de **35.35 kg/cm²** reduciéndose en un **78.57%**, esto nos hace deducir que el reforzamiento está absorbiendo parte de los esfuerzos del concreto.

ESFUERZO EN LA CARA S22 EN LA PARTE INFERIOR DEL SHELL (-1.00 BOT) :

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S22**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerando cargas muertas, vivas y sismos , luego el programa sap2000 nos arroja los resultados en la **Cara 2** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 2** del elemento Shell, dependiendo del espesor del elemento los esfuerzos varían , para esto el sap2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

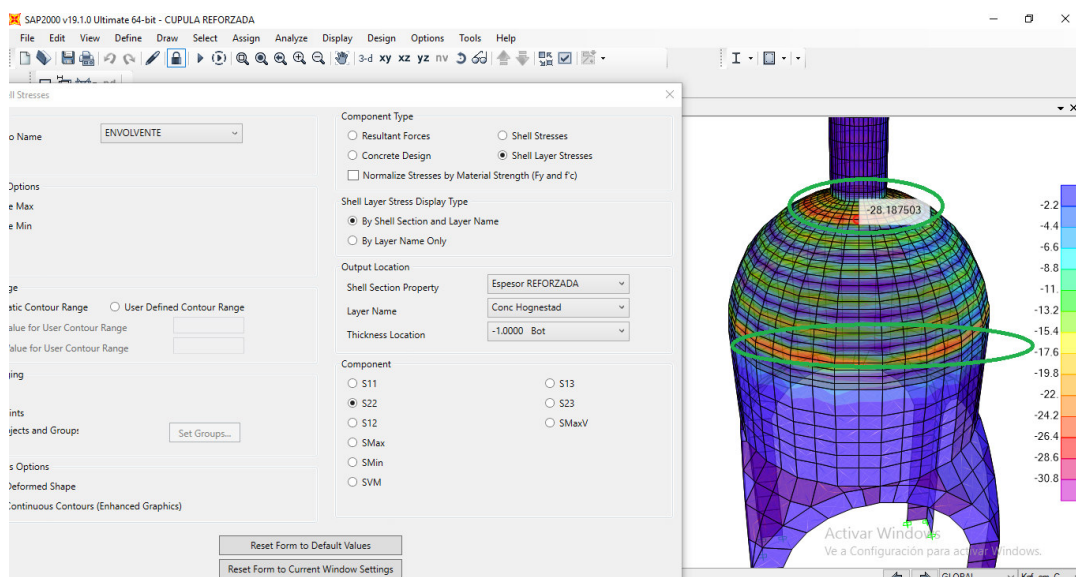


Figura 4.42 Esfuerzos S22 con reforzamiento, en la parte inferior del Shell
(Elab. Propia)

Para el grafico anterior se puede ver las zonas más esforzadas que se marcaron con un circulo, en las caras de los elementos Shell “**S22**” pero se debe tener en

cuenta que este esfuerzo es en la **parte inferior (Bot)** del espesor, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que soportara el concreto es **-28.19 kg/cm²** (compresión), sabiendo que la resistencia al concreto es de **160.00 kg/cm²**, por lo que este no sufrirá daño.

Se puede observar también que con el reforzamiento de **GEOSTEEL G2000** los esfuerzos en el concreto cambian dramáticamente de **211.20 kg/cm²** a un esfuerzo de **28.19 kg/cm²** reduciéndose en un **86.65%**, esto nos hace deducir que el reforzamiento está absorbiendo parte de los esfuerzos del concreto.

4.3.3.2. ZONAS MAS ESFORZADAS EN EL ACERO:

ESFUERZO EN LA CARA S11 EN LA PARTE CENTRAL (ACERO TANGENCIAL) DEL SHELL (0.00 IP1) :

Se eligió la opción **“COMPONENT” - “S11”** con el caso de carga **“ENVOLVENTE”** considerando cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 1** y los esfuerzos orientados en el **Eje local 1** del elemento Shell, dependiendo en que posición del espesor del elemento está el acero, el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitamos.

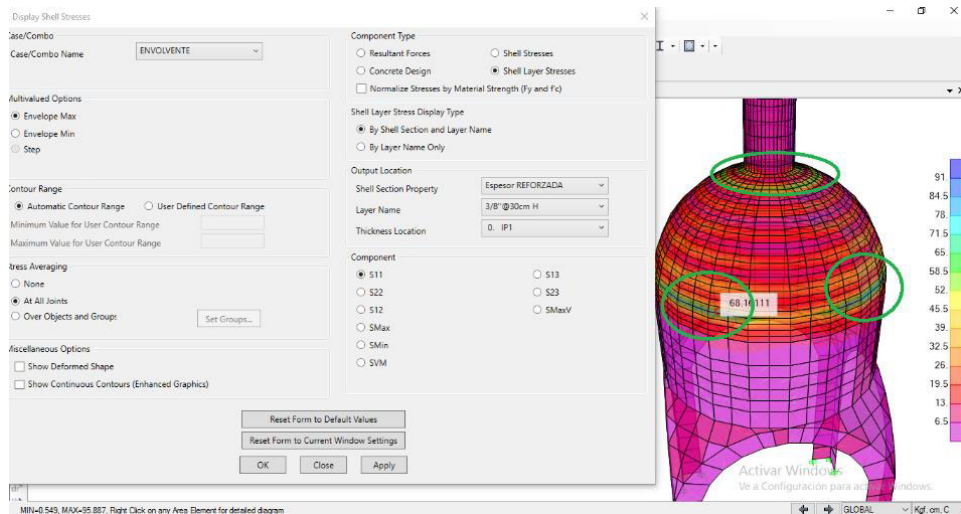


Figura 4.43 Esfuerzos S11 con reforzamiento, en la parte central del Shell
(Elab. Propia)

En la figura 4.43 se puede ver las zonas más esforzadas del acero que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “S11” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo en la **parte central (0 IP1)** del espesor que es donde se encuentra las varillas de acero de la cúpula, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que estará sometido el acero es **68.16 kg/cm²** (tracción), sabiendo que la resistencia al acero es de 2800.00 kg/cm² este se encuentra al 1.62% de su capacidad no aprovechándose.

Se puede observar también que con el reforzamiento de **GEOSTEEL G2000** los esfuerzos en las barras de acero cambien dramáticamente de **216.42 kg/cm²** a un esfuerzo de **68.16 kg/cm²** reduciéndose en un **68.51%**, esto nos hace deducir que el reforzamiento está absorbiendo parte de los esfuerzos del acero.

**ESFUERZO EN LA CARA S22 EN LA PARTE CENTRAL (ACERO
RADIAL) DEL SHELL (0.00 IP1)**

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S22**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerandos cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 2** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 2** del elemento Shell, dependiendo en que posición del espesor del elemento está el acero, el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

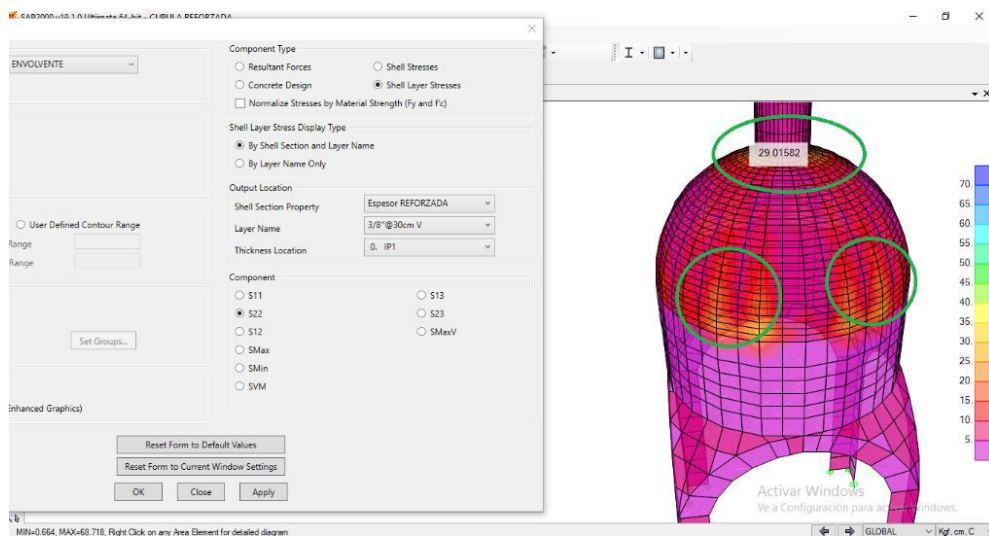


Figura 4.44 Esfuerzos S22 con reforzamiento, en la parte central del Shell
(Elab. Propia)

En la figura 4.44 se puede ver las zonas más esforzadas del acero que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “**S22**” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo en la parte **central (0 IP1)** del espesor que es

donde se encuentra las varillas de acero de la cúpula, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que estará sometido el acero es **29.01 kg/cm²** (tracción), sabiendo que la resistencia al acero es de 2800.00 kg/cm² este se encuentra al 0.69% de su capacidad no aprovechándose.

Se puede observar también que con el reforzamiento de **GEOSTEEL G2000** los esfuerzos en las barras de acero cambian dramáticamente de **209.79 kg/cm²** a un esfuerzo de **29.01 kg/cm²** reduciéndose en un **86.17%**, esto nos hacer deducir que el reforzamiento está absorbiendo de los esfuerzos del acero.

4.3.3.3. ZONAS MAS ESFORZADAS EN EL GEOSTEEL G2000:

ESFUERZO EN LA CARA S11 EN LA PARTE SUPERIOR DEL SHELL (1.00 TOP) :

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S11**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerandos cargas muertas, vivas y sismos, luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 1** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 1** del elemento Shell, dependiendo en qué posición del espesor del elemento está el acero, el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

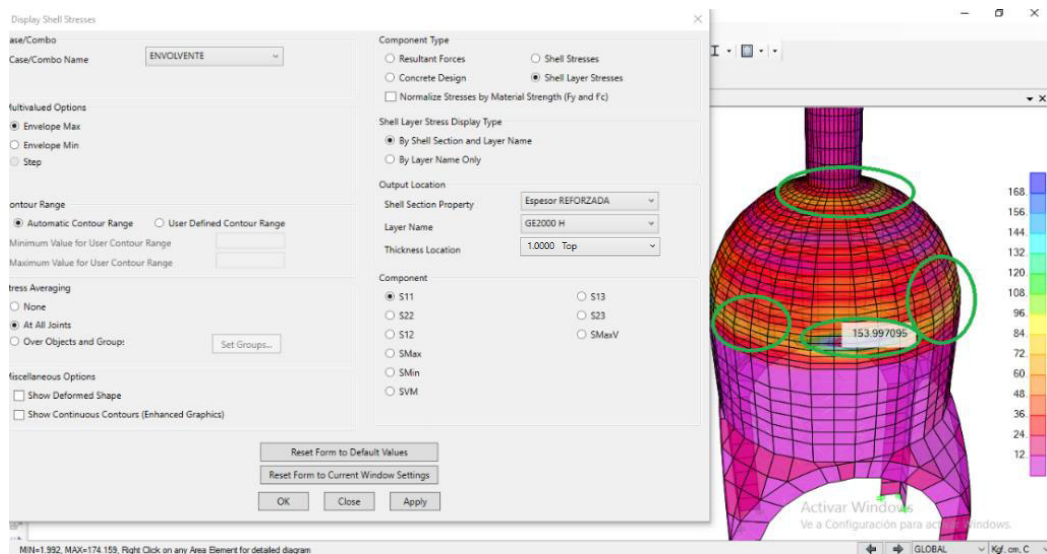


Figura 4.45 Esfuerzos S11 en el reforzamiento, en la parte superior del Shell
(Elab. Propia)

En la figura 4.45 se puede ver las zonas más esforzadas del material de reforzamiento Geosteel G2000, que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “S11” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo en la **parte superior (1 TOP)** del espesor que es donde se encuentra las varillas del Geosteel G2000 de la cúpula, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que estará sometido la malla es **153.99 kg/cm²** (tracción), sabiendo que la resistencia del reforzamiento Geosteel G2000 es de 28551.60 kg/cm² este se encuentra al 0.54% de su capacidad no aprovechándose.

Se puede observar que ahora el **GEOSTEEL G2000** es la capa que estará más esforzada y ya no será el concreto y acero.

ESFUERZO EN LA CARA S22 EN LA PARTE SUPERIOR DEL SHELL (1.00 TOP)

Se eligió la opción “**COMPONENT**” - “**S22**” con el caso de carga “**ENVOLVENTE**” considerando cargas muertas, vivas y sismos , luego el programa sap 2000 nos arroja los resultados en la **Cara 2** y las esfuerzos orientadas en el **Eje local 2** del elemento Shell, dependiendo en qué posición del espesor del elemento está el acero, el sap 2000 nos arroja los esfuerzos dependiendo la localización que le solicitemos.

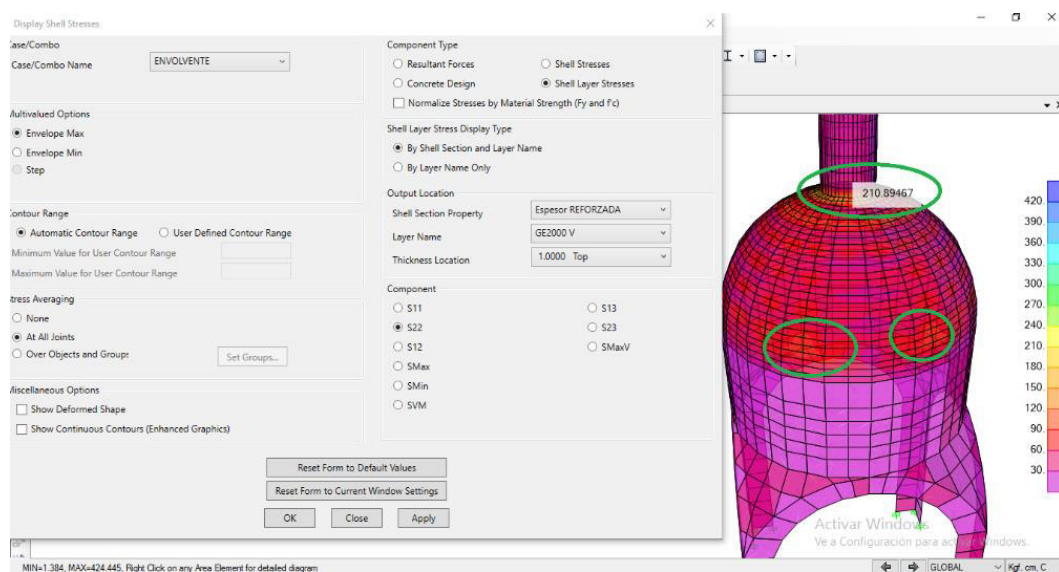


Figura 4.46 Esfuerzos S22 en el reforzamiento, en la parte superior del Shell
(Elab. Propia)

En la figura 4.46 se puede ver las zonas más esforzadas del material de reforzamiento Geosteel G2000 que se marcaron con un círculo, en las caras de los elementos Shell “**S11**” pero se debe tener en cuenta que este esfuerzo en la **parte**

superior (1 TOP) del espesor que es donde se encuentra las varillas del Geosteel G2000 de la cúpula, uno de los esfuerzos máximos que se puede visualizar que estará sometido la malla es **210.89 kg/cm²** (tracción), sabiendo que la resistencia del reforzamiento Geosteel G2000 es de 28551.60 kg/cm² este se encuentra al 0.73% de su capacidad no aprovechándose.

Se puede observar que ahora el **GEOSTEEL G2000** es la capa que estará más esforzada y ya no será el concreto y acero.

Como se puede observar la estructura mejora su comportamiento cuando se aplica los refuerzos de GEOSTEEL 2000, disminuyendo los esfuerzos que se presentan cuando se analiza sin este refuerzo, por lo que se llega a la conclusión de que su uso mejora su capacidad resistente.

4.4. TABULACIÓN DE RESULTADOS

Para una presentación más didáctica de los resultados obtenidos se tabularon los resultados obtenidos para un mejor entendimiento de los resultados finales. A Continuación se muestran los resultados debidamente tabulados y comparados tanto el análisis sin reforzamiento y con reforzamiento en las siguientes tablas:

Tabla 4.3. Tabulación de Resultados en unidades

COMP	CUPULA SIN REFORZAMIENTO (Kg/cm2)			CUPULA CON REFORZAMIENTO (Kg/cm2)			GEOSTEEL (Kg/cm2)
	TOP (Concreto)	BOTTON (Concreto)	MED (Acero)	TOP (Concreto)	BOTTON (Concreto)	MED (Acero)	TOP (Reforz.)
S11	-169.92	-196.72	216.42	-14.53	-12.62	68.16	153.99
S22	-164.93	-211.20	209.79	-35.35	-28.19	29.01	210.89

Fuente : Elaboración Propia

En la tabla 4.3. Se puede apreciar los resultados de forma comparativa apreciando los resultados de los esfuerzos sin reforzamiento y con reforzamiento asimismo los esfuerzos presentados en la malla de reforzamiento, todo ello en las unidades de kg/cm², siendo en compresión los valores negativos y tracción los valores positivos.

Tabla 4.4. Tabulación de Resultados en porcentaje

COMP	CUPULA SIN REFORZAMIENTO (Kg/cm2)			CUPULA CON REFORZAMIENTO (Kg/cm2)			GEOSTEEL 28551.6 Kg/cm2
	TOP (Concreto)	BOTTON (Concreto)	MED (Acero)	TOP (Concreto)	BOTTON (Concreto)	MED (Acero)	TOP
S11	169.92	196.71	216.42	91.45%	93.59%	68.51%	0.54%
S22	164.93	211.2	209.79	78.57%	86.65%	86.17%	0.73%

Fuente : Elaboración Propia

En la tabla 4.4. se puede apreciar los resultados de forma comparativa apreciando los resultados de los esfuerzos sin reforzamiento y con reforzamiento asimismo los esfuerzos presentados en la malla de reforzamiento, pero en porcentajes para una mejor percepción e interpretación.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- De Los antecedentes revisados se llega a la conclusión que la mejor referencia para la presente investigación es el caso del estudio de Vulnerabilidad Sísmica de la Catedral de Cusco, por ser la estructura, análisis y alternativa de reforzamiento similares.

- Luego de haber realizado el análisis estructural por medio del software SAP 2000, se observa que la cúpula falla cuando se somete a un sismo severo. Se ha investigado acerca de la forma de modelar, diseñar e interpretar los resultados utilizando elementos Shell para la aplicación de elementos finitos.

- Se puede aplicar un reforzamiento por medio de mallas, de fabricación italiana GEOSTELL 2000, aplicando sus propiedades al software SAP

2000, pudiendo ser aplicable para la Catedral de Tacna. De acuerdo a los resultados del análisis estructural, se colocaran los reforzamientos en las zonas más esforzadas en la cúpula, cuyos gráficos se muestran en el capítulo IV, tanto para las zonas con más esfuerzo en el concreto y acero.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda que se tenga en consideración experiencias similares sobre reforzamiento de patrimonio histórico en otras partes del Perú y del mundo.

- La estructura de la Catedral de Tacna, necesita mantenimiento periódico para su conservación y preservación, pudiendo el presente estudio ayudar para esta finalidad.

- Se recomienda realizar un reforzamiento de la cúpula con las técnicas recomendadas en el presente trabajo de investigación, con la finalidad de salvaguardar el patrimonio histórico que representa la Catedral de Tacna.

- Se recomienda que se tenga en cuenta la presente tesis para futuras investigaciones para que sirva como referencia y punto de partida para la conservación del patrimonio cultural de la ciudad de Tacna, y completar la investigación para que sea aplicable a toda la edificación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Esquivel Y. (2009) *“Sistemas de refuerzo estructural en Monumentos Históricos de la Región Cusco”*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Heredia G. (2013) *“Patrimonio Olvidado de Tacna 1895-1930”*. Universidad Privada de Tacna.

Velasquez, J. (2004) *“Levantamiento Arquitectónico y Digitalización de los Planos de la Tipología de Viviendas de Tacna y de la Catedral de Tacna”*. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Privada de Tacna.

Proaño R., Torres M., Zavala C., Aguilar Z., Scaletti, Rodriguez M. (2003) *“Vulnerabilidad Sísmica de la Catedral del Cusco”*, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil – Iquitos 2003

Ottazi G. (2004) *“Apuntes del Curso Concreto Armado - Quinta Edición”*, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Cavagnaro L. (2003) *“Desarrollo urbano y arquitectónico de Tacna (1536 - 1880)”*. Universidad Privada de Tacna

Peña F. (2010) "*Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas*". Revista de Ingeniería Sísmica No. 83 43-63 Universidad Nacional Autónoma de México

Torrealva D., Blanco A. (2002) "*La Intervención Estructural en Monumentos Históricos el Caso de la Reconstrucción de la Catedral de Arequipa*", Pontificia Universidad Católica del Perú.

Cardona O. "*Vulnerabilidad Sísmica Estructural y Diseño del Refuerzo Sismorresistente de la Catedral Basílica de Manizales, Colombia*". Universidad Nacional de Colombia

Página Web empresa Kerakoll Italia, "products.www.kerakoll.com"

ANEXOS

**FICHA TECNICA MATERIAL DE
REFORZAMIENTO GEOSTELL 2000**



GUIDA TECNICA PER IL CANTIERE

**PROGETTARE IL CONSOLIDAMENTO,
IL RINFORZO STRUTTURALE E LA SICUREZZA
SISMICA CON NUOVE TECNOLOGIE GREEN.
CEMENTO ARMATO, TAMPONATURE, MURATURE.**

SISTEMI
S
STRUTTURALI



È insieme alla natura
che si costruisce il futuro.

KERA/KOLL
The GreenBuilding Company

GUIDA TECNICA PER IL CANTIERE

CONSOLIDAMENTO E RINFORZO STRUTTURALE

Il moderno approccio nel consolidamento e rinforzo strutturale, recepito dalle norme tecniche per le costruzioni (Italia, D.M. 14.1.2008) e le recenti osservazioni sul campo eseguite in occasione degli ultimi eventi sismici italiani (L'Aquila - 2009 e Emilia - 2012), hanno evidenziato la necessità diffusa di adeguare le strutture esistenti a **nuovi parametri di resistenza per migliorarne il comportamento al sisma**, progettando rinforzi che siano efficaci e realizzati nel rispetto dell'identità statica, architettonica e storica del manufatto. È da un'analisi critica di queste necessità e dallo studio attento della meccanica dei sistemi di rinforzo e di come questi interagiscono con i vari materiali da costruzione, che i ricercatori Kerakoll sono stati in grado di progettare un **moderno sistema di rinforzo composto da innovative matrici minerali, nuovi tessuti di fibre d'acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, reti di fibra naturale di basalto e acciaio Inox e barre elicoidali in acciaio Inox**.

Il primato della ricerca Kerakoll è stato quello di sviluppare nuove matrici minerali a base di Geogelante® per progettare sistemi di rinforzo a basso spessore con nuove tecnologie green, in grado di modularsi in modo perfetto alle resistenze e rigidità dei supporti in cemento armato o in muratura.

I sistemi di rinforzo strutturale Kerakoll, offrono vantaggi tecnici unici per la loro facilità di calcolo e per la loro semplicità applicativa.

La presente Guida Tecnica rappresenta un'utile e pratico strumento dedicato al tecnico di cantiere, per aiutarlo nella scelta e nella realizzazione dei sistemi di rinforzo strutturale.



LA RICERCA UNIVERSITARIA PER LA VALIDAZIONE DEI SISTEMI

GreenLab Kerakoll Innovation Center

Per sviluppare tutti gli aspetti del calcolo relativi ad interventi di rinforzo strutturale, mediante l'impiego di nuove tecnologie, gli ingegneri del GreenLab Kerakoll hanno intrapreso una stretta collaborazione di ricerca sperimentale con diversi atenei nazionali, centri d'eccellenza nella ricerca applicata.

La sperimentazione ha coinvolto fino ad oggi tre laboratori nella ricerca sui materiali compositi: il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Salerno, il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (ICEA) dell'Università di Padova e il Dipartimento di Ingegneria dell'Università Roma Tre.



La campagna sperimentale dimostra che i sistemi di consolidamento e rinforzo strutturale Kerakoll, se opportunamente progettati, riducono sensibilmente la vulnerabilità sismica degli edifici a vantaggio della sicurezza degli abitanti e della salvaguardia del patrimonio edilizio.

Università degli Studi di Salerno



Il Laboratorio ufficiale Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile - DICIV - esegue prove su materiali da costruzione e su strutture, sia per scopi scientifici, sia per lo svolgimento di attività di sviluppo per l'industria.

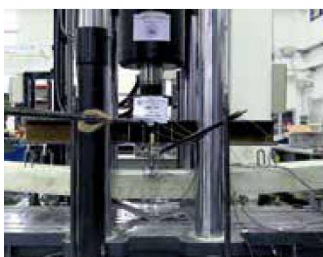
L'attività di ricerca del Laboratorio è rivolta principalmente allo studio sperimentale del comportamento sotto sisma di strutture di calcestruzzo armato, di acciaio e di muratura.

Dotato di un ampio "strong floor", di due grandi telai di contrasto e di un sistema centralizzato di alimentazione idraulica, servo-regolato, è in grado di effettuare sperimentazioni su modelli in scala reale con l'esecuzione di prove dinamiche.

Una parte rilevante dell'attività è dedicata allo studio dei sistemi di rinforzo di strutture esistenti, realizzati sia con tecniche tradizionali che con materiali innovativi, e allo studio di strutture interamente realizzate con profili pultrusi in FRP.

Principali test eseguiti:

- CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TESSUTI GEOSTEEL HARDWARE
- PROVE A FLESSIONE SU TRAVI IN C.A.
- TEST CICLICI SU NODI TRAVE-COLONNA IN C.A.



PROVE A FLESSIONE SU TRAVI IN C.A.



TEST CICLICI SU NODI TRAVE-COLONNA IN C.A.



PROVE COMBinate NEL PIANO E FUORI DAL PIANO DI TAMPONATURE RINFORZATE

TESSUTI IN ACCIAIO A TECNOLOGIA HARDWIRE™

GeoSteel

I NUOVI TESSUTI KERAKOLL IN ACCIAIO PERLITICO A TECNOLOGIA HARDWIRE™

Gli innovativi tessuti in fibra di acciaio a Tecnologia Hardwire™ ad altissima resistenza messi a punto e testati dai ricercatori e ingegneri del GreenLab Kerakoll, consentono un nuovo approccio progettuale nella realizzazione dei rinforzi strutturali e nell'adeguamento sismico degli edifici.

Come attestano le prove eseguite nei laboratori universitari, l'abbinamento di GeoSteel con le geomalte minerali, naturali certificate, GeoLite® e GeoCalce® Fino, costituisce un innovativo sistema di rinforzo strutturale a basso spessore, dagli innumerevoli vantaggi applicativi e tecnici, unici per la loro facilità di calcolo e per la loro semplicità applicativa, pur garantendo performance di resistenza, modulo elastico e tenacità, superiori a quelle dei comuni tessuti in fibra di carbonio-vetro-aramide. L'innovativo tessuto GeoSteel Kerakoll a Tecnologia Hardwire™ è unidirezionale e formato da micro-trefoli di fili d'acciaio fissati su una rete in fibra di vetro che conferisce stabilità dimensionale nelle fasi d'installazione. Variando il passo di termosaldatura dei microtrefoli sulla rete, è stato possibile ottenere una serie di tessuti a grammatura crescente (GeoSteel G600–G2000–G3300), che permette di modulare il progetto di rinforzo alle esigenze specifiche dello schema strutturale dell'edificio.

Grazie alle elevate prestazioni dello speciale acciaio perlitico e all'innovativa conformazione geometrica dei trefoli a 5 fili, il nuovo tessuto GeoSteel Kerakoll supera le performance dei tessuti in fibra di carbonio, in quanto il comportamento e le caratteristiche del rinforzo sono uniche ed ineguagliabili soprattutto in corrispondenza degli spigoli delle strutture rinforzate, zone notoriamente critiche, dove si riscontra il limite tecnico dei tradizionali tessuti in fibra di carbonio o vetro.

I tessuti in fibra di acciaio GeoSteel non necessitano di essere impregnati ma semplicemente inglobati nella matrice per l'adesione al supporto. Questo permette ai tessuti GeoSteel di poter essere installati efficacemente sia con matrici minerali GeoLite®, che con matrici naturali GeoCalce® Fino o, a seconda della tipologia di prestazione e compatibilità richieste dal progettista, con matrice organica eco-compatibile GeoLite® Gel.



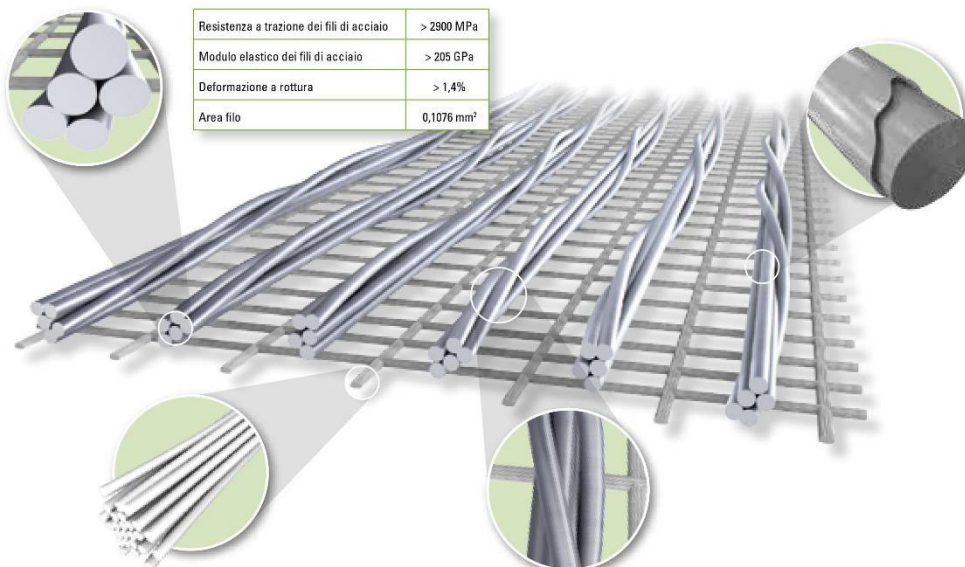
	G3300	G2000	G600
Numero trefoli / cm	7,09	4,72	1,57
Grammatura del nastro (g/m ²)	≈ 3300	≈ 2000	≈ 670
Spessore equivalente del nastro (mm)	≈ 0,381	≈ 0,254	≈ 0,084
Resistenza a trazione per unità di larghezza (kN/cm)	10,67	7,11	2,35
Resistenza caratteristica a trazione del nastro (MPa)	> 3000		
Modulo di elasticità del nastro (GPa)	> 190		
Deformazione a rottura del nastro (%)	> 1,5		



SPECIALE ACCIAIO PERLITICO

L'acciaio a Tecnologia Hardwire™ ad altissima resistenza è un'evoluzione dell'acciaio perlitico ad alto contenuto di carbonio (0,80-0,96%), dalle eccellenti proprietà meccaniche. Il processo produttivo che comprende una prima trafilatura a diametri ridotti, seguita da rinvenimento, zincatura a caldo e successiva ulteriore trafilatura, permette di mutare la microstruttura dell'acciaio e ricavare un materiale isotropo altamente prestazionale che raggiunge valori di trazione, resistenza a taglio e tenacità mai raggiunti prima.

I filamenti in acciaio a Tecnologia Hardwire™ rispondono alla norma di prodotto ISO 16120-1,2,3,4 2011.



Resistenza a trazione dei fili di acciaio	> 2900 MPa
Modulo elastico dei fili di acciaio	> 205 GPa
Deformazione a rottura	> 1,4%
Area filo	0,1076 mm ²

RETE DI SUPPORTO E TESSUTO

I tessuti in acciaio a Tecnologia Hardwire™ nascono da un accoppiamento per termosaldatura dei trefoli con una speciale rete in fibra di vetro che garantisce un'eccellente stabilità dimensionale e praticità di posa del tessuto GeoSteel. Il tessuto così concepito permette il perfetto inglobamento nella matrice e il corretto posizionamento in opera del nastro per assicurare un allineamento preciso alle geometrie di calcolo e garantire la totale efficienza del rinforzo strutturale. I tessuti GeoSteel hanno un'eccezionale versatilità in cantiere perché sono facili da dimensionare nella larghezza delle fasce (anche fino a pochi centimetri), sono semplici da piegare e sagomare, in pochi step si ottengono efficienti connettori a fiocco.

GALVANIZZAZIONE PROTETTIVA

I micro-fili di acciaio a Tecnologia Hardwire™ sono protetti mediante galvanizzazione a caldo. Lo speciale processo di zincatura al quale sono sottoposti permette di depositare sui singoli filamenti una quantità controllata di zinco (spessore costante di circa 5 μm), che garantisce la perfetta stabilità del materiale anche in ambienti particolarmente corrosivi.

Il rinforzo strutturale realizzato con i tessuti GeoSteel Kerakoll assicura alte prestazioni anche sotto il profilo della durabilità.

TREFOLO 3x2

Il TREFOLO 3x2 è costituito da 3 filamenti rettilinei e 2 in avvolgimento, con elevato angolo di torsione, in conformità alla norma di prodotto ISO 17832 2009.

La particolare conformazione geometrica permette di mantenere praticamente invariato il modulo elastico del trefolo rispetto a quello dei singoli fili e avvalersi completamente dell'elevata resistenza e rigidità dello speciale acciaio a Tecnologia Hardwire™.

Il TREFOLO 3x2 permette, infine, al tessuto di essere piegato e sagomato senza in alcun modo compromettere, per snervamento, le resistenze del materiale.

Resistenza a trazione trefolo	> 2800 MPa
Carico di rottura a trazione del trefolo	> 1500 N
Modulo elastico trefolo	> 190 GPa
Area TREFOLO 3x2	0,538 mm ²

MATRICI MINERALI E ORGANICHE

GeoLite®



LA PRIMA GEOMALTA® UNIVERSALE PER IL RIPRISTINO MONOLITICO DEL CALCESTRUZZO, CERTIFICATA PER IL RINFORZO STRUTTURALE A BASSO SPESORE.

GeoLite® è la rivoluzionaria Geomalta® minerale eco-compatibile formulata a ridotto tenore di cemento e praticamente priva di additivi petrolchimici, che passiva, ripristina, rasa e protegge in un'unica soluzione il calcestruzzo ammalorato. Grazie all'introduzione del nuovo Geolegante® Kerakoll, a naturale ed elevata stabilità dimensionale e alla sua microstruttura ottenuta per cristallizzazione, GeoLite® garantisce assenza di ritiri e fessurazioni assicurando un'elevata durabilità nel tempo.

È grazie alle sue proprietà che GeoLite® si presenta come l'unica malta idonea al rinforzo delle strutture in cemento armato in abbinamento alla gamma di reti GeoSteel, costituendo un innovativo sistema di rinforzo monolitico, a basso spessore e con eccezionali prestazioni meccaniche certificate dai test eseguiti presso i laboratori universitari.

GEOLEGANTE® KERAKOLL	CLINKER MICRONIZZATO	ZIRCONIA CRISTALLINA	INERTI MINERALI
Il Geolegante® Kerakoll è naturalmente stabile, determinando valori di ritiro praticamente nulli.	Ridotta quantità di speciale legante idraulico, per stabilizzare il comportamento iniziale del Geolegante®.	La Zirconia Cristallina® stabilizza la cristallizzazione di GeoLite®, incrementando le resistenze meccaniche e a flessione.	Garantiscono ripristini dall'esclusiva compattezza e monoliticità che solo GeoLite® assicura.

GeoLite® Gel



IL PRIMO SISTEMA EPOSSIDICO BICOMPONENTE ESENTE DA SOLVENTI, A BASSISSIME EMISSIONI DI SOSTANZE ORGANICHE VOLATILI, CHE RISPETTA LA SALUTE DEGLI OPERATORI.

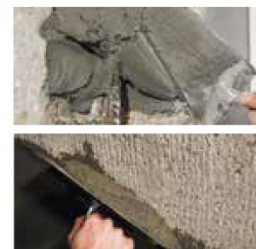
GeoLite® Gel è conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla norma EN 1504-4 per l'incollaggio di elementi strutturali e dalle linee guida CNR-DT 200 R1/2013 per l'impregnazione ad umido e l'incollaggio dei sistemi di rinforzo strutturale.

I VANTAGGI UNICI DI GEOLITE® GEL SONO:

- **Non richiede l'uso di primer** nella preparazione del supporto
- **Reazione al fuoco Euroclasse C-s2, d0**
- **Elevata temperatura di transizione vetrosa Tg**, maggiore di +60 °C, stabile fino a +100 °C
- **Eccellente lavorabilità** sia a +20 °C (> 90 min.), che a temperatura superiore a +30 °C (> di 40 min.).
- **EC1 plus GEV-Emicode** a bassissime emissioni di sostanze organiche volatili.



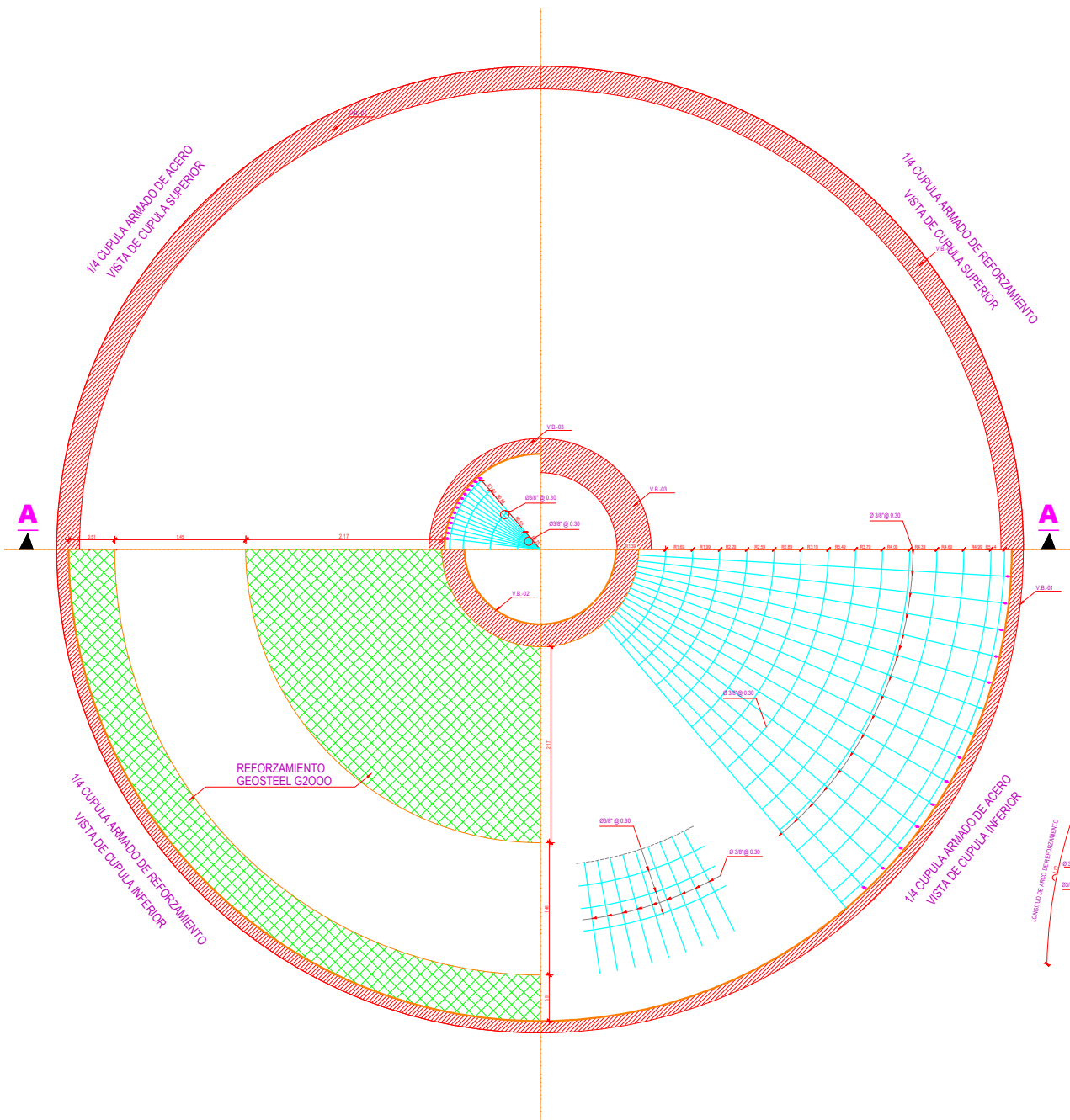
- **Ricostruisce, regolarizza e passiva in un'unico prodotto**
- **Idoneo in abbinamento alle reti GeoSteel e GeoSteel Grid**



- **Ideale per l'installazione dei tessuti e delle reti GeoSteel e GeoSteel Grid**



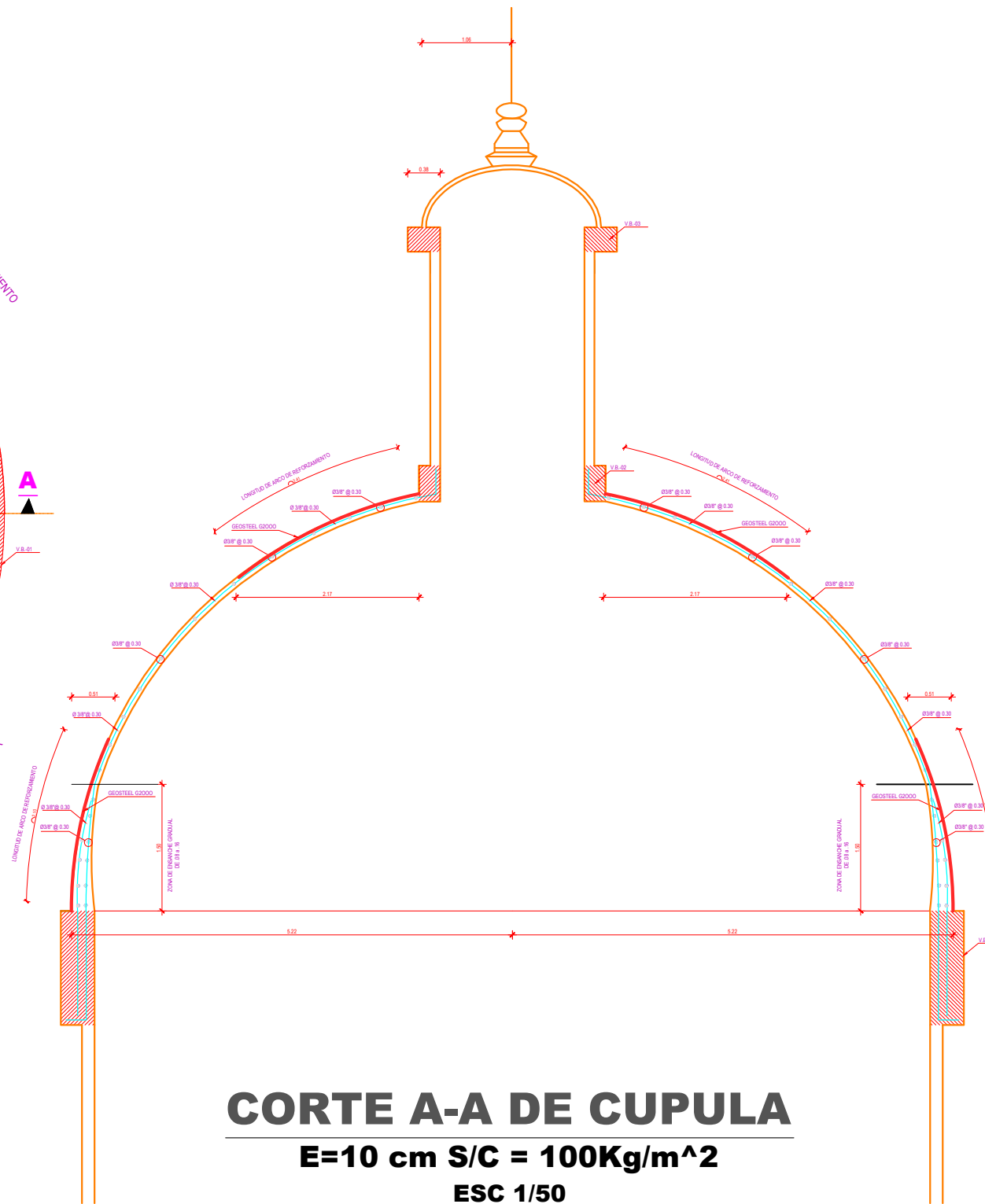
**PLANO DE UBICACIÓN DE
REFORZAMIENTO EN LA CUPULA DE LA
CATEDRAL**



VISTA EN PLANTA DE CUPULA

E=10 cm S/C = 100Kg/m²

ESC 1/50



CORTE A-A DE CUPULA

E=10 cm S/C = 100Kg/m²

ESC 1/50

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

- a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 XX: MUROS Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO (DUAL)
 YY: MUROS Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO (DUAL)
- b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
 -FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : Z=0.45
 -FACTOR DE SUELO (TIPO S2) : S=1.05 Tp=0.6s Tl=2s
 -FACTOR DE CATEGORIA (CAT. A) : U=1.5
 -FACTOR DE REDUCCION :
 Rx=6 (Dual) ; Ry=6 (Dual)

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO**
 RESISTENCIA ESPECIFICADA CON RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS
 - CONCRETO ARMADO: f'c = 160 kg/cm²
 - ACERO DE REFUERZO EN CONCRETO: f'y = 2800 kg/cm² ASTM A615 GRADO 40
- SOBRECARGAS:
 - MANTENIMIENTO : 100kg/m²
- RECUBRIMIENTOS MINIMOS CON TOLERANCIA NEGATIVA CERO**
 - CUPULA : -0.02
 - VIGAS SOLERAS : -0.02
- CEMENTO**
 - CEMENTO PORTLAND TIPO IP O CEMENTO COMPUESTO EQUIVALENTE
- REFORZAMIENTO GEOMALLA**
 - EL MATERIAL DEBE SER GEOSTEEL G2000
 - RESISTENCIA ULTIMA Fu = 2800 MPA
 - MODULO DE ELASTICIDAD = 190 GPa
 - N° FIBRAS = 4.72 fibras/cm
 - DIAMETRO = 0.82 mm



"EVALUACION DE LAS TIPOLOGIAS DE INTERVENCION EN MONUMENTOS HISTORICOS TIPO IGLESIA: CASO ESPECIFICO PARA LA CATEDRAL DE TACNA"

TESISTA: **CÉSAR JOSÉ AVENDAÑO JIHUALLANGA**

PLANO: **DETALLE DE REFORZAMIENTO CON GEOSTEEL 2000 EN LA CUPULA CENTRAL DE LA CATEDRAL DE TACNA**

DEPARTAMENTO : TACNA
 PROVINCIA : TACNA
 DISTRITO : TACNA

ESCALA: INDICADA
 DIBUJO: AUTOCAD 2014

FECHA: MAYO 2017
 FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

CODIGO N°:

C-1

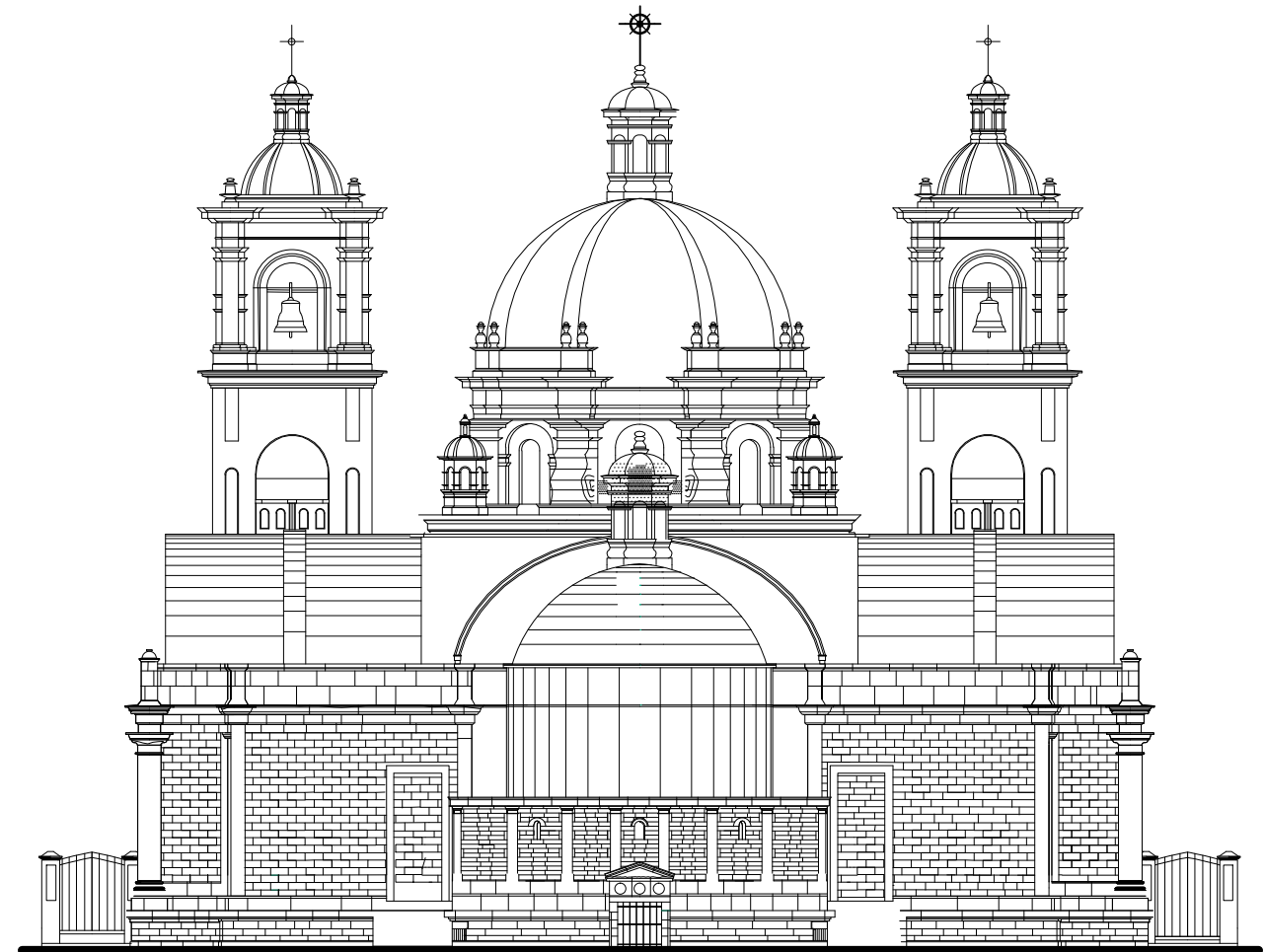
PLANOS DE LA CATEDRAL DE TACNA



ELEVACIÓN PRINCIPAL

FRONTAL

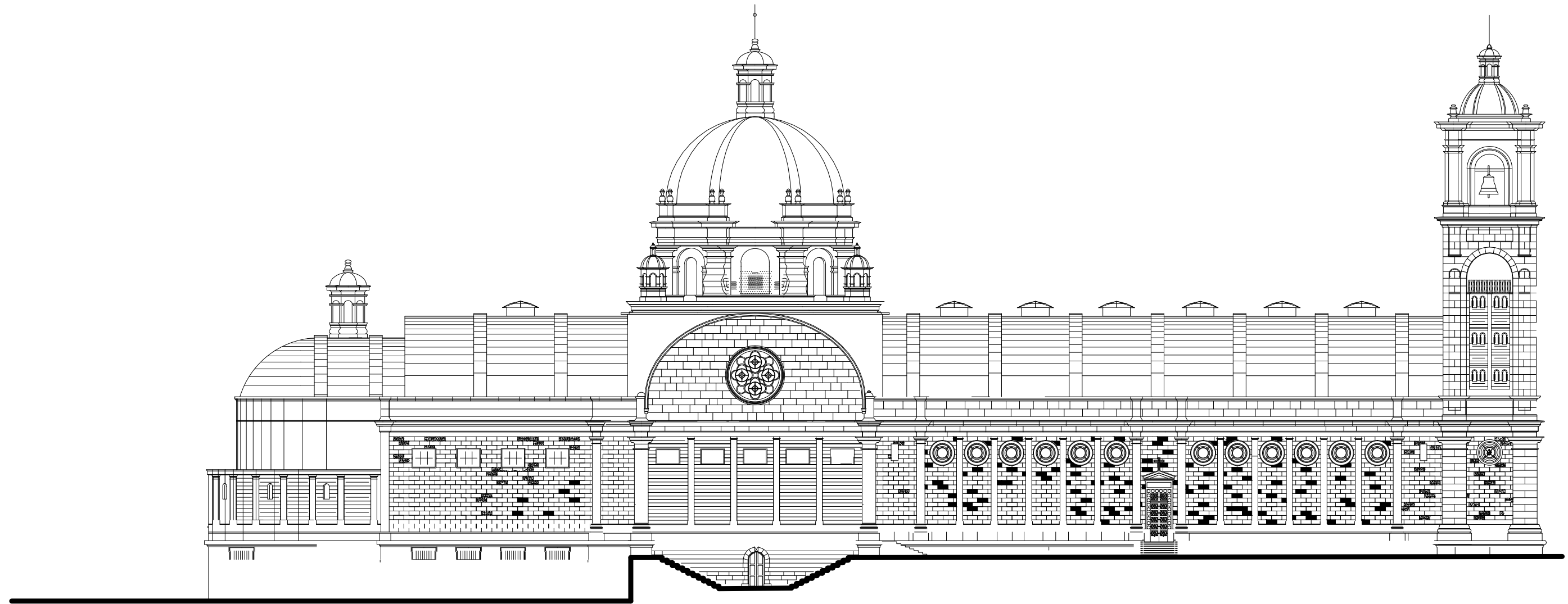
ESCALA 1/175



ELEVACIÓN POSTERIOR

ESCALA 1/175

	EVALUACION DE LAS TIPOLOGIAS DE INTERVENCION EN MONUMENTOS HISTÓRICOS TIPO IGLESIA: CASO ESPECIFICO PARA LA CATEDRAL DE TACNA		CODIGO N°: E-1
	TESISISTA: CÉSAR JOSÉ AVENDAÑO JIHUALLANGA		
	PLANO: ELEVACION LATERAL DE LA CATEDRAL DE TACNA		
	DEPARTAMENTO : TACNA PROVINCIA : TACNA DISTRITO : TACNA	ESCALA: INDICADA DIBUJO: AUTOCAD 2014	



ELEVACIÓN LATERAL

CALLE CALLAO - ELEVACION Y-Y'

ESCALA 1/175



"EVALUACION DE LAS TIPOLOGIAS DE INTERVENCION EN MONUMENTOS HISTÓRICOS TIPO IGLESIA: CASO ESPECIFICO PARA LA CATEDRAL DE TACNA"

TESISTA:

CÉSAR JOSÉ AVENDAÑO JIHUALLANGA

PLANO:

ELEVACION LATERAL DE LA CATEDRAL DE TACNA

DEPARTAMENTO: TACNA

PROVINCIA : TACNA

DISTRITO : TACNA

ESCALA: INDICADA

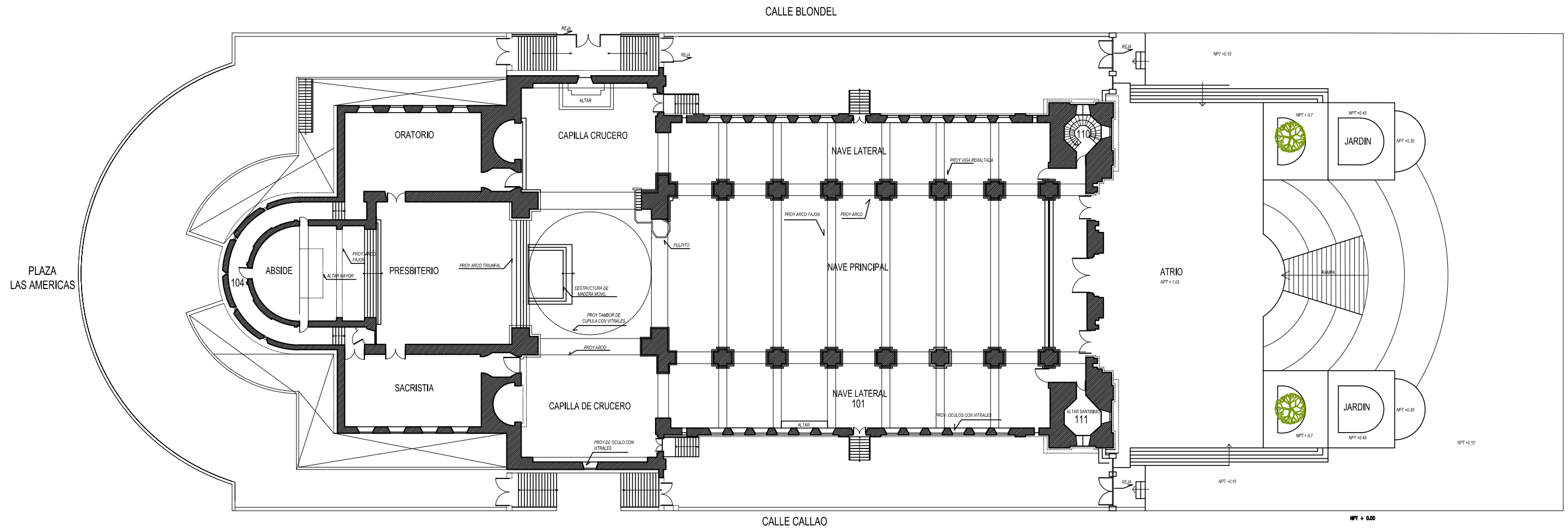
DIBUJO: AUTOCAD 2014

FECHA: MAYO 2017

FUENTE: VELASQUEZ, 2004


CODIGO N°:

E-2



PLANTA - PRIMER NIVEL

ESCALA 1/250

	"EVALUACION DE LAS TIPOLOGIAS DE INTERVENCION EN MONUMENTOS HISTORICOS TIPO IGLESIA: CASO ESPECIFICO PARA LA CATEDRAL DE TACNA"			CODIGO N°: P-1
	TESISTA: CÉSAR JOSÉ AVENDAÑO JIHUALLANGA			
	PLANO: PLANTA DE LA CATEDRAL DE TACNA			
	DEPARTAMENTO: TACNA PROVINCIA: TACNA DISTRITO: TACNA	ESCALA: INDICADA DIBUJO: AUTOCAD 2014	FECHA: MAYO 2017 FUENTE: VELASQUEZ, 2004	