



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports

UPC BARCELONATECH

Estudio estructural de domos realizados con la técnica de falsa cúpula y superadobe

Treball realitzat per:

Samuel Canadell Ruiz

Dirigit per:

Sergio Henrique Pialarissi Calvaro

Ana Blanco Álvarez

Grau en:

Enginyeria de la construcció

Barcelona, juny de 2014

Departament d'enginyeria de la construcció

TREBALL FINAL DE GRAU

RESUMEN

El uso de estructuras de *earthbag* como solución constructiva resulta muy económico y sostenible y por ello ha ganado fuerza las últimas décadas. Sin embargo los estudios anteriores que se han hecho para modelar estas estructuras aún no abarcan completamente el comportamiento, y se siguen utilizando reglas empíricas para el dimensionamiento de éstas.

Hasta el momento se ha investigado el comportamiento del *earthbag* como elemento individual, pero falta un estudio que recoja todos los mecanismos de colapso propuestos por distintos autores. Es oportuno establecer una serie de comprobaciones estructurales tanto para muros como cúpulas.

Se han investigado en varias ocasiones los arcos de *earthbag*, pero aún no se han ensayado cúpulas de superadobe. Se han construido alrededor de un centenar de domos, y se puede afirmar, por la experiencia adquirida siguiendo las reglas empíricas, que las estructuras resultan muy seguras. Se ha observado que las cúpulas de *earthbag* son estables y resisten sismos, pero no se conoce como trabajan y como afectan las variaciones de las dimensiones al comportamiento estructural.

Un mayor conocimiento del comportamiento de estas estructuras puede ayudar a la toma de decisiones, tanto en el dimensionamiento como en la fase de ejecución. Sólo con una propuesta con fundamento teórico se podrán presentar informes para regularizar las normativas que afectan a la construcción de estructuras de *earthbag*, sean refugios en situaciones de emergencia o casas ecológicas.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar querría agradecer a Sergio Henrique Pialarissi y Ana Blanco por haber aceptado el reto de guiarme en una tesina con una temática tan arriesgada. Les agradezco los numerosos consejos que me han dado en el transcurso del estudio. A pesar de mi falta de experiencia y cabezonería, me han respaldado y empujado para seguir en buena dirección.

Destacar a mis maestros de campo Bárbara Mas y Quique Salgado de *Domoterra* por mostrarme y trasmitirme con pasión y mucho entusiasmo el mundo del superadobe. Agradezco la paciencia y flexibilidad que desarrollaron cuando aún no creía plenamente en la técnica.

Doy las gracias a los compañeros Iliona Khalili y Tommaso Bazzechi por el apoyo y las aportaciones a través de bibliografía, documentación y contactos que me han facilitado los primeros pasos para encarar el estudio. Espero que esto sea sólo el principio y que surjan muchos proyectos para seguir trabajando con todos ellos.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	12
1.1. PRESENTACIÓN	12
1.2. RAZÓN DE SER	15
1.3. OBJETIVOS	16
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	16
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.4. METODOLOGÍA	17
1.5. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO	18
2. ESTADO DEL ARTE	19
2.1. INTRODUCCIÓN	19
2.2. ESTRUCTURAS DE EARTH BAG	21
2.2.1. TÉCNICA DEL EARTH BAG	21
2.2.2. MATERIALES	22
2.2.3. GEOMETRÍA	24
2.2.4. REGLAS FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO DE DOMO	25
2.2.5. PROCESO CONSTRUCTIVO	26
2.2.6. COSTES	27
2.2.7. LOS DOMOS COMO EDIFICIOS	28
2.2.8. SOSTENIBILIDAD	30
2.2.9. APLICACIONES	31
2.3. ESTUDIOS ANTERIORES	33
2.3.1. ESTUDIOS SOBRE EL EARTH BAG	33
2.3.2. MÉTODOS DE CÁLCULO DE CÚPULAS	38
3. MUROS DE SUPERADOBE	46
3.1. INTRODUCCIÓN	46
3.2. MECANISMOS RESISTENTES EN MUROS PLANOS	47
3.3. COMPROVACIONES EN MUROS	49
3.3.1. GENERAL	49
3.3.2. LOCAL	50
3.4. ANALISIS PARAMÉTRICO EN MUROS	51
3.4.1. MODOS DE COLAPSO HABITUALES	52

3.4.2.	INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS A LOS MODOS DE COLAPSO	53
3.4.3.	INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS AL FACTOR DE SEGURIDAD	59
4.	MÉTODO DE CÁLCULO DE CÚPULAS EN DOMOS DE SUPERADOBE	66
<hr/>		
4.1.	INTRODUCCIÓN	66
4.2.	GEOMETRÍA EN LOS DOMOS DE SUPERADOBE	69
4.2.1.	ARCO OJIVAL EQUILÁTERO	70
4.2.2.	OJIVAL APUNTADO	71
4.2.3.	CURVATURA EN PLANTA	72
4.2.4.	SECCIÓN TRANSVERSAL EFECTIVA DE CALCULO	72
4.3.	ESTÁTICA GRÁFICA EN DOMOS DE SUPERADOBE	73
4.4.	PROPUESTA PARA EL CÁLCULO DE DOMOS DE SUPERADOBE	75
4.4.1.	PROPUESTA DE CÁLCULO DE ESFUERZOS Y COMPROBACIONES	75
4.5.	TEORÍA DE LA MEMBRANA EN DOMOS DE SUPERADOBE	86
4.6.	MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS EN DOMOS DE SUPERADOBE	87
4.7.	VALIDACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE DOMOS DE SUPERADOBE	88
4.7.1.	ESFUERZOS Y TENSIONES DE LOS MÉTODOS	88
4.7.2.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	93
4.7.3.	SEGURIDAD DE LOS DISTINTOS MÉTODOS	94
5.	CONCLUSIONES	97
<hr/>		
5.1.	INTRODUCCIÓN	97
5.2.	CONCLUSIONES GENERALES	97
5.3.	CONCLUSIONES ESPECIFICAS	98
5.3.1.	ESTUDIO DE LOS MUROS	98
5.3.2.	ESTUDIOS DE LA CÚPULA	99
5.4.	FUTURAS INVESTIGACIONES	101
6.	APÉNDICE	102
<hr/>		
6.1.	INTRODUCCIÓN	102
6.2.	CURVATURA PARABÓLICA EN UN DOMO DE SUPERADOBE	102
6.3.	CURVATURA ELÍPTICA EN UN DOMO DE SUPERADOBE	103
7.	BIBLIOGRAFÍA	105
<hr/>		

FIGURAS

Figura 1.1 Efectos del paso del huracán Sandy por Haití.....	12
Figura 1.2 En construcción de una cúpula a base de tierra estabilizada y saco, muro cilíndrico de earthbag con alambre de espino, de izquierda a derecha.....	13
Figura 1.3 Posibilidades constructivas del earthbag.	14
Figura 1.4. Equipo de personas en ejecución de una pequeña aldea con superadobe	14
Figura 1.5 Países dónde se ha construido con earthbag.	15
Figura 1.6 Metodología a seguir para establecer las bases de cálculo	17
Figura 2.1 Gernot Minke a la derecha y Nader Khalili a la izquierda.....	19
Figura 2.2 Sección de una estructura en bobeda de velcro-adobe.	20
Figura 2.3 Estructuras con disposición de sacos, individual a la izquierda y continuo a la derecha. 21	
Figura 2.4 Estructura de planta rectangular ejecutada con muros de earthbag continuo, Guatemala 1977 (izquierda) y Domo a partir de sacos individuales, Anon 2007 (derecha)	21
Figura 2.5 Los sacos se suministran en rollos y se cortan a medida para cada hilada. En la fase de relleno los sacos actúan de encofrado.	23
Figura 2.6 Sacos deshilachados para mayor agarre del revoco a la izquierda, sacos sin deshilar a la derecha.	23
Figura 2.7 Detalle del alambre de espino de 4 púas.....	24
Figura 2.8 Detalle de la geometría de la sección del domo	25
Figura 2.9 Detalle de la definición geométrica con el compás central y el comás de altura, esquema de las dimensiones de la cimentación, chequeo de la posición de la hilada, respectivamente de izquierda a derecha.....	27
Figura 2.10 La gran anchura de los muros dificultan la transmisión del calor a través de ellos.	28
Figura 2.11 Interiores curvos, debida a la forma de cúpula de la estructura.....	29
Figura 2.12 Casas de earthbag integradas con el entorno.....	30
Figura 2.13 Refugios de emergencia, cúpula y elementos decorativos para una escuela en Londres, de izquierda a derecha respectivamente.....	31
Figura 2.14 Casas ecológicas completamente integradas en su entorno.....	32
Figura 2.15 Aplicaciones del earthbag a obra pública.....	32
Figura 2.16 Representación de la envolvente de rotura del círculo de Mohr.....	35
Figura 2.17 Modelo semicircular del saco.	36
Figura 2.18 Ensayos a compresión variando la altura de la pila.	36
Figura 2.19 Modelo de comportamiento frente fuerza horizontal.	37
Figura 2.20 Equilibrio de tensiones de una pila sometida compresión uniaxial.....	37
Figura 2.21 Cúpulas con geometría no convencional.	39

Figura 2.22 Interior de la falsa cúpula del Tesoro de Atreo en Micenas, Grecia y planos confeccionados a posteriori por Hanser, de izquierda a derecha.	39
Figura 2.23 Las cúpulas desarrollan fuerza en los meridianos y paralelos. Aún sin estar cerradas pueden ser estables, como la de San Pedro de Roma.	42
Figura 2.24 Refuerzos en la base para absorber la componente horizontal de la resultante.	42
Figura 2.25 Encaje de la línea de empuje por el método de estática gráfica.	43
Figura 2.26 Parámetros geométricos para cúpulas de un y dos centros y nomenclatura de los esfuerzos.	43
Figura 2.27 Cálculo por MEF de la tensión perimetral en cúpulas con revolución axial en las dos primeros ejemplos, y sin en el tercero.	45
Figura 2.28 Relaciones de equilibrio, continuidad y constitutivas.	45
Figura 3.1 Hipótesis de elasticidad-plasticidad bilineal para la relación entre tensión y deformación.	46
Figura 3.2 Fuerza arbitraria en coronación, de manera equivalente se descompone en axil, cortante y momento.	47
Figura 3.3 Equilibrio de tensiones mediante el modelo rectangular.	47
Figura 3.4 Leyes de esfuerzo del muro sometido a peso propio y una fuerza arbitraria en coronación.	48
Figura 3.5 Esfuerzos a los que está sometida la sección de una hilada.	50
Figura 3.6 Criterios de estabilidad y resistencia de materiales.	53
Figura 3.7 Afectación de los parámetros al vuelco global.	54
Figura 3.8 Afectación de los parámetros al deslizamiento global.	55
Figura 3.9 Afectación de los parámetros al hundimiento.	55
Figura 3.10 Afectación de los parámetros al pandeo.	56
Figura 3.11 Afectación de los parámetros al vuelco local.	57
Figura 3.12 Afectación de los parámetros al deslizamiento local.	57
Figura 3.13 Afectación de los parámetros a la compresión del adobe.	58
Figura 3.14 Afectación de los parámetros al agotamiento por tracción del saco.	58
Figura 3.15 Influencia del ancho del saco a la seguridad estructural.	60
Figura 3.16 Influencia de la altura del muro a la seguridad estructural.	61
Figura 3.17 Influencia de la densidad del adobe a la seguridad estructural.	62
Figura 3.18 Influencia del módulo elástico a la seguridad estructural.	62
Figura 3.19 Influencia del límite elástico del adobe a la seguridad estructural.	63
Figura 3.20 Influencia de la tracción límite del saco a la seguridad estructural.	64
Figura 3.21 Influencia de la contribución del alambre a la seguridad estructural.	64
Figura 3.22 Influencia de la fricción entre sacos a la seguridad estructural.	65
Figura 4.1 Diferencias entre la disposición de los elementos que forman la cúpula.	66

Figura 4.2 Juntas perpendiculares a la directriz en cúpulas verdaderas y horizontales en cúpulas por aproximación de hiladas.....	67
Figura 4.3 Dos comportamientos respecto a la existencia de esfuerzos en los paralelos.....	67
Figura 4.4 Interrupción perimetral debida a grietas verticales o grandes aberturas, de izquierda a derecha.	68
Figura 4.5 Evolución cualitativa de la resistencia de los materiales.....	69
Figura 4.6 Anillos continuos en domos de superadobe.....	69
Figura 4.7 Arco ojival equilátero.....	70
Figura 4.8 Arco ojival apuntado	71
Figura 4.9 Detalle de la problemática de colocar el compás de altura fuera de la cúpula.....	71
Figura 4.10 Comparación entre la geometría del arco ojival equilátero y apuntado.	72
Figura 4.11 Detalle de la reducción de la superficie de contacto efectivo.....	73
Figura 4.12 Influencia de las variables de gobierno de la línea de empuje.	74
Figura 4.13 Encaje de la línea del método de estática gráfica.....	74
Figura 4.14 Domo de superadobe clasificado en hiladas continuas o discontinuas.....	76
Figura 4.15 División de la cúpula en gajos θ	76
Figura 4.16 Cálculo gráfico para que la resultante caiga dentro de los límites establecidos.....	78
Figura 4.17 Cálculo de esfuerzos.	79
Figura 4.18 Tensión horizontal debida a una carga vertical.	80
Figura 4.19 El momento provoca tensión de compresión en la mitad de la sección y tracción en la otra.	80
Figura 4.20 Estabilidad global del domo frente la acción horizontal del viento.	82
Figura 4.21 Vuelco local hacia el intradós y hacia el extradós, de izquierda a derecha.	83
Figura 4.22 Detalle de la resistencia del rasante mediante el alambre y la fricción entre sacos.	84
Figura 4.23 Equilibrio perimetral tanto si el sector está a compresión o tracción.	85
Figura 4.24 La teoría de la membrana considera el espesor constante y los esfuerzos tangentes a la superficie.	86
Figura 4.25 Hay tres esfuerzos y tensiones para cada contorno de un elemento Shell Thick.....	87
Figura 4.26 Ejes locales de cada hilada.....	88
Figura 4.27 Geometría de los métodos: estática gráfica, método propuesto, teoría de la membrana y elementos finitos, de derecha a izquierda.	89
Figura 4.28 Cálculo por estática gráfica.....	89
Figura 4.29 Resultados del método propuesto.....	90
Figura 4.30 Revolución de la curva de hiladas respecto el eje central del domo.....	90
Figura 4.31 Esfuerzos y tensiones utilizando la formulación de la teoría de la membrana.....	91
Figura 4.32 Deformaciones en metros.	92

Figura 4.33 Tensiones (en kPa) de la simulación en Sap2000.....	92
Figura 4.34 Resultados del MEF.....	93
Figura 4.35 Comparación de las tensiones para los distintos métodos.....	94
Figura 4.36 Estimación de la relación B/Ø para los diversos métodos.	96
Figura A.1 Comparación entre la curvatura del arco ojival y el arco elíptico.	103

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Tipo de estabilización del suelo, en función del porcentaje de arcilla y arena.	22
Tabla 2.2 Cuadro resumen sobre las características de los estudios anteriores.....	33
Tabla 2.3 Predicciones y cargas últimas de los ensayos de flexión.	38
Tabla 2.4 Predicciones y cargas últimas del muro de earthbag a cortante.....	38
Tabla 3.1 Valores para analizar la influencia de los parámetros a los modos	52
Tabla 4.1 Relaciones b/Ø habituales.	86
Tabla 4.2 Valor de los coeficientes de mayoración y minoración para este apartado.	88
Tabla 4.3 Resultados de las comprobaciones del cálculo del método propuesto.	95
Tabla 4.4 Resultados de las comprobaciones del cálculo de la teoría de la membrana.	95

SÍMBOLOS

A	Área de contacto entre hiladas
A_{ef}	Área de contacto efectivo entre hiladas
A_{trans}	Área transversal del saco
B	Ancho del saco
b	Ancho de la hilada
$C_{alambre}$	Adherencia proporcionada por el alambre
e	Excentricidad de la carga vertical
E_{adobe}	Modulo elástico del adobe
f_{adobe}	Límite elástico del adobe
F_d	Fuerza arbitraria
F_h	Fuerza horizontal
h	Altura hilada
H	Altura total estructura
i	Hilada a estudio
I_{xx}	Inercia de la sección
L	Longitud de la hilada
M_D	Momento de diseño aplicado
N_D	Axil de diseño aplicado
N_{DV}	Axil de diseño vertical aplicado
$N_{D\theta}$	Axil de diseño aplicado en los anillos
Q_{viento}	Carga de viento
R_1	Radio interior de la cúpula
R_2	Radio de la directriz de la cúpula
R_3	Radio exterior de la cúpula
$R_{ef,int}$	Radio del límite interior del contacto efectivo
$R_{ef,ext}$	Radio del límite exterior del contacto efectivo

T_D	Cortante de diseño aplicado
$T_{desgarro}$	Tracción para la cual el saco se desgarra
T_{saco}	Tracción última del saco
W	Peso del sector de hilada
W_t	Peso que recibe el sector de hilada
x	Distancia mínima entre hilada y eje del domo
X_g	Abscisa respecto el eje del domo del centro de gravedad
Y_{max}	Distancia máxima del eje neutro
Z_g	Ordenada respecto el eje del domo del centro de gravedad
\emptyset	Diámetro de la cúpula
γ_{G1}	Coficiente parcial de seguridad de carga permanente
γ_{adobe}	Coficiente reductor de resistencia del adobe
γ_{Q1}	Coficiente parcial de seguridad de carga variable
γ_N	Peso específico
γ_{saco}	Coficiente reductor de resistencia del saco
Δ	Variación
σ	Tensión normal
σ_v	Tensión normal vertical
σ_h	Tensión normal horizontal
τ	Tensión tangencial
μ	Fricción

1. INTRODUCCIÓN

1.1. PRESENTACIÓN

Una gran parte de la población mundial no dispone de viviendas lo suficientemente seguras. Normalmente en la mayoría de las zonas inhóspitas o en las castigadas por catástrofes naturales (huracanes, sismos, temperaturas extremas) se concentra la población con menos recursos. Han construido viviendas siguiendo sus tradiciones y con los materiales disponibles. Como se muestra en la figura 1.1, sus casas suelen ser modestas y no están concebidas para resistir las cargas accidentales mencionadas anteriormente.



Figura 1.1 Efectos del paso del huracán Sandy por Haití.

Se requiere una solución constructiva que no solamente resuelva el problema de resistencia de las edificaciones sino que también sea económica. El proceso constructivo debe de ser asequible para que cualquiera pueda construir su vivienda con los materiales disponibles del propio entorno.

Los materiales habitualmente utilizados son madera, bambú, fibras vegetales, tierra y piedra. De ellos, la tierra es el más abundante, además de gozar de propiedades interesantes para la construcción. Es aislante térmica, resistente a compresión y al ser

abundante y de fácil extracción resulta económica. El principal inconveniente que presenta es que, sola, apenas resiste a tracción, por lo cual necesita trabajar conjuntamente con otro material que resuelva las tracciones.

Existen muchas técnicas de construcción con tierra como las casas de adobas (ladrillos de barro secados al sol), BTC (bloques de tierra compactada), tapial (vertido del barro en moldes con la forma de la pared). Estos métodos precisan de sol para el secado, una simple prensa para comprimir y unos tablonces de madera como encofrado, métodos que también son interesantes.

Otra técnica empleada es la del *earthbag* que se basa en introducir tierra estabilizada con cal o cemento, que mejoran las características resistentes del suelo, dentro de sacos que son capaces de resistir tracciones. El superadobe es un caso particular del *earthbag*, en el cual la colaboración de alambre de espino aporta adherencia entre los sacos. En la figura 1.2 se muestra una estructura de superadobe.



Figura 1.2 Construcción de una cúpula a base de tierra estabilizada y saco, muro cilíndrico de earthbag con alambre de espino, de izquierda a derecha.

El *earthbag* es una técnica muy versátil a nivel constructivo tanto por la disposición de los sacos como por la geometría de la estructura. En ocasiones se utilizan sacos individuales se colocan uno al lado del otro como si fuera obra de fábrica, pero también es habitual el empleo de un saco continuo. Es posible construir casas con planta cuadrada, cilíndrica o en bóveda, aunque lo más común es construir en forma de cúpula para aprovechar las ventajas estructurales que ésta presenta.

El empleo de sacos en forma de tubo continuo permite dar solidez a los muros, por lo que aportan monolitismo horizontal. En ocasiones se disponen los sacos rellenos, hiladas, en forma de anillo, presentando una planta circular. Si los muros se curvan hacia dentro, la estructura toma forma de cúpula o *domo* y responden muy bien a acciones horizontales típicas de sismos. Frente acciones verticales, el gran espesor del muro y el hecho de que todos los muros exteriores son portantes, permite reducir las tensiones verticales considerablemente. Por la forma y geometría esta técnica puede resultar apropiada para construir casas incluso en emplazamientos con temperaturas extremas, o conflictos bélicos o con posibilidad de sufrir sismos u otras adversidades meteorológicas.

Dadas todas estas características esta tesina focaliza totalmente la atención en las estructuras de *earthbag* y superadobe. A continuación en la figura 1.3 se muestra una clasificación a efectos de la disposición de los sacos y de la forma de las estructuras de *earthbag*.

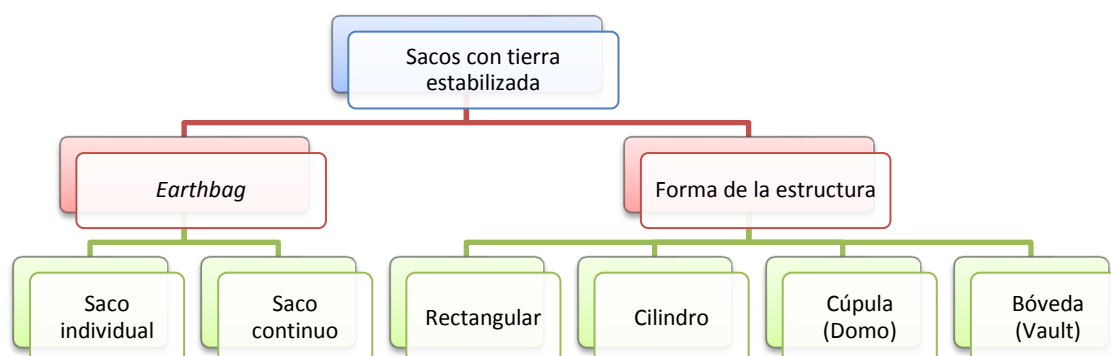


Figura 1.3 Posibilidades constructivas del earthbag.

Con muy pocos recursos; tierra y otros materiales que se disponen en el lugar de la construcción, esta técnica permite que uno mismo se construya una casa segura. No obstante, es posible mecanizar partes del proceso. Además de ser económica, también es ecológica y saludable. Solamente hay que comprar sacos de polipropileno que tienen un coste muy bajo y de fácil obtención en casi todas las partes del mundo. Esta simplicidad constructiva, de materiales y de concepción lleva inherente el concepto de sostenibilidad.



Figura 1.4 Equipo de personas en ejecución de una pequeña aldea con superadobe

En cuanto a los plazos de ejecución, se puede construir la estructura de un domo de superadobe de 4 metros de diámetro en una semana y puede costar menos de 200 euros. Además de ser estructuras óptimas para campamentos de emergencia, también es posible la confección de casas más sofisticadas formadas por varias cúpulas unidas entre sí. De ésta forma se pueden aprovechar los beneficios sostenibles y ecológicos que ofrece el *earthbag*.

Durante los últimos 25 años se han construido domos en los 5 continentes. Como se puede ver en la figura 1.5, se ha expandido en aquellos países que han sufrido desastres naturales, conflictos bélicos u otras adversidades.



Figura 1.5 Países dónde se ha construido con earthbag.

Es evidente que por las características económicas y facilidad constructiva es una solución idónea para construir casas en situaciones de emergencia. Por ello se ha implantado la técnica del *earthbag* en países de Centroamérica-Sudamérica y los del Oeste asiático. Lugares donde, en las últimas décadas, han sufrido huracanes y otras catástrofes naturales.

1.2. RAZÓN DE SER

En la actualidad el diseño de los domos de superadobe se basa en las reglas fundamentales que propuso Nader Khalili. Siguiéndolas, posibilitan que cualquier persona instruida en la técnica se pueda construir su casa. El diseño de la estructura mediante estas reglas permite resistir sismos y catástrofes naturales de importante envergadura. En ocasiones se ha construido alejándose de alguna de las reglas fundamentales y el resultado también ha sido satisfactorio. Desde el instituto Cal-Earth y en diversas universidades, se ha ensayado el *earthbag*, obteniendo datos empíricos sobre el comportamiento de éste.

El hecho de que el dimensionamiento este basado en datos empíricos lleva consigo una incertidumbre acerca del comportamiento real de las estructuras en distintas condiciones de contorno o cargas de distinta naturaleza. Por seguridad se opta por sobredimensionar espesores de cúpula y no se pueden tener en cuenta posibles variaciones geométricas o de resistencia del material.

Para aportar credibilidad acerca de la resistencia de las estructuras de *earthbag* se precisa de fundamento teórico que aporte una explicación y formule mecanismos de rotura y resistentes para poder aplicar correctamente a la fase de comprobación estructural. Sólo así, ésta técnica podrá ser reconocida en las normativas de los distintos países con la consiguiente legalización.

Por el momento se han desarrollado varios modelos para caracterizar el comportamiento de sacos individuales sometidos a compresión, cortante y flexión. Se debe analizar el comportamiento de los materiales trabajando conjuntamente en la estructura y considerar el efecto del anillo en el caso de sacos continuos en el superadobe. Resolver estas lagunas en el conocimiento podrá suponer un gran avance en el estudio estructural de esta técnica.

Este estudio presenta un valor añadido: la posibilidad de participar en proyectos de ayuda humanitaria, aportando información útil y práctica que pueda ayudar en la toma de decisiones, sea en la fase de proyecto o en ejecución.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general

Teniendo en cuenta lo expuesto con anterioridad, el objetivo de la presente tesina es desarrollar las bases de cálculo para realizar las comprobaciones estructurales con fundamento teórico y no solamente confiar en datos empíricos. Un segundo objetivo es desarrollar una herramienta de cálculo que sea simple y asequible para que un usuario pueda verificar las comprobaciones de seguridad estructural definidas en la presente tesina.

Se estudia el comportamiento de cúpulas con distintas curvaturas en altura. Aunque el proceso constructivo actual lleva consigo la curvatura correspondiente a la del arco ojival apuntado, es posible adaptar cualquier otra si se dispone de un patrón que guíe la posición de las hiladas en altura. También resulta interesante intentar adaptar el dimensionamiento de la estructura con las condiciones de contorno o las cargas correspondientes al emplazamiento.

En todo caso, se precisa de una formulación considerando las edades tempranas, cuando las hiladas están dispuestas una encima de la otra, con alambre de espino entre ellas.

1.3.2. Objetivos específicos

En respuesta a los objetivos señalados anteriormente, se definen varios objetivos específicos que surgen en el proceso para alcanzar el objetivo principal del estudio.

- Estudiar teorías y métodos de cálculo para hacer el cálculo estructural de los domos y compararlas para escoger la más adecuada para desarrollar la herramienta de cálculo.

- Proponer mecanismos resistentes y de rotura tanto para la estructura global como localmente en los materiales e interface.
- Analizar la influencia de los parámetros permite discernir en la trascendencia de éstos, por lo que analizarla bien habilita la posibilidad de realizar hipótesis simplificativas.

1.4. METODOLOGÍA

De acuerdo con el problema planteado, se proponen una serie de acciones para alcanzar los objetivos generales y específicos. Tras realizar una exhaustiva búsqueda del conocimiento anterior, para obtener una base, a posteriori se seguirán los pasos detallados a continuación.

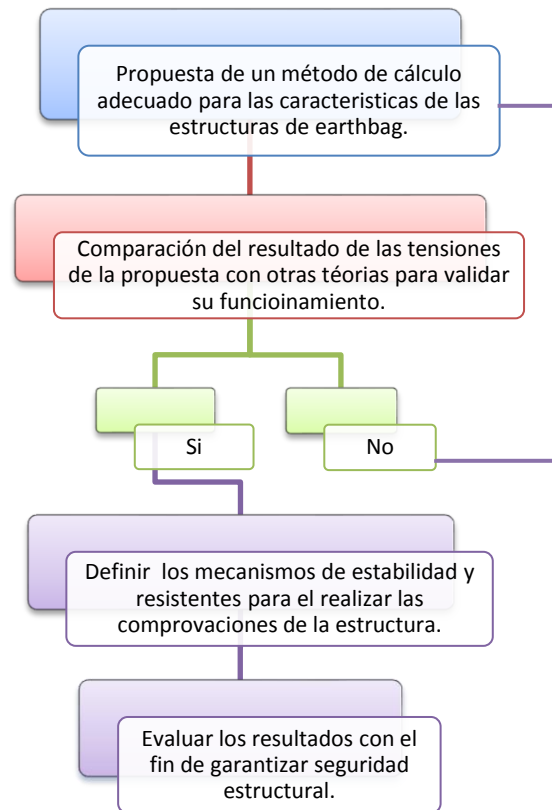


Figura 1.6 Metodología a seguir para establecer las bases de cálculo

1.5. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

El capítulo actual se presenta la tesina y se dan unas pinceladas sobre el estado actual de la técnica del *earthbag* y se plantea los objetivos generales y específicos. También se muestra la metodología a seguir para alcanzar los objetivos. **(Capítulo 1)**

En el segundo capítulo se expone más detalladamente la técnica del *earthbag* y el superadobe, así como sus inicios y la evolución durante los últimos años. Se presentan las posibilidades y las características de las estructuras a nivel geométrico y de material, además de detallar el proceso constructivo. Finalmente se describe los costes y las aplicaciones de los domos. **(Capítulo 2)**

El tercer capítulo aborda las estructuras de *earthbag* cuando están conformadas por muros planos. Se caracteriza el comportamiento del saco y del adobe cuando se encuentra apilado y sometido a distintas fuerzas en coronación que se van transmitiendo hilada a hilada. **(Capítulo 3)**

La aplicación de las teorías de cálculo de cúpulas en los domos de superadobe se trata en el cuarto capítulo. Primeramente se expondrán las peculiaridades de los domos y las posibles curvaturas que puede adoptar la estructura. Después se presenta la propuesta para hacer el cálculo y las comprobaciones estructurales. Finalmente se comparan los resultados obtenidos con los distintos métodos con el fin de validar el modelo propuesto. **(Capítulo 4)**

En el penúltimo capítulo se exponen las conclusiones de los distintos trabajos realizados y se proponen una serie de líneas futuras de investigación que permitirían dar continuidad y mayor profundización de los temas abarcados en la presente tesina. **(Capítulo 5)**

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. INTRODUCCIÓN

Usar tierra, que resiste bien la compresión, y confinarla dentro de sacos con su buena resistencia a tracción, se ha hecho desde que se inventó el saco. Para construir trincheras en conflictos bélicos o, temporalmente, para encauzar un río, se ha utilizado el *earthbag*.

Los primeros experimentos con el objetivo de hacer construcciones “no provisionales” fue Frei Otto, un arquitecto e ingeniero de estructuras en 1925(Alemania). El también ingeniero de estructuras Gernot Minke, conocido mundialmente en el sector de la construcción con tierra, ha investigado y expandido diversos métodos constructivos con tierra. Desde los años 70 hasta la actualidad, ha publicado decenas de libros sobre tapial, Bloques de Tierra Compactada (BTC), muros de adobe, bahareque y *earthbag*. Gernot, a la derecha en la figura 2.1, continúa colaborando en estudios y construyendo estructuras con el método del superadobe. Nader Khalili, un arquitecto iraní, fue el precursor de la técnica del *earthbag* y es considerado el padre del superadobe. A la izquierda de la figura 2.1 posa Nader en una de sus construcciones de *earthbag*.

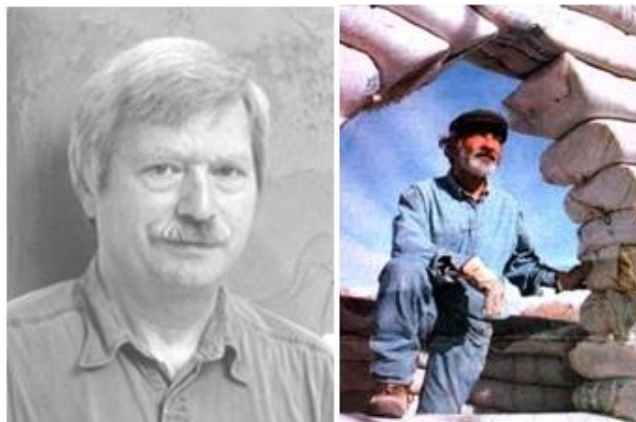


Figura 2.1 Gernot Minke (derecha) y Nader Khalili (izquierda).

Nader Khalili se formó como arquitecto en Irán, Turquía y Estados Unidos y se licenció en 1970. Para dar respuesta a un proyecto de la NASA para la construcción de refugios en la luna, en 1984 presentó una solución constructiva a base de unas bolsas con cierre de velcro en la cual se le introduce tierra en su interior. El *velcro-adobe* fue bien recibido por la comunidad científica, pero no tuvo una aplicación real. En la figura 2.2 se presenta la sección de una estructura de *velcro-adobe*.

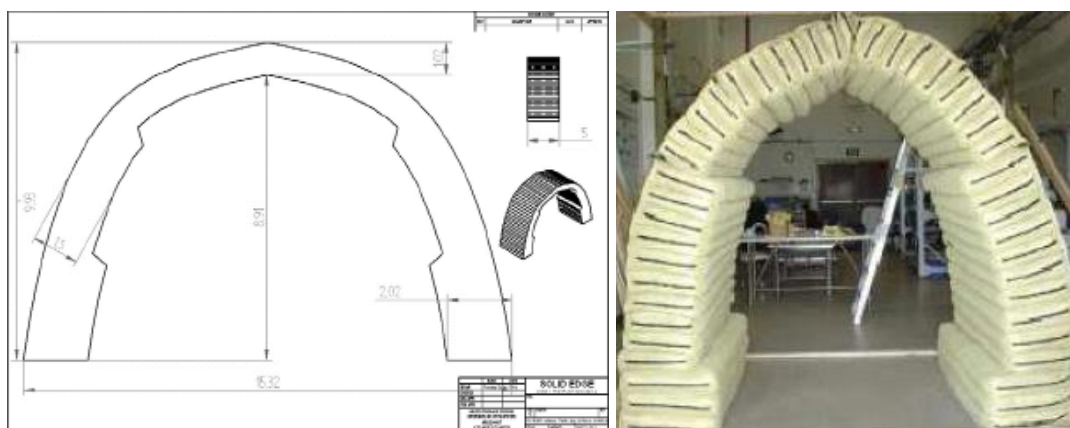


Figura 2.2 Sección de una estructura en bóveda de velcro-adobe.

A partir de allí redirigió y adaptó su propuesta con el fin de solucionar la necesidad de viviendas de emergencia. Aprovechó el concepto de saco continuo y añadió el alambre de espino para mejorar la fricción entre sacos y aumentar el confinamiento de éste. El saco continuo resulta sencillo de construir ya que se va rellenando en la posición final, ahorrando tiempo y esfuerzo. Su propuesta, en forma de cúpula, es más resistente que otras estructuras de planta rectangular, y resulta térmicamente más eficiente.

Nader Khalili impulsó esta técnica, a partir de los años 80, tras desarrollar una serie de reglas fundamentales para que cualquier persona pueda construirse un Domo o una *vault* (bóveda). En 1991 fundó Cal-Earth (The California Institute of Earth Art and Architecture) donde se han estudiado proyectos de ayuda humanitaria y mantienen un programa de formación a personas que se convierten en instructores para extender la técnica del superadobe.

Desde Cal-Earth se han realizado ensayos para caracterizar el material, estudiar el comportamiento de la estructura y lograron superar estrictos criterios de resistencia frente a sismos que exigía la normativa Californiana.

Cuando realiza los cálculos y las comprobaciones, Nader considera que la cúpula trabaja monolíticamente y por ello emplea mecánica racional (estática). A largo plazo, su formulación se puede considerar válida, una vez que los sacos se biodegradan y se dan las reacciones necesarias para que las hiladas trabajen de forma conjunta. En función de la temperatura y de la existencia y tipología de estabilizador, la reacción se da más o menos rápida.

2.2. ESTRUCTURAS DE EARTH BAG

2.2.1. Técnica del earthbag

Desde las aportaciones de Nader Khalili y de la difusión de la técnica a través de las actividades de Cal-Earth, numerosas organizaciones humanitarias y particulares han encontrado en el *earthbag* una solución constructiva apta para sus necesidades, y por ello han experimentado con ella.

La técnica se basa introducir tierra en sacos de polipropileno que conforman hiladas y se apilan ordenadamente para generar espacios cerrados. Se puede construir con sacos individuales, que se van llenando uno a uno en un espacio determinado y después se colocan uno al lado del otro. También existe la posibilidad de construir con saco continuo, en forma tubular. Ésta, permite avanzar más rápidamente ya que se ejecutan menos cierres de saco y la fase de llenado y colocación se producen simultáneamente. La figura 2.3 muestra un ejemplo gráfico sobre la disposición de sacos individuales y otro sobre saco continuo.



Figura 2.3 Estructuras con disposición de sacos individual (izquierda) y continua (derecha).

Generalmente las estructuras en cúpula se construyen con saco continuo, y las estructuras con planta rectangular con sacos individuales. No obstante, tal como muestra la figura 2.4, hay otras posibilidades.



Figura 2.4 Estructura de planta rectangular ejecutada con muros de earthbag continuo, Guatemala 1977 (izquierda) y Domo a partir de sacos individuales, Anon 2007 (derecha)

Normalmente se construyen cúpulas de entre 3,5 y 4,5 metros de diámetro, llegando a una altura máxima de casi 5 metros. Hay dos principales salidas para estas

estructuras: refugios de emergencia, o casas ecológicas. En el segundo caso, se suelen unir varias cúpulas con el objetivo de lograr más superficie útil y repartir las habitaciones en distintos espacios.

2.2.2. Materiales

Los materiales para la estructura básicamente son tres: la tierra, el saco y el alambre. La flexibilidad de la técnica permite la utilización de cualquier material que pueda ayudar a la adherencia entre sacos, sea en forma de cañas que guían a las hiladas o bien que atraviesan algunas de ellas.

2.2.2.1. La tierra

La tierra es la esencia de la técnica del *earthbag*, todo gira en torno a ella. Es un material abundante y con buenas prestaciones a compresión. Se puede utilizar el material del emplazamiento donde se quiere construir, pero en ocasiones se compra para ahorrarse el trabajo de triturar la tierra para que éste suelta. Tampoco es imprescindible que el suelo sea muy resistente, ya que es posible mejorar sus propiedades mecánicas mediante la estabilización con otras sustancias que se exponen a continuación.

En función de las proporciones de arcilla y arena del terreno disponible, se recomienda estabilizar con cal o cemento. En la tabla 2.1 se muestran las proporciones recomendadas para que una vez la mezcla esté endurecida, tenga suficientes características mecánicas.

Tabla 2.1 Tipo de estabilización del suelo, en función del porcentaje de arcilla y arena.

Tipo de suelo	% de Arcilla	% de Arena	Estabilización
Arcilloso	>40	<60	Cal
Bueno	30~40	70~ 60	No necesaria
Arenoso	<30	>70	Cemento/Cal

Cuando la mezcla del suelo con la cal o el cemento adquiere homogeneidad se puede acopiar. En el caso que sea una mezcla estabilizada, el tiempo máximo de acopio es de tres horas.

2.2.2.2. El saco

El saco de polipropileno es transpirable por lo que permite que la mezcla estabilizada reaccione con el oxígeno del exterior. En fase de ejecución el saco actúa de encofrado, pudiendo ser desplazado y moldeado con facilidad. A su vez, además de encofrado, el saco de polipropileno proporciona la resistencia a tracción necesaria.

Además, es un material biodegradable, por lo que al ser expuesto a 300 horas de sol directo se deshace, sin dejar huella medioambiental. Este umbral se suele alcanzar a los

primeros años de vida de la estructura. Ésta propiedad puede parecer un tanto arriesgada a nivel estructural, ya que la confianza que se deposita en el saco para resistir las tracciones desaparece con el tiempo. Pero la resistencia del conjunto de las hiladas cuando éstas se van soldando entre ellas resulta satisfactoria. Tanto si se ha estabilizado con cal o cemento, la estructura va mejorando sus propiedades mecánicas con el tiempo, se transforma en una casa de piedra calcárea. En la figura 2.5 se muestra el saco dos fases de ejecución.



Figura 2.5 Los sacos se suministran en rollos y se cortan a medida para cada hilada. En la fase de relleno los sacos actúan de encofrado.

En ocasiones, cuando se ha terminado la estructura y las hiladas empiezan a endurecer, se rasgan los sacos para favorecer la ejecución de la siguiente fase. El revoco es la capa que cubre la estructura, normalmente se ejecuta a los 2 meses de terminar la estructura. Algunos constructores consideran que a esta edad la mezcla está suficientemente endurecida y que la aportación de la resistencia del saco ya no es necesaria. Por lo que rajar el saco permite que la capa de revoco se agarre mejor a la estructura mediante los restos de las fibras del saco deshilachado. En la figura 2.6 se muestran revocos con o sin deshilachar.



Figura 2.6 Sacos deshilachados para mayor agarre del revoco (izquierda), sacos sin deshilachar (derecha).

En cualquier caso, rajar el saco no permite considerar la resistencia que éste ofrecía cuando estaba íntegro. En los capítulos 3 y 4 se proponen mecanismos resistentes

y la relativa importancia del saco, entonces se podrá discernir el efecto que puede suponer rajarse el saco y prescindir de su capacidad resistente.

2.2.2.3. El alambre

Se recomienda el empleo de alambre de espino de acero galvanizado de 4 púas, ya que aporta adhesividad a la interface entre sacos. No siempre se dispone de alambre, sea porque no está disponible en ese lugar, o no hay suficientes recursos económicos para ello. Es evidente que para solicitaciones horizontales como en un sismo, las púas de acero ofrecen flexibilidad y una fricción adicional entre las hiladas. Mejoran el confinamiento lateral de la hilada por lo que la tensiones de tracción que se transmite al saco es ligeramente inferior. La figura 2.7 muestra un rollo de alambre de espino y el detalle de la tipología de alambre a emplear en las estructuras de superadobe.

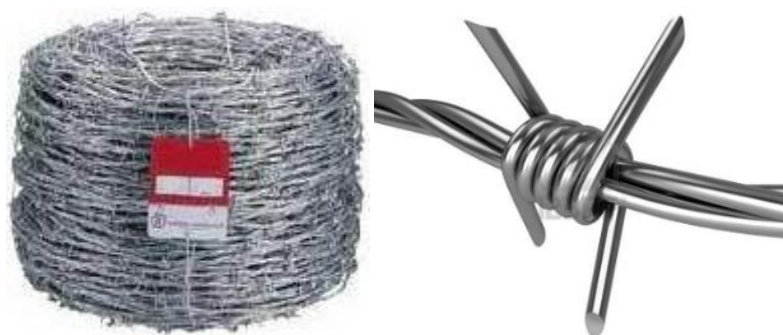


Figura 2.7 Detalle del alambre de espino de 4 púas

Durante la ejecución se debe prestar atención a la presencia de alambre de espino, ya que los acopios e incluso en la interface de algunas hiladas pueden ser fuente de pequeños accidentes. Pero en esta fase, también proporciona seguridad en la estabilidad de la estructura. Destacar que las hiladas superiores que tienen menor carga vertical y que son susceptibles a deslizarse o volcar, gracias a la adhesividad aportada por el alambre, se reduce sustancialmente el riesgo de que éstas se desestabilicen.

2.2.3. Geometría

La geometría que se describe a continuación corresponde a la de un domo de superadobe con saco continuo de planta circular. Por buen comportamiento estructural y por motivos constructivos, detallados en el apartado 2.2.5, la curvatura en altura más común es la del arco ojival apuntado. La sección transversal del domo se puede dividir en tres partes: cúpula, cilindro y cimientos como se muestra en la figura 2.8.

Los cimientos es la parte de la estructura que se encuentran por debajo del nivel del suelo. Habitualmente se disponen 2 o 3 hiladas con la finalidad de repartir los esfuerzos a un terreno más rígido. La hilada inferior se encuentra en contacto directo con una capa de grava, y ésta con el terreno.

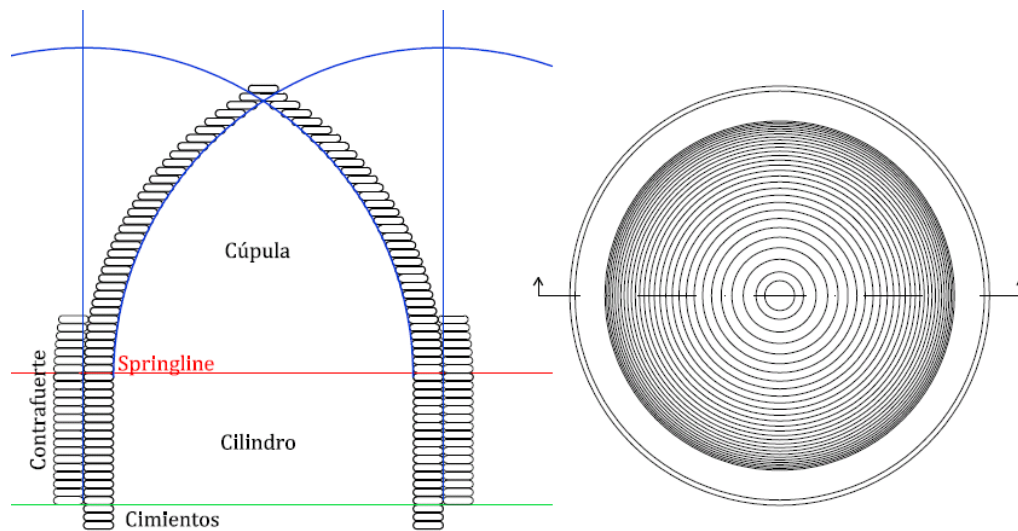


Figura 2.8 Detalle de la geometría de la sección del domo

La estructura del domo crece en cilindro por encima de los cimientos, de esta manera se gana altura útil. A partir de esta hilada, se construye en cúpula, que se va cerrando y no permite utilizar el espacio correspondiente proyectado en planta. El plano en el que empieza la cúpula se denomina *springline*.

La zona en cilindro y hasta una altura de 45cm por encima del *springline* se deben construir unos contrafuertes. Los contrafuertes son hiladas que acompañan perimetralmente a los muros y ayudan a resistir la componente horizontal de la reacción de la cúpula.

Una hilada es el conjunto de sacos que se hallan en una misma altura. Es posible que una hilada ésta formada por un solo saco continuo, o varios, debida a la presencia de aberturas en la estructura. Cada hilada tiene una altura específica, no se construye en espiral, sino en anillos uno encima del otro.

2.2.4. Reglas fundamentales para el diseño de domo

Nader Khalili dictó un total de 7 reglas sencillas para que cualquiera pueda construirse una casa resistente y adecuada tanto como para refugio de emergencia o como para primera vivienda. Estas recomendaciones son fruto de casos experimentales y obedecen a ensayos empíricos.

- 1) Si el diámetro interior es mayor a 5 pies (1,524 metros) de diámetro se deben colocar contrafuertes.
- 2) Los contrafuertes han de quedar 18 pulgadas (45,72 centímetros) por encima del *springline*.
- 3) La anchura de los sacos rellenos medidos en pulgadas ha de ser mayor o igual que el diámetro interior del domo medido en pies.

- 4) No se debe usar nunca una anchura de saco inferior a 12 pulgadas (30,48 centímetros) por ser inoperativos.
- 5) No es recomendable construir domos con diámetro interior mayor a 5 metros.
- 6) En vista en planta, para cada cuadrante solo puede haber una puerta.
- 7) Entre puerta y ventana debe haber un mínimo de un metro medido en el perímetro interior.

Nader asegura que el cumplimiento de las reglas de diseño permite estructuras seguras frente a sismos de hasta 7,2 grados Richter, ignifugas, anti-inundación y huracán, anti-balas, aislantes térmicas, aislantes acústicas y electromagnéticas y anti-carcoma.

2.2.5. Proceso constructivo

En este apartado se describe el proceso constructivo para un domo de superadobe de una geometría cualquiera considerando saco continuo.

En primer lugar se debe disponer de los materiales básicos necesarios para la construcción que son sacos continuos de polipropileno, alambre de espino de 4 púas y la cal o el cemento para hacer la mezcla. Previamente al inicio de la construcción hay que conocer el tipo de suelo con el que se pretende hacer la mezcla. Para ello se procede a tomar muestras del suelo a una profundidad de 60~80 centímetros. Es recomendable recoger un total de 12 muestras, 3 se utilizan para conocer la proporción de arcillas, limos, arenas y gravas mediante un test de decantación. En función de los resultados del test, se aporta cal o cemento según se ha detallado en apartado 2.2.2.1. Para saber la proporción óptima de estabilizante, se prueban con las demás muestras, distintas combinaciones de tierra, arena y un porcentaje de estabilizante. Finalmente se dosifica la combinación correspondiente a la que obtenga mejores características mecánicas.

Una vez determinada la proporción y el tipo de estabilización, se procede a la definición geométrica del domo. Se coloca el compás central en el centro del emplazamiento donde se construye el domo. Como se muestra en la figura 2.9, el compás de altura está formado por un elemento en forma de varilla con una longitud mayor a la del *springline* y una cuerda de longitud mínima igual al diámetro interior. También se debe instalar el compás de altura. Éste tiene las mismas características que el de compás central, sólo que se encuentra en el radio exterior del domo y además la longitud de la cuerda es fija.

Con los instrumentos de medición colocados, se delimita el radió interior y exterior de la zanja de cimentación de 30 centímetros de profundidad y de un ancho igual al ancho relleno del saco más 10 centímetros, mediante el compás central. Una vez finalizada la zanja se debe nivelar y compactar el plano inferior con un pendiente del 3% y colocar una capa de grava de unos 5 centímetros.

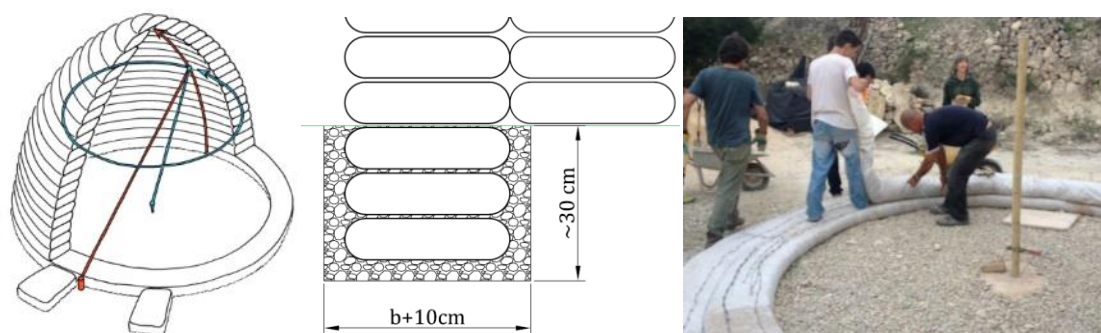


Figura 2.9 Detalle de la definición geométrica con el compás central y el comás de altura, esquema de las dimensiones de la cimentación, chequeo de la posición de las hilada, respectivamente de izquierda a derecha.

A continuación se procede a “tirar saco”. En caso de disponer de dos equipos de trabajo, uno se encarga de la preparación de la mezcla y el otro de introducir la mezcla al interior del saco, conformando hiladas. Al finalizar una hilada se comprueba la posición geométrica mediante el compás y se compacta con el pisón antes de disponer el alambre de espino. Siguiendo este proceso reiterativo de hacer hiladas, al llegar a una altura de 50 centímetros respecto al suelo, se cubren todos los muros mediante un geotextil a modo de impermeabilización de la solera. Se colocan de manera provisional marcos en los emplazamientos correspondientes a huecos de puertas o ventanas. Para la definición geométrica de una hilada que se encuentra en la zona de cúpula se debe partir la posición que indica el compás de altura y se transfiere ésta al compás central. De esta forma sencilla que no precisa de instrumentos de medición graduados, se adopta una curvatura en altura correspondiente a un círculo con centro el radio exterior del domo.

Completadas todas las hiladas de la estructura se cubre tanto el exterior y el interior de la estructura con revoco grueso, que es una mezcla con mayor contenido de agua y si es posible trazas de paja. Se puede cubrir la estructura con resinas, brea o cualquier material impermeabilizante adecuado. Para finalizar, se cubre de nuevo con revoco fino, que tiene una granulometría aún más fina que el revoco grueso.

Referente a los plazos de ejecución, con 4 personas experimentadas en la técnica es posible construir una cúpula de 4 metros de diámetro en 15 días. En el caso de que la estabilización no sea con cemento, es recomendable esperar 2 meses para aplicar el revoco fino, por lo que en proyectos dónde se construye más de un domo, es habitual construir la estructura de uno, para que al terminar las demás se pueda proceder a la ejecución del revoco. En ocasiones, a pesar de que sería posible estabilizar con cal, se emplea el cemento para reducir considerablemente los plazos de ejecución.

2.2.6. Costes

En este apartado se describe los costes de ejecución de la estructura, entendida ésta como la superestructura con el revoco y los tratamientos de impermeabilización y la cimentación.

Un domo ojival apuntado con saco continuo de 4 metros de diámetro puede suponer en España unos 150€ en costes de material, y que se le deben añadir unos 200€ de maquinaria. En cuanto a mano de obra es término muy relativo por la variabilidad de precios de ésta para distintos países, pero se estima que en nuestro país puede costar unos 2500€. De todas formas, en España y otros países, es posible conseguir mano de obra gratuita ya que hay un gran interés en aprender la técnica del superadobe y se hacen trueques con el fin de aprender a construir a cambio de trabajar. Aprovechando la bolsa de voluntarios, es posible construir un domo con 350€, lo que supone unos 2800€ para una casa de varios domos conectados y con una superficie útil de 100 m², que saldría a 28€/m².

2.2.7. Los domos como edificios

En este apartado se exponen las ventajas e inconvenientes de los domos de superadobe en relación a la adecuación de éstas estructuras a la finalidad de resultar seguras, cómodas y funcionales para las personas en su concepción como edificios.

- *Estabilidad estructural:* Los domos resultan estables estructuralmente, de hecho, se concibieron con el objetivo de alojar personas en aquellas zonas susceptibles a padecer catástrofes naturales como sismos o tornados. Resisten los esfuerzos mayoritariamente por forma. Los muros en la parte inferior llegan a alcanzar los 80 cm, y las cúpulas se contrapean entre ellas, contribuyendo a un estado de compresión en las partes bajas de la estructura.
- *Durabilidad:* Las hiladas de adobe estabilizado con cal reaccionan despacio, y con el tiempo se convierten en una piedra calcárea. Hoy en día, se encuentran en pie estructuras construidas hace 2000 años, concebidas con los mismos materiales. Por ello, se puede concluir que el adobe resulta muy durable.
- *Aislamiento térmico:* Tal como muestra la figura 2.10, los muros habitualmente son muy gruesos, por lo tanto se pierde poca temperatura a través de las paredes. La forma circular de los domos permite una distribución de temperaturas constante, natural, muy confortable.



Figura 2.10 La gran anchura de los muros dificultan la transmisión del calor a través de ellos.

Además de la estructura voluminosa, el adobe tiene una alta inercia térmica (en verano la estructura absorbe despacio el calor, y en invierno pierde la temperatura lentamente). Si los cerramientos son los adecuados y la solera es aislante, el domo resulta un edificio muy eficiente térmicamente.

- *Seguridad frente al fuego:* Los materiales que componen la estructura y los revocos son ignífugos. Los elementos estructurales no pierden capacidad resistente en caso de elevarse las temperaturas (incendio). Nader Khalili investigó y experimentó con domos cocidos. Al terminar la estructura prendió fuego en el interior durante una semana, con el objetivo de mejorar algunas de las propiedades del adobe convirtiéndolo en cerámica cocida. Cabe señalar que la técnica de cocción de casas ya se había aplicado anteriormente en civilizaciones orientales.
- *Aislamiento acústico y electromagnético:* El ancho del muro resguarda de todo tipo de acciones exteriores, tanto de sonidos del exterior, ondas electromagnéticas e impactos. Se ha observado que al disparar balas, éstas no han conseguido atravesar los muros, produciendo daños reparables en la estructura.
- *Impermeabilidad:* Se recomienda cubrir la estructura con al menos un material impermeabilizante, pudiendo utilizarse los mismos materiales que en estructuras convencionales, o existentes en el emplazamiento. De nuevo, la flexibilidad constructiva y la posibilidad del uso de elementos disponibles, permiten soluciones muy diversas para la impermeabilización. Es sumamente importante la buena ejecución del revoco, resulta clave para evitar infiltraciones, ya que se han observado daños en estructuras construidas en zonas con fuertes lluvias.
- *Estética:* Los domos de superadobe son en la mayoría de los casos obras de arte en sí mismas. Conllevan el trabajo manual de muchas personas, sin apenas maquinaria, realizando a conciencia cada detalle. La cúpula y el todo el conjunto, de formas curvas y orgánicas, sorprendentes, resultan muy agradables, de gran belleza. El mobiliario suele estar adaptado a la forma curva de los muros, por lo que al estar concebidos para el domo, resultan muy estéticos.



Figura 2.11 Interiores curvos, debida a la forma de cúpula de la estructura.

- *Instalaciones:* Se puede acondicionar los edificios con instalaciones convencionales siempre que las normativas de las distintas regiones lo permitan. De manera alternativa se ha planteado en varias ocasiones solucionar el abastecimiento de manera autosuficiente mediante placas solares, extracción de agua en pozos o depósitos de agua potable.
- *Económico:* La filosofía de estas estructuras se basa en utilizar los materiales del lugar, reciclando tierra, agua, madera, metales, rocas o cualquier material que pueda ser útil en la construcción y de manera gratuita. Sólo se debe adquirir saco de polipropileno y alambre de espino, ambos con un coste muy reducido.

En España y en otros países, la técnica se está expandiendo mediante talleres prácticos, despertando un interés creciente. Aquellas personas que quieren construirse un domo se ponen en contacto con gente experimentada en su construcción. Los instructores y alumnos pactan un sistema de pago basado en un trueque (alojamiento y aprendizaje a cambio de horas de trabajo en obra). Esta simbiosis, permite que todos los agentes implicados cumplan sus propósitos con un coste extraordinariamente mínimo.

2.2.8. Sostenibilidad

La filosofía del *earthbag* se basa en construir con los materiales disponibles del entorno, por lo que estrictamente sólo se deben importar los sacos. Empleando materiales de los alrededores, no se altera químicamente el ecosistema, además del ahorro en transporte de los materiales. El aspecto exterior del domo suele tener el color de la tierra del entorno, por lo que queda absolutamente integrada en el paisaje tal como se muestra en los ejemplos de la figura 2.12.



Figura 2.12 Casas de earthbag construidas con materiales del entorno.

Es cierto que en caso de estabilizar con cemento, la producción de éste, es altamente perjudicial para la atmosfera. Cabe destacar que la cantidad de cemento suele pequeña, a lo sumo es menor al 10% respecto al peso total de la mezcla. No es necesario el

empleo de maquinaria que consuma combustibles, todas las fases se pueden hacer manualmente evitando la emisión de gases contaminantes.

La durabilidad de estas estructuras queda más que garantizada, cuando se biodegrade el saco, el adobe de las hiladas se irá transformando lentamente en piedra. Hoy en día hay todavía estructuras de adobe datadas de hace más de 2000 años. Otro aspecto interesante es que en caso que la estructura deje de ser útil, su destrucción no va a generar residuos ya que está hecha de la misma tierra en la que se encuentra.

Expuestas algunas de las características de la técnica, se puede concluir que es muy respetuosa con el medioambiente y por su capacidad de integrarse en el ambiente, es muy sostenible.

2.2.9. Aplicaciones

Como se describe en éste capítulo las aplicaciones del *earthbag* son muy diversas, tanto para obra pública y edificación. Dada la prioritaria necesidad de aportar una solución constructiva en situaciones de emergencia, se puede decir que la construcción de refugios es el ámbito con mayor implantación y en el que se ha experimentado más. No obstante, se muestran a continuación otras posibilidades que se han desarrollado, o bien están en fase de proyecto.

2.2.9.1. Soluciones para edificación

A falta de recursos económicos o de disponibilidad de materiales, el *earthbag* es una solución muy apropiada por la escasez de materiales que necesita. En la figura 2.13 se muestra un ejemplo práctico de un campamento a base de casas de superadobe. Las edificaciones resultantes proporcionan buen aislamiento térmico y acústico, por ello se construyó un domo de 5 metros de diámetro para acoger 30 alumnos de una escuela.



Figura 2.13 Refugios de emergencia, cúpula y elementos decorativos para una escuela en Londres, de izquierda a derecha respectivamente.

Tanto en fase de ejecución como en servicio, las estructuras de *earthbag* son respetuosas con el medio. Se puede construir con materiales naturales y biodegradables que van a conformar una casa segura y saludable para sus habitantes. En la figura 2.14 se

muestran dos ejemplos de edificaciones, donde los propietarios conscientes de la importancia de vivir en una casa ecológica, han visto en el *earthbag* una oportunidad constructiva.



Figura 2.14 Casas ecológicas completamente integradas en su entorno.

2.2.9.2. Soluciones para obra pública

En numerosas ocasiones se ha utilizado los sacos rellenos para construir estructuras temporales, como por ejemplo encauzar un río, e incluso se sigue haciendo hoy en día países con menor desarrollo tecnológico. En la figura 2.15 a) se muestra una solución para el revestimiento de una presa, y en la figura b) un ejemplo de tierra armada. En fase de proyecto se encuentran las protecciones de riberas en ríos.

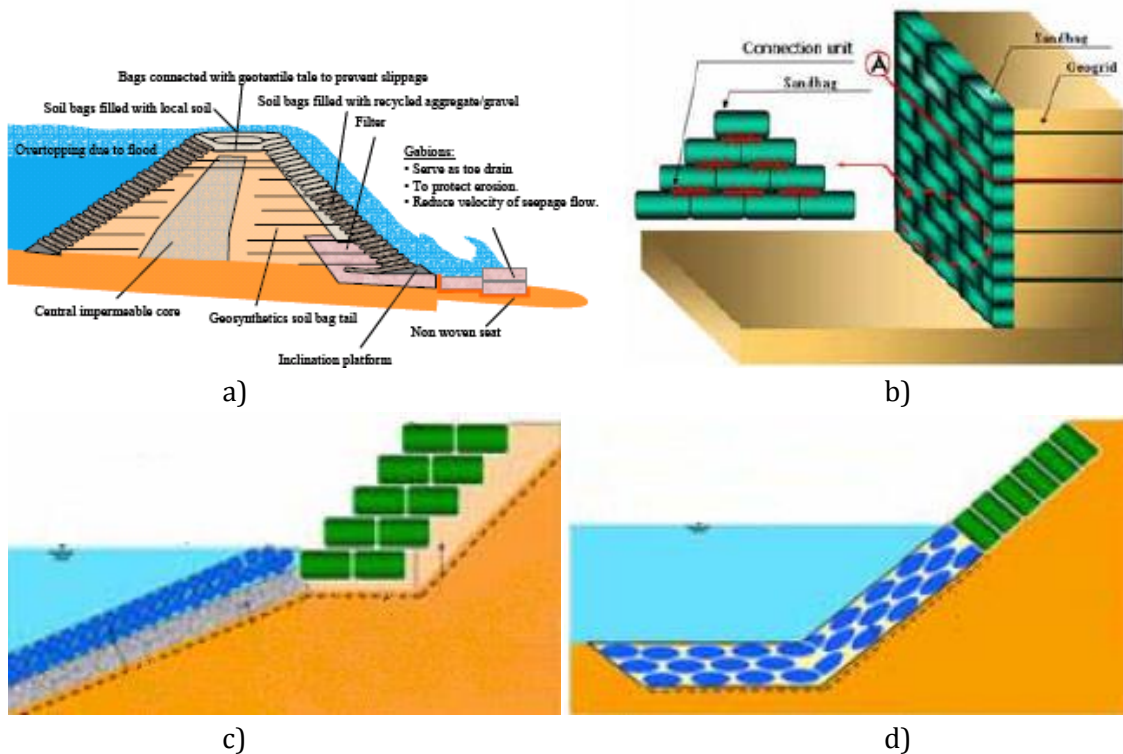


Figura 2.15 Aplicaciones del *earthbag* a obra pública.

Todas estas soluciones comparten la filosofía del *earthbag*: la tierra resiste la compresión y el saco las tracciones, pero con matices, ya que han de ser posibles constructivamente y han de cumplir con su función.

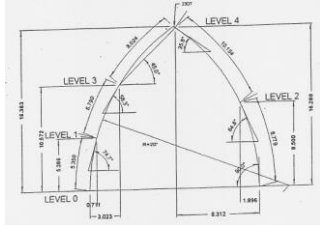
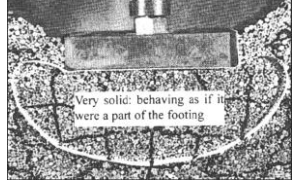

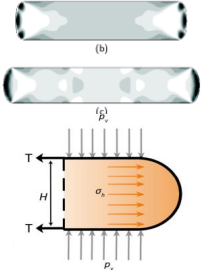
2.3. ESTUDIOS ANTERIORES







En este apartado se expone algunas pinceladas de la literatura en la que se basa la presente tesina. Primeramente se trata la información directamente relacionada con la técnica del *earthbag* y seguidamente se revisan métodos de cálculo de cúpulas que pueden estar en resonancia con los domos de superadobe.

2.3.1. Estudios sobre el *earthbag*

En los últimos años se han desarrollado varias tesis y estudios en laboratorio con la finalidad de modelar el comportamiento del *earthbag*. Se muestra a continuación en la tabla 2.2 un cuadro resumen de estos trabajos y las observaciones más relevantes aportadas por sus respectivos autores.

Tabla 2.2 Cuadro resumen sobre las características de los estudios anteriores.

Autor/Documento	Acerca/Observaciones	Detalles/esquemas
<p>Nader Khalili</p> <p><i>Ceramic Houses and Earth Architecture: How to Build Your Own (1990).</i></p> <p><i>Sidewalks on the Moon (1994).</i></p>	<p>Creador del superadobe</p> <p>Guía para la construcción de <i>domos</i> y <i>vaults</i>.</p> <p>Propuesta de refugio para construcciones en la luna.</p>	
<p>Matsuoka y Liu (2003)</p> <p><i>A new earth reinforcement method using soilbags.</i></p>	<p>Ensayos a compresión en <i>earthbag</i>.</p> <p>Utilizan el modelo de rotura Mohr-Coulomb</p>	
<p>Lohani et al (2006)</p> <p><i>Geosynthetics International</i></p>	<p>Ensayos de pilas de <i>earthbag</i> a compresión.</p> <p>Observan que el saco se rompe por la tensión horizontal que agota la resistencia del saco.</p>	
<p>Tantono (2007)</p> <p><i>The mechanical behavior of a soilbag under vertical compression.</i></p>	<p>Propone un modelo analítico semicircular que se ajusta mejor a los resultados de laboratorio que realiza.</p> <p>Realiza simulaciones numéricas para determinar la relación entre las tensiones verticales y horizontales</p>	

<p>Daigle (2008)</p> <p><i>Earthbag housing: Structural behaviour and applicability in developing countries.</i></p>	<p>Ensayos a <i>earthbag</i> con distintos suelos y sacos.</p> <p>Destaca la importancia de la condición de apoyo del <i>earthbag</i></p>	
<p>Vadgama (2010)</p> <p><i>Material and Structural analysis of earthbag housing</i></p>	<p>Ensayos a compresión y cortante, y verifica que el modelo semicircular resulta más apropiado que el rectangular.</p> <p>Considera que el cortante lo resisten las púas y la fricción entre los sacos.</p>	
<p>Pelly (2010)</p> <p><i>Plastic limit analysis of earthbag structures</i></p>	<p>Ensayos a compresión de pilas de <i>earthbag</i>.</p> <p>Predicción de la carga de rotura mediante el modelo rectangular.</p>	
<p>Stouter(2010)</p> <p><i>Friction and tensile strength of earthbag components</i></p>	<p>Realiza distintos ensayos para determinar la fricción entre sacos</p>	
<p>Stouter (2011)</p> <p><i>Shear strength of earthbag wall with weak cohesive fill</i></p>	<p>Ensayos a un muro de <i>earthbag</i> frente a cortante</p>	
<p>Croft (2011)</p> <p><i>Structural Resistance of earthbag Housing Subject to Horizontal loading</i></p>	<p>Somete fuerzas horizontales a pilas y muros.</p> <p>Observa el comportamiento del alambre de espino y del refuerzo de una capa de mortero armada con tela de gallinero</p>	

2.3.1.1. Matsuoka y Liu (2003)

Matsuoka y Liu estudian el comportamiento del *earthbag*, pero como se desconocen las propiedades de la granulometría y el tipo de saco, no se van a mostrar los resultados. Los autores utilizan el modelo de Mohr-Coulomb para las previsiones de carga de rotura. Después de realizar ensayos biaxiales de compresión observaron que el modelo resulta un tanto conservador. El estudio concluye que considerando sólo el confinamiento en 2D se infravalora la rotura, ya que en realidad el confinamiento se da en 3D. Los ensayos se realizan también con cargas inclinadas tomando ángulos de $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ y 90° respecto la horizontal del saco y afirma que la cohesión reducía la inclinación de la carga hasta 45° .

Observando que la rotura se producía por colapso de la cara superior e inferior del *earthbag*, concluyen que el comportamiento a compresión de la hilada viene condicionado por la resistencia a tracción del saco.

2.3.1.2. Lohani et al (2006)

Lohoani T., Matsushima, K., Aqil, U. Mohri, Y, y Tatsuoka, F. realizan ensayos a compresión y resistencia a fuerzas horizontales en una pila de *earthbag*. Destacan que la rotura del *earthbag* está limitada por el desgarro del saco. Observan el efecto desfavorable que se da cuando el ratio entre la altura y el ancho de la hilada es mayor. En comparación con los ensayos con carga lateral, el *earthbag* se comporta con una alta anisotropía ya que el confinamiento lateral se puede despreciar en comparación con el vertical. Así pues se asemeja el comportamiento de los muros a un caso de compresión simple.

Para aportar un cierto confinamiento lateral sugieren que se coloque alambre de espino antes de compactar el *earthbag*. El modelo teórico que contemplaban tomaba como hipótesis que el volumen del *earthbag* se mantenía constante durante el ensayo. Cabe destacar que la relación entre H/B debe ser mayor a 3 para que los resultados de los ensayos no se vean reducidos por el efecto de proximidad con el apoyo. A continuación, en la figura 2.16 se muestra la envolvente de comportamiento del modelo de Mohr adaptado al *earthbag*.

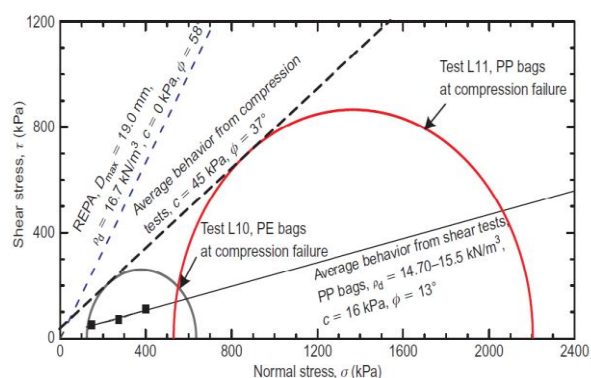


Figura 2.16 Representación de la envolvente de rotura del círculo de Mohr.

2.3.1.3. Tantonio (2007)

Mediante un análisis de elementos finitos determinó que la tensión en el centro del saco era mayor que en los extremos. Para dar explicación a ello propone un modelo analítico con sección semicircular, y tal como presenta la figura 2.17, el un ratio $K = \sigma_v / \sigma_h$ no lineal en todo el dominio. Esto permite considerar que el confinamiento lateral es menor en los extremos del saco. El modelo considera la hipótesis de pequeños resultados por lo que resulta irrealista, aunque se ajusta mejor a los resultados del laboratorio que obtiene respecto el modelo rectangular. Tantonio afirma que el incremento de $K = \sigma_v / \sigma_h$, está

relacionado con el ángulo de fricción del suelo; y que con él, mejora la capacidad resistente.

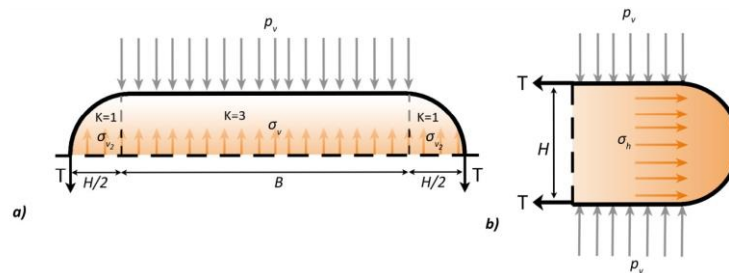


Figura 2.17 Modelo semicircular del saco.

2.3.1.4. Daigle (2008)

Daigle ensaya con 3 tipos de suelos; granito triturado, *topsoil* y *Kingston topsoil*. El primero llega a rotura, pero los dos últimos no. También ensaya a tracción distintos sacos de polipropileno para determinar características mecánicas como la tracción límite y el módulo de deformación. Concluye que el que tiene el ángulo de fricción más alto transmite menos compresión al *earthbag*, contradiciendo el estudio de Tanton (2007). En la figura 2.18 se muestra el detalle de los experimentos en prensa hidráulica que utiliza para la caracterización del *earthbag*.

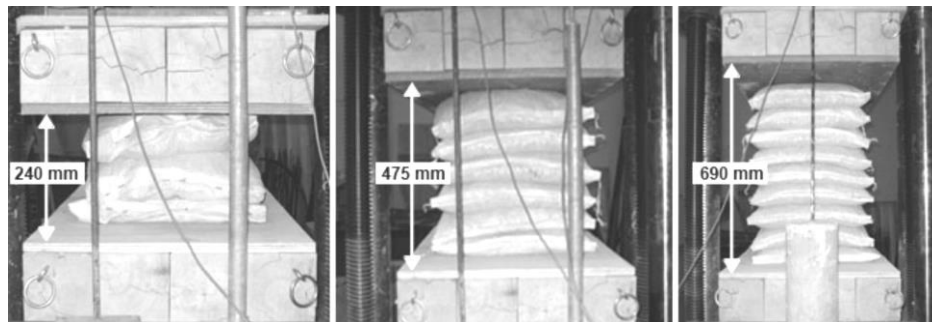


Figura 2.18 Ensayos a compresión variando la altura de la pila.

2.3.1.5. Vadgama (2010)

Vadgama se basa en el modelo de Tanton, y toma en consideración las condiciones de apoyo del saco. Verifica, igualmente que Tanton, que el modelo semicircular estima relativamente bien la carga de rotura, aunque ésta se encuentre un tanto sobreestimada.

También estudia el cortante en los *earthbags*, considerando en términos de equilibrio el efecto de la fricción entre sacos y el alambre de espino. Considera que el alambre es más rígido que el momento resistente entre puntos de aplicación de las púas. De todas formas, el modo de colapso real se produce por desgarre de las púas en el saco.

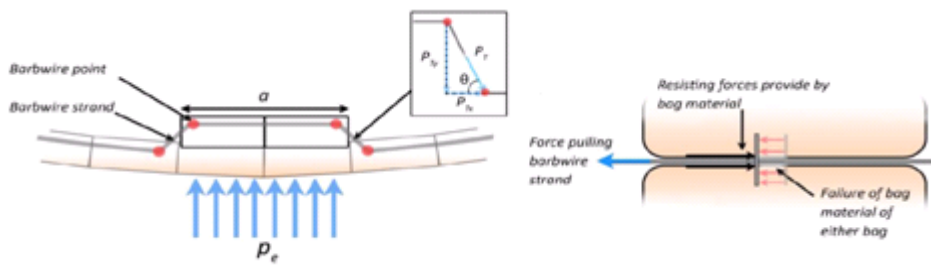


Figura 2.19 Modelo de comportamiento de muro frente acción horizontal.

Vadgama destacó que la efectividad del alambre de espino se muestra condicionada por factores como:

- Longitud y orientación de las púas
- Densidad y deformabilidad del suelo
- Rigidez del alambre
- Manera de disponer el alambre

2.3.1.6. Pelly (2010)

Pelly propone una formulación sencilla basada en el modelo rectangular, tal como se indica en la figura 2.20. Realiza ensayos para verificar el efecto de las hipótesis tomadas en su modelo.

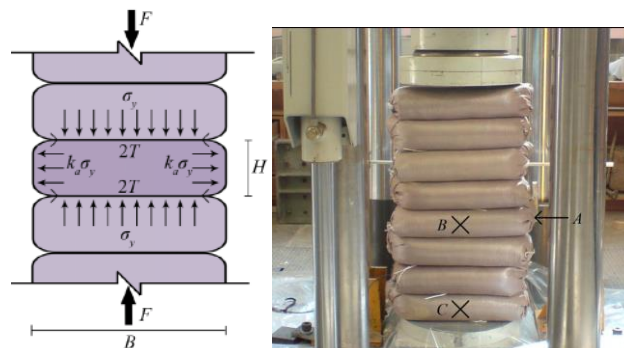


Figura 2.20 Equilibrio de tensiones de una pila sometida compresión uniaxial.

$$N_d = \frac{2 \cdot T}{K_a h} \cdot Lb \quad [2.1]$$

Pelly destaca la diferencia entre la tensión de rotura en mezclas sin y con estabilizante. La predicción sobreestima la carga máxima en un 1,17% por lo que resulta una buena aproximación teniendo en cuenta las incertidumbres respecto al material a las que está sujeto. Vadgama y Pelly observan en los ensayos *shearbox* que el uso del alambre de espino no solamente provee de adhesión entre los sacos, además incrementa el coeficiente de fricción (de 0,43 a 0,67), ya que el alambre de espino permite el confinamiento lateral.

2.3.1.7. Croft (2011)

Croft estudia la flexión y el cortante en pilas y muros sujetos a fuerzas horizontales. Analiza las diferencias de comportamiento para distintos refuerzos: estabilizar la mezcla, disponer alambre de espino y *rendered* (cubrir la estructura con mortero armado con tela de gallinero). Las predicciones de cargas de rotura en los ensayos de flexión de las pilas de sacos se alejan bastante de los resultados del laboratorio, como se muestra a continuación.

Tabla 2.3 Predicciones y cargas últimas de los ensayos de flexión.

Característica del ensayo	Predicción de carga última (kN)	Carga última (kN)
Con alambre	0,47	1,4
Estabilizado	0,47	0,92
<i>Rendered</i>	22,9	7,32

Aunque infravalora la capacidad resistente, justifica los errores de la estimación de la carga última a diversos factores:

- Incorrectas suposiciones del lugar geométrico por donde ocurre el modo de rotura
- Incorrectas hipótesis de la geometría del saco (área de contacto y regularidad)
- Condiciones de apoyo [también destacado por Daigle (2008)]

A continuación se muestran la estimación y el resultado de la carga última en el ensayo de muros de *earthbag* a cortante.

Tabla 2.4 Predicciones y cargas últimas del muro de *earthbag* a cortante.

Carga axil (kN)	Predicción de carga última (kN)	Carga última (kN)
N = 85	0,81	0,77
N = 11,7	4,73	4,72
N = 13,6	5,42	5,25
N = 23,7	9,06	7,53

Sin embargo, el comportamiento a cortante en el plano paralelo al muro, resulta una predicción muy lograda (entre el 99,7 y 83,1%) pero sólo en el caso del muro de *earthbag* (ya que en el reforzado con alambre de espino y *rendered* se desprecian los resultados por falta de fiabilidad de los ensayos).

2.3.2. Métodos de cálculo de cúpulas

Una cúpula es una estructura en forma de superficie que cubre un amplio espacio interior. Presenta dos curvaturas una en alzado y otra en planta. Ambas pueden asumir infinidad de formas con distintos parámetros geométricos como espesor variable, varios

centros de curvatura o incluso distintas direcciones de curvatura. A pesar de la potencial aplicación de las cúpulas con geometrías complejas, tal como muestra en la figura 2.22, en el presente estudio sólo se tratan cúpulas con sección en arco de uno o dos centros, parabólicas y elípticas.

En cuanto a la etimología, las acepciones italiana *duomo* y alemana *Dom* designan el edificio en su conjunto, y realmente la etimología procede del latín *domus*, casa de Dios. Como se ha podido observar a lo largo del estudio, es muy habitual designar las cúpulas de superadobe con el nombre de domo.

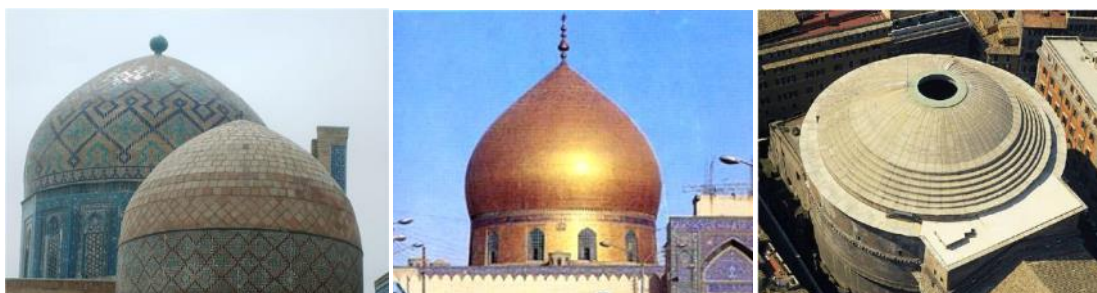


Figura 2.21 Cúpulas con geometría no convencional.

Las primeras cúpulas conocidas se datan alrededor del 1400-1200 AC y se ubican en regiones muy dispersas como Grecia, China, Egipto e India. La mayoría de éstas ancianas estructuras se construyeron de sillería o mampostería y están completamente integradas en el medio donde se encuentran. Uno de los primeros ejemplos de estructura en cúpulas se muestra en la figura 2.22. Es el tesoro de Atreo y es una cúpula por aproximación de hiladas de sillar en seco, se estima que fue construida el 1325 A.C.

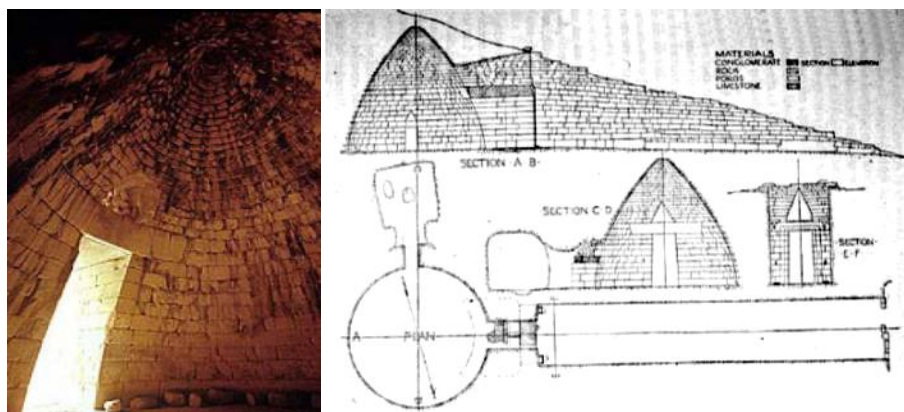


Figura 2.22 Interior de la falsa cúpula del Tesoro de Atreo en Micenas, Grecia y planos confeccionados a posteriori por Hanser, de izquierda a derecha.

Con el tiempo las necesidades de cubrir extensiones eran cada vez mayores, se necesitaba materiales cohesivos entre las juntas de la masonería por lo que se utilizaron diversas mezclas a modo de mortero. Modernamente y para alcanzar superficies aún mayores se resolvieron los principales problemas de la estructura con refuerzos de hormigón armado o anillos de metal que recogían la componente horizontal en la base de la cúpula. La arquitectura romana e islámica ha utilizado cúpulas en numerosas ocasiones

para construir edificios religiosos expresando simultáneamente los avances tecnológicos de su cultura.

Uno de los primeros en analizar analíticamente el comportamiento de los domos fue Poleni. A mediados del siglo dieciocho, observó que la cúpula de San Pedro en Roma padecía unas grietas siguiendo la parte inferior de los meridianos. Aplicó la regla de la catenaria de Hook e identificó una línea de presión de compresión dentro de la sección de los gajos. Poleni correctamente concluyó que la línea de empuje para el domo en la carga de peso propio se encontraba dentro del espesor efectivo de la estructura, y que la estructura era segura.

En 1866, Johann Schwedler presentó la teoría de la membrana que proveía las bases matemáticas para abordar el cálculo de cúpulas con diversas geometrías, estados de carga y condiciones de contorno. Las ecuaciones particularizadas para los casos más sencillos fueron publicadas por otros autores como Rankine en 1904 o David Billington. Éste último resolvió varios casos y estableció las hipótesis asociadas a la teoría de la membrana en 1982:

- Las cargas aplicadas son resistidas por fuerzas internas en la superficie. Ésta no tienen rigidez para resistir flexión, en consecuencia todas las secciones están en pura compresión o tracción.
- Para cúpulas simétricas y uniformidad de cargas los esfuerzos internos actúan perpendicularmente en a la dirección del meridiano y el paralelo.
- Los esfuerzos son coplanarios, por lo que la membrana puede tener un espesor nulo.
- El plano de la membrana se encuentra a lo largo del centro del espesor efectivo, por lo que la línea de empuje también cae en esta superficie.

Las últimas dos hipótesis hacen que la solución tienda a infravalorar la estabilidad de la cúpula. Además el tratamiento analítico de las ecuaciones son limitadas ya que son de difícil aplicación en cúpulas con geometrías poco convencionales, u otras condiciones de contorno.

En 1877 Eddy publicó un método basado en el polígono antifunicular. Era habilitar tomar la regla del tercio medio, que se basa en encajar una línea de empujes dentro del tercio central del espesor de la cúpula, ya que se obtenían diseños satisfactorios. Los métodos de equilibrio al fin eran conservadores y no aprovechaban todas las posibilidades de las cúpulas de obra de fábrica. Wolfe en 1921 publicó un método gráfico similar al de la teoría de la membrana, que al seguir el mismo equilibrio continuaba mostrando resultados conservadores, pero con su aportación era posible la aplicación de geometrías más variadas.

Hacia el año 1920 se dejó de construir grandes arcos y bóvedas de fábrica, a pesar que los puentes de entonces seguían en servicio al largo de todo el siglo sin despertar mayor interés. Diez años más tarde el aumento de sobrecarga debido al peso de los nuevos vehículos obligo a plantearse de nuevo el problema de la resistencia de los arcos de fábrica. Hacia los años 50 surgió el cálculo plástico para estructuras de acero, dónde se demostraba que el estado tensional podía sufrir grandes variaciones para pequeñas variaciones de carga, la carga última de colapso se mantenía constante para aquellas cargas. La demostración de los teoremas fundamentales del cálculo plástico aportó rigor teórico a los resultados y el análisis límite surgió como una filosofía de cálculo basada en la aplicación de teoremas de plasticidad. El responsable del desarrollo de la teoría de análisis límite para arcos y estructuras de fábrica es principalmente Jacques Heyman. Observó que si se cumplen unas determinadas hipótesis que se muestran a continuación, se pueden aplicar los teoremas fundamentales del análisis límite:

- La piedra no resiste a tracción.
- La fábrica tiene resistencia infinita a compresión.
- El fallo por deslizamiento entre dovelas es imposible.

Aplicado a arcos, se basa en encontrar dos líneas de empuje: una que asegura el equilibrio y otra que lleva a colapso la estructura. Así pues la línea de empuje real se encuentra entre estas líneas, por lo que se puede dimensionar para cualquier de ellas. El objetivo de Heyman fue entonces encontrar la relación entre el espesor y el diámetro. Para ello simplificó el problema evitando las fuerzas perimetrales, por lo que de nuevo la solución es conservadora y no aprovecha la fortaleza de los anillos.

2.3.2.1. Funcionamiento estructural

El funcionamiento de la cúpula es similar al del arco, desarrolla una fuerza interna en sentido meridional que se va transfiriendo hasta la base. Transfiere por forma, por lo que casi toda esta trabajando a compresión lo que es favorable en materiales como hormigón, piedra, o tierra. En sentido meridional, estas fuerzas son de compresión aumentando a medida que se llega al pie de la estructura. A diferencia de los arcos es capaz de resistir más porque desarrolla una fuerza interna perimetral a través de la contracción o dilatación de los anillos. Algunas cúpulas no se apuntalan ya que pueden ser estables incluso sin estar cerradas, un ejemplo es la cúpula abierta de San Pedro que se muestra en la figura 2.23.

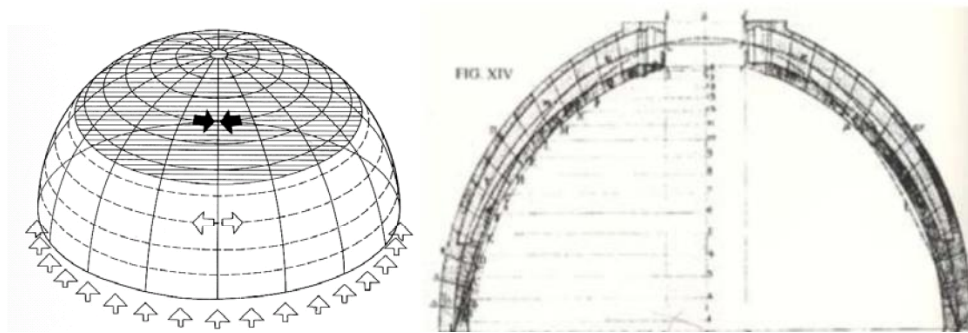


Figura 2.23 Las cúpulas desarrollan fuerza en los meridianos y paralelos. Aún sin estar cerradas pueden ser estables, como la de San Pedro de Roma.

La carga predominante en este tipo de estructura es el peso propio y por ello en la presente tesina no se van a tratar cargas gravitatorias de distinta naturaleza. La línea de presión es el camino que recorren las fuerzas internas por dentro de la estructura transmitiendo las tensiones hasta el terreno. Al llegar al pie de la cúpula la componente horizontal se hace importante y por ello es habitual colocar algún elemento como muros que actúan de contrafuerte o un anillo metálico para resistir éstas tensiones de tracción.

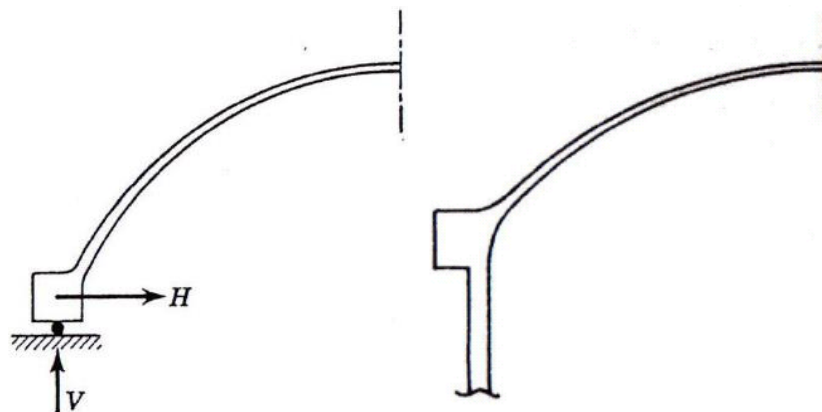


Figura 2.24 Refuerzos en la base para absorber la componente horizontal de la resultante.

2.3.2.2. Estática gráfica en cúpulas

Los métodos de estática gráfica se basan en equilibrar las cargas a las reacciones de la estructura. La incógnita es pues la reacción horizontal H_T que indica la figura 2.25. Para hallarla, primero se procede a dividir un gajo de la cúpula en dovelas y calcular el peso proporcional de ésta. Se realiza el equilibrio de momentos respecto al pie de la estructura del momento debido al peso propio y la reacción horizontal en coronación.

Éste método no considera la posibilidad de que los anillos tomen fuerza ya que la reacción horizontal en coronación se combina con los pesos de cada dovela para guiar la resultante, por lo que la fuerza horizontal en cada dovela es igual. Habría esfuerzos en los perímetros si hubiera un diferencial de fuerza horizontal entre dovelas.

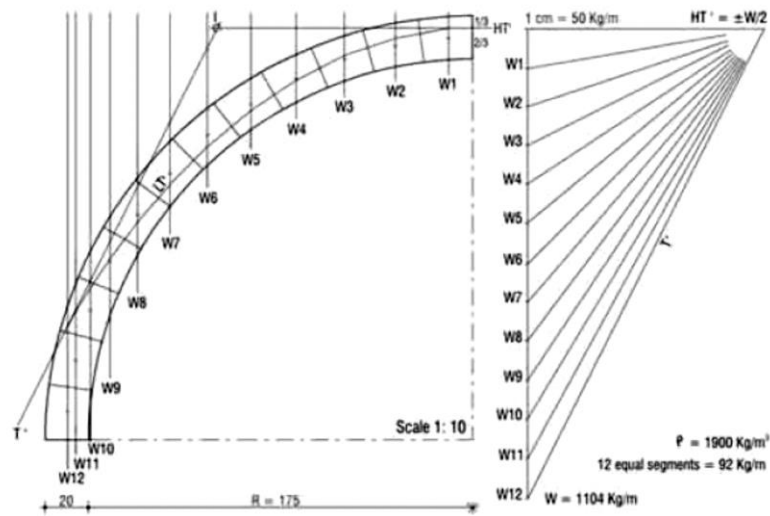


Figura 2.25 Encaje de la línea de empuje por el método de estática gráfica.

2.3.2.3. Teoría de la membrana en cúpulas

En la teoría moderna de estructuras una cascara puede idealizarse matemáticamente como una superficie curva. El espesor de la cascara no tiene porque ser constante en todos los puntos y se considera pequeño en relación a las dimensiones globales de la estructura. Las cargas procedentes de sollicitaciones externas o bien del peso propio deben resistirse mediante esfuerzos que actúan en la superficie. Tal como se ha comentado, Billington resolvió el problema suponiendo que la superficie no tiene suficiente rigidez frente a flexión por lo que las fuerzas de la cascara son solamente de tracción y compresión. Con sólo éstas incógnitas y las ecuaciones de la estática, la estructura se puede resolver por equilibrio. A continuación se muestran las expresiones de los esfuerzos en los meridianos y en los paralelos según la teoría de la membrana. La figura 2.26 muestra la definición geométrica de los parámetros que gobiernan las cúpulas de uno y dos centros.

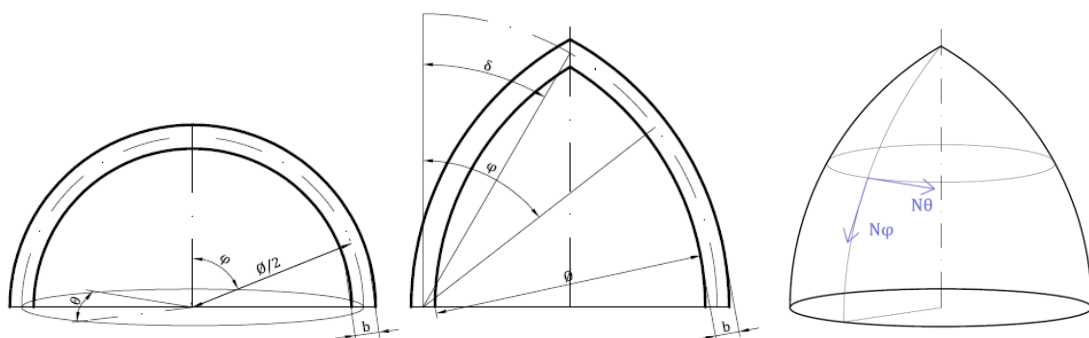


Figura 2.26 Parámetros geométricos para cúpulas de un y dos centros y nomenclatura de los esfuerzos.

$$N_{\varphi} = -\frac{\emptyset \cdot \gamma_{G1m} \cdot b}{1 + \cos\varphi} \quad [2.2]$$

$$N_{\theta} = -\emptyset \cdot \gamma_{G1} \cdot b \cdot \left[\frac{1}{1 + \cos\varphi} - \cos\varphi \right] \quad [2.3]$$

Billington aportó la formulación el caso de cúpula de dos centros. El arco ojival equilátero es el caso particular con $\delta=30^{\circ}$ y el ojival apuntado $\delta \approx 33^{\circ}$.

$$N_{\varphi} = -\emptyset \cdot \gamma_{G1} \cdot b \cdot \frac{\cos\delta - \cos\varphi - (\varphi - \delta)\sin\delta}{\sin\varphi(\sin\varphi - \sin\delta)} \quad [2.4]$$

$$N_{\theta} = -\frac{\emptyset \cdot \gamma_{G1} \cdot b}{\sin^2\varphi} [(\sin\varphi - \sin\delta)\sin\varphi \cdot \cos\varphi - (\cos\delta - \cos\varphi) + (\varphi - \delta)\sin\delta] \quad [2.5]$$

- donde:
- φ = ángulo meridional de la dovela a estudio;
 - θ = ángulo del paralelo;
 - \emptyset = diámetro interior en la base;
 - δ = ángulo de curvatura apuntada;
 - γ_{G1} = coeficiente parcial de seguridad de carga permanente;
 - b = ancho de la hilada;

Además de los casos de peso propio, varios autores resolvieron la estructura frente a cargas puntuales en coronación, o sometidas a carga vertical uniforme u horizontal, pero como no se utilizan en la presenta tesina no se presentan.

2.3.2.4. Método elementos finitos

Hoy en día el análisis habitual para diseñar estructuras en cúpula delgada son los métodos numéricos. Se utilizan elementos tipo *shell thin* en el método de elementos finitos (MEF) formando la cúpula por una malla de éstos elementos. Estos métodos cuentan más detalles que la teoría de la membrana y pueden considerar el efecto de la flexión.

Los elementos finitos permiten geometrías muy variadas. En caso de ser estructuras de revolución es posible hacer un cálculo en 2D y reducir considerablemente los costes de cálculo. Si la cúpula tiene aberturas o simplemente no es de simetría axial se procede al cálculo en 3D. En la siguiente figura 2.27 se muestran ejemplos de cálculos por elementos finitos.

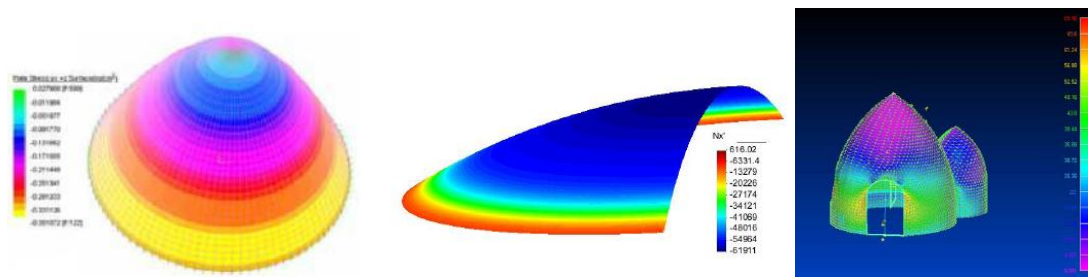


Figura 2.27 Cálculo por MEF de la tensión perimetral en cúpulas con revolución axial en los dos primeros ejemplos, y sin en el tercero.

El cálculo estructural por MEF se basa en la mecánica de medios continuos. El comportamiento de la estructura queda determinado por tres tipos de ecuaciones: las relaciones cinemáticas, constitutivas y el equilibrio. La conexión entre estas relaciones junto con las condiciones de contorno determinan en los elementos las tensiones, que equilibran a las cargas, y a su vez las deformaciones o desplazamientos que sufren éstos. En la figura 2.29 se muestra un ejemplo de éstas relaciones en un elemento Shell.

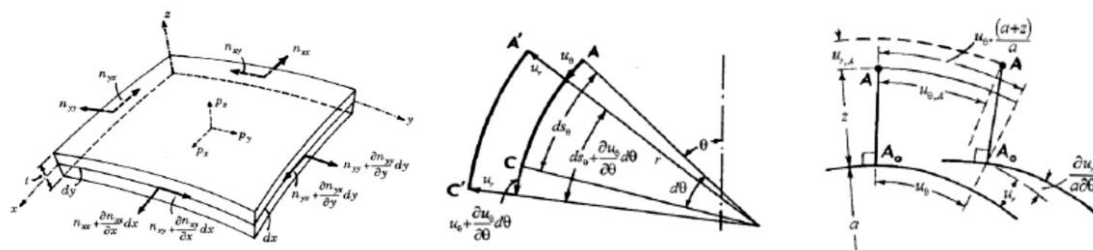


Figura 2.28 Relaciones de equilibrio, continuidad y constitutivas.

Programas no muy sofisticados permiten introducir comportamiento elástico lineal, pero también no lineal o de carácter plástico, siendo posible el cálculo de deformaciones, cosa que los otros métodos explorados anteriormente no lo hacen. Sin embargo los modelos lineales de elasticidad no permiten analizar los casos de colapso del material y en ocasiones es difícil interpretar correctamente los resultados de modelos de plasticidad. Los modelos de perfecta plasticidad no son representativos de cúpulas de masonería por lo que la teoría actual se encuentra en un punto estancado en cuanto cómo y qué tipo de análisis utilizar en cada caso.

3. MUROS DE SUPERADOBE

3.1. INTRODUCCIÓN

Los muros de *earthbag* no son una tipología tan común como las cúpulas, pero sí que se emplean como elemento portante en edificaciones de planta cuadrada. Por ello se estudia esta tipología y se propone una formulación que expresa los mecanismos de fallo y de resistencia, aportando fundamento teórico al comportamiento de los muros de superadobe.

Al encontrarse en una fase experimental se toman una serie de hipótesis que se alejan de la realidad, con la finalidad de simplificar el problema. Conscientes de la repercusión que suponen, se adoptan las siguientes hipótesis:

- Pequeños desplazamientos
- Las deformaciones de las hiladas son en el sentido vertical y en consecuencia horizontal.
- Un diagrama de elasticidad-plasticidad bilineal, tal como se muestra en la siguiente figura.

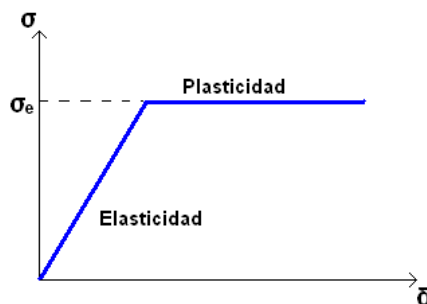


Figura 3.1 Hipotesis de elasticidad-plasticidad bilineal para la relación entre tensión y deformación

3.2. MECANISMOS RESISTENTES EN MUROS PLANOS

Como caso general una hilada cualquiera está sometida a la acción peso propio, cargas muertas, sobrecarga y acciones de nieve o viento. Para los cálculos analíticos en este capítulo, se trabaja directamente con los esfuerzos de axil N_D , un cortante T_D y un momento M_D . En la figura 3.2 se muestra la descomposición de una carga arbitraria a los esfuerzos anteriormente comentados.

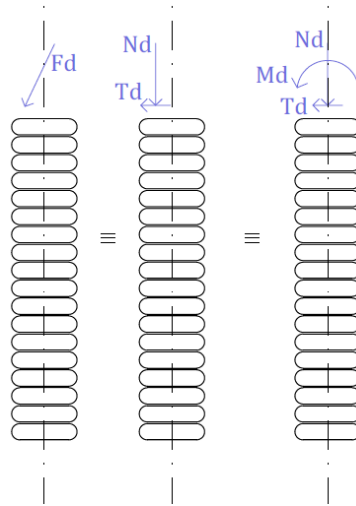


Figura 3.2 Fuerza arbitraria en coronación, de manera equivalente se descompone en axil, cortante y momento.

Para el cálculo se considera geometría rectangular y que las deformaciones axiales se consideran que permanecen planas y paralelas a sí mismas. En la figura 3.3 se presenta el equilibrio de tensiones verticales con las horizontales ya que el axial y la flexión se resiste por compresión de adobe y también por tracción en el saco. Las ecuaciones [3.1] y [3.2] expresan dicho equilibrio.

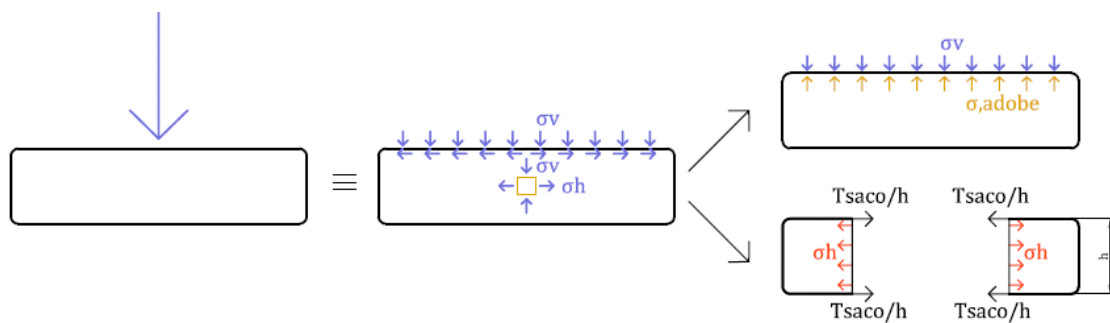


Figura 3.3 Equilibrio de tensiones mediante el modelo rectangular.

$$\sigma_v = \frac{N_D}{A} + \frac{(M_D + T_D z) \cdot Y_{max}}{I_x} \quad [3.1]$$

$$\sigma_h = \frac{2 \cdot T_{lim}}{h} \quad [3.2]$$

- donde: N_D = axil de diseño;
 T_D = cortante de diseño;
 M_D = momento de diseño;
 A = área de contacto entre sacos;
 Y_{max} = distancia máxima del eje de la sección;
 z = altura de aplicación del cortante;
 I_x = inercia de la sección;
 T_{saco} = tracción última del saco;

Las púas del alambre de espino y la fricción entre sacos desarrollan una fuerza en sentido contrario al cortante.

$$T_{resistente} = c A + N_D \mu \quad [3.3]$$

- donde: c = resistencia por unidad de superficie que ofrecen las púas;
 A = área de contacto entre sacos;
 N_D = axil de diseño;
 μ = fricción entre sacos

El modelo consiste en suponer que el comportamiento frente a los esfuerzos es idéntico al de una biga en voladizo, resultando las siguientes leyes de esfuerzo:

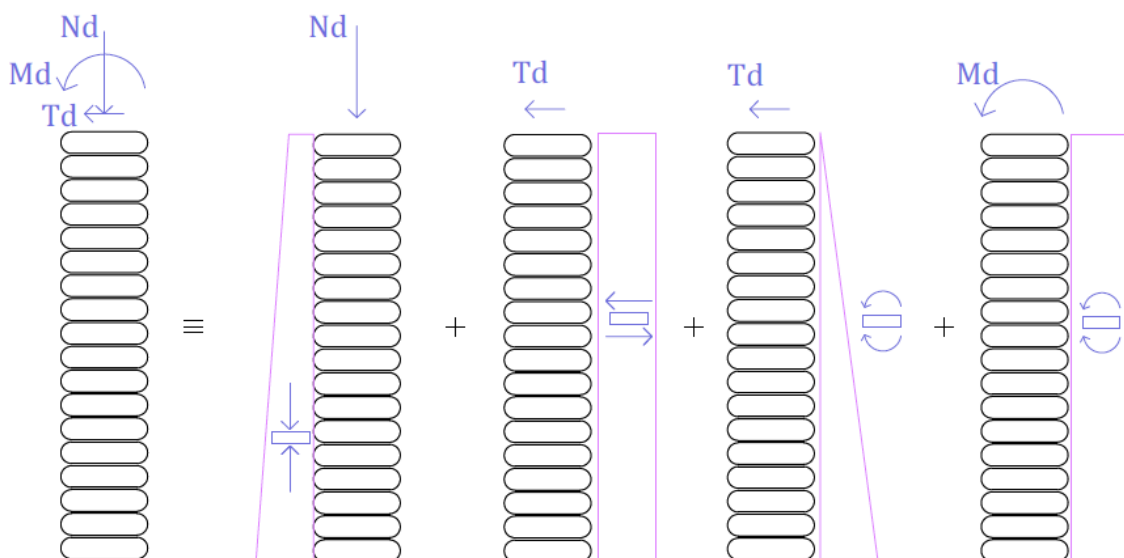


Figura 3.4 Leyes de esfuerzo del muro sometido a peso propio y una fuerza arbitraria en coronación.

La transmisión de los esfuerzos de cortante y axial sí resulta ser una aproximación válida, pero en el caso del flector, esta hipótesis no es estrictamente correcta. No se transmiten tracciones al levantarse el saco, por lo que es probable que se concentren más tensiones en las zonas comprimidas debidas a la flexión.

3.3. COMPROBACIONES EN MUROS

Se propone una formulación para comprobar la estabilidad global, local y la capacidad resistente del adobe, el saco y la interface. El simultáneo cumplimiento de todos los criterios que se establecen en este capítulo puede garantizar la seguridad de la estructura.

3.3.1. General

En este apartado se considera toda la estructura como una sola pieza monolítica en la que se deben verificar los siguientes criterios de estabilidad y resistencia de materiales para poder asegurar su correcto funcionamiento.

3.3.1.1. Estabilidad general

- *Vuelco*: considerando todas las hiladas juntas, se debe comprobar que no se produce el vuelco de la estructura.

$$M_{\text{desestabilizador}} < M_{\text{estabilizador}} \quad [3.4]$$

$$M_D + T_D z < \frac{N_D b}{2} \quad [3.5]$$

donde: M_D = momento de diseño;
 T_D = cortante de diseño;
 z = altura de aplicación del cortante;
 b = ancho de la hilada

- *Deslizamiento*: la fuerza de rozamiento, que se genera por la normal y la fricción de la primera hilada en superficie, debe ser mayor al cortante que al pie de la estructura.

$$T_D < N_{\text{base}} \mu \quad [3.6]$$

- *Hundimiento*: la capacidad portante del suelo ha de ser superior a la tensión que transmite la estructura.

$$\sigma_v < q N_q s_q d_q i_q + c N_c s_c d_c i_c + 0,5 \gamma_N B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad [3.7]$$

- *Pandeo*: del mismo modo que una biga en voladizo, el axil debe ser inferior a la carga crítica de Euler.

$$N_d < \frac{\pi^2 E I_x}{4 H^2} \quad [3.8]$$

- donde: N_d = axil de diseño;
 E = modulo elástico;
 I_x = inercia de la sección;
 H = altura del muro

3.3.2. Local

Para todas las hiladas, o por lo menos en las más críticas se debe comprobar los siguientes criterios de estabilidad y resistencia de materiales. A continuación se muestra el equilibrio gráfico de fuerzas en la figura 3.5 y en la ecuación [3.9] el cálculo de la tensión vertical provocada por las solicitaciones.

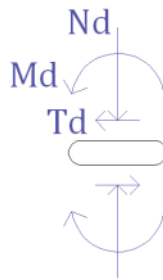


Figura 3.5 Esfuerzos a los que está sometida la sección de una hilada.

$$\sigma_v = \frac{N_D}{A} + \frac{(M_D + T_D z) \cdot Y_{\max}}{I_x} \quad [3.9]$$

3.3.2.1. Estabilidad

- *Vuelco local*: la hilada debe permanecer estable para que no se produzca un colapso local.

$$M_D + T_D h < \frac{N_D b}{2} \quad [3.10]$$

- *Deslizamiento local*: el cortante debe ser resistido por la suma del rozamiento de la hilada y la contribución de las púas del alambre.

$$T_D < c \cdot A + N_D \mu \quad [3.11]$$

3.3.2.2. Capacidad resistente

Las tensiones de compresión transferidas al adobe y de tracción al saco, deben ser resistidas por estos materiales para que no se produzca un fallo local del muro.

- *Agotamiento del adobe:* el adobe resiste la tensión vertical cuando ésta es de compresión.

$$\sigma_v < \sigma_{\text{adobe}} \quad [3.12]$$

$$\sigma_v = \frac{N_D}{A} + \frac{(M_D + T_D h) \cdot Y_{\text{max}}}{I_x} \quad [3.13]$$

- *Agotamiento del saco:* una fuerza vertical transmite tensiones verticales de compresión, pero en sentido horizontal aparecen tracciones que el adobe no es capaz de resistir, tal como se muestra en la figura 31. El saco debe ser capaz de resistir ésta tracción en su superficie.

$$\sigma_h < \frac{2 \cdot T_{\text{saco}}}{h} \quad [3.14]$$

Esta fórmula también se puede expresar en términos de tensión vertical si se emplea el concepto de coeficiente de empuje al reposo.

$$\sigma_v < \frac{2 K_p T_{\text{saco}}}{h} \quad [3.15]$$

- *Desgarro del saco:* la contribución de las púas tiene la limitación mecánica de desgarrar al saco. Restando al cortante el término de la fricción entre sacos, nos queda la fuerza que resiste las púas, y ésta debe ser inferior a la fuerza de desgarro del saco.

$$T_D - N_D \mu < T_{\text{desgarro}} \quad [3.16]$$

donde: N_D = axil de diseño;
 T_D = cortante de diseño;
 μ = fricción entre sacos;
 T_{desgarro} = tracción máxima que desgarrar el saco

3.4. ANALISIS PARAMÉTRICO EN MUROS

En este apartado se realizan cálculos para observar la relación y la afectación de los parámetros a la respuesta estructural. En la tabla 3.1 se muestran los valores que se van a utilizar en este apartado para variar los parámetros, de manera que se obtendrá la variación de la respuesta estructural a estudio. Los valores en negrita son los que se toman por defecto, en caso de que no se estudie ésta variable directamente.

Tabla 3.1 Valores para analizar la influencia de los parámetros a los modos

Dimensiones geométricas	Ancho de saco	B (m)	0,2	0,3	0,4	0,5
	Ancho hilada	b (m)	0,05	0,08	0,10	0,13
	Altura hilada	h (m)	0,15	0,23	0,30	0,38
	Altura del muro	H (m)	0,5	1	1,5	2
Características mecánicas	Densidad	D (kN/m ³)	16	17,5	19	20,5
	Coefficiente de empuje al reposo	K _p	2	2,5	3	3,5
	Módulo elástico del adobe	E _{adobe} (kN/m ²)	10000	11667	13333	15000
	Tensión límite último adobe	f _{adobe} (kN/m ²)	2000	2333	2667	3000
	Tracción límite en el saco	T _{saco} (kN)	10	11,67	13,33	15
	Resistencia de 4 púas	C _{alambre} (kN/m ²)	5	5,67	6,33	7
	Fricción entre sacos	μ _{sacos}	0,40	0,49	0,58	0,67
Solicitación	Fuerza normal	N _D (kN)	1	5	10	15
	Fuerza tangencial	T _D (kN)	0	0,67	1,33	2
	Momento	M _D (kNm)	0	0,3	0,6	0,9

Todos los valores de la tabla 3.1 se han escogido cuidadosamente para realizar un estudio lo más representativo posible de los muros de superadobe que se han construido hasta el momento. Los valores de características mecánicas se toman de los resultados de los estudios que se han comentado en el capítulo 2.3.1, las solicitaciones se estiman a partir de las cargas que recibe el muro en coronación, como puede ser el peso de la cubierta, la sobrecarga de uso, el viento y la nieve. En cuanto las dimensiones, se han tomado los valores habituales de proyectos y construcciones de superadobe.

3.4.1. Modos de colapso habituales

Con el fin de estudiar qué modos de colapso son más probables, se realiza una curva de interacción del axil y cortante. Para ello se programan las inecuaciones correspondientes [3.5], [3.6], [3.7], [3.8], [3.10],[3.11], [3.13], [3.15] y [3.16] variando el valor del axil y el cortante. Las inecuaciones delimitan una región de cumplimiento simultáneo de todos los criterios. A continuación se muestra la representación gráfica de los resultados obtenidos del cálculo iterativo.

En la figura 3.6 a la izquierda se muestran graficadas todas las inecuaciones, y a la derecha un zoom de la zona de simultáneo cumplimiento de algunas de ellas. La región “segura” corresponde al interior de los límites establecidos por las inecuaciones correspondientes al pandeo y vuelco global, tal como se resalta en color amarillo en la figura 3.6. La curva de agotamiento por pandeo es una recta constante que establece el límite de axil máximo, mientras que la curva de vuelco general parte de cero y mantiene una pendiente constante, que delimita la relación entre axil y cortante. La recta correspondiente a la tracción máxima del saco se encuentra por encima de la rotura por pandeo, pero mantiene una tendencia ligeramente a la baja a medida que se incrementa el

cortante, por lo que en algún caso con poca altura de muro y gran carga axial, podría ser una comprobación crítica.

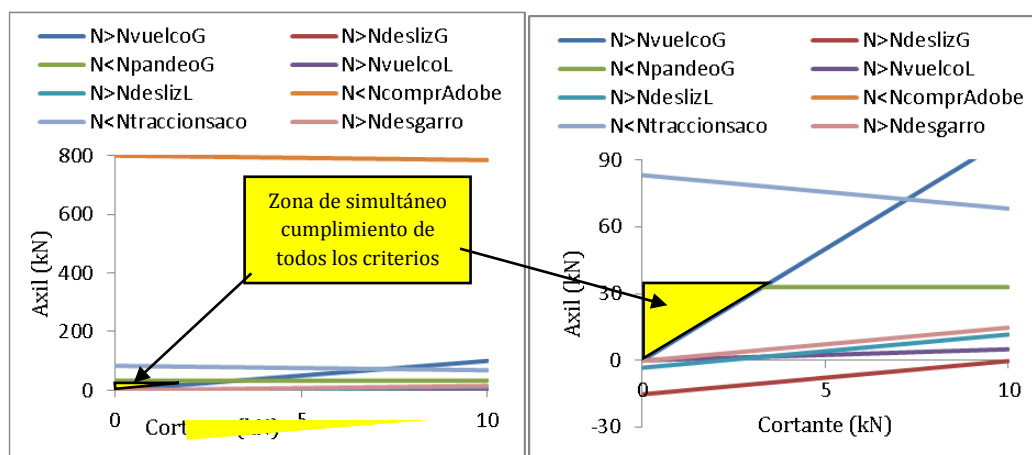


Figura 3.6 Criterios de estabilidad y resistencia de materiales.

Por otra parte, el agotamiento del adobe por compresión resulta ser un caso muy alejado de los demás modos de colapso. Esto quiere decir que una baja resistencia del adobe a priori no debe preocuparnos. Las cargas de servicio de los muros de adobe suelen estar comprendidas entre los siguientes pares de valores:

- ($N_{D,\min} = 5 \text{ kN}$, $T_{D,\max} = 2 \text{ kN}$)
- ($N_{D,\max} = 15 \text{ kN}$, $T_{D,\max} = 2 \text{ kN}$)

Con estos valores parece que la estructura colapsaría por vuelco en ambos casos. No obstante cabe señalar que en los cálculos no se ha considerado el efecto de traba de los muros perpendiculares a ellos, que son habituales en un edificio de planta rectangular. Lo que el efecto de traba le resta importancia en casos de no satisfacer la estabilidad frente al vuelco.

3.4.2. Influencia de los parámetros a los modos de colapso

Para estudiar la influencia de la variación de distintos parámetros a la seguridad estructural, se observa la evolución del máximo entre de los cocientes "Solicitación/Resistencia" de los criterios establecidos en el capítulo anterior. En las figuras de este capítulo se representa en el eje de ordenadas la variación (en tanto por 1) de la seguridad estructural, y el eje de abscisas la variación (en tanto por 1) de la variable a estudio. Una variación positiva significa que el modo de colapso en cuestión evoluciona desfavorablemente, mientras que una variación negativa refleja un efecto favorable a la seguridad estructural.

3.4.2.1. Colapso por vuelco global

En la figura 3.7 se presenta los resultados de la variación de la seguridad estructural con la variación de los parámetros que afectan al colapso de la estructura por vuelco global. Los cálculos referentes a este modo de fallo corresponden a la inecuación [3.5].

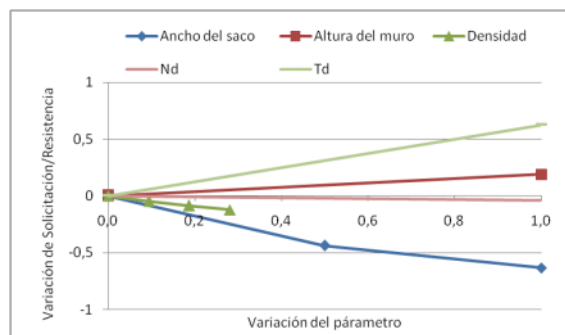


Figura 3.7 Afectación de los parámetros al vuelco global.

Se observa que las variables que más influencia tienen a la seguridad del vuelco global son el ancho del saco y el cortante. Un aumento del 50% del ancho de saco supone una mejora del 50% en la seguridad al vuelco global. Presenta una tendencia favorable a pesar que va perdiendo influencia cuando se aumenta el 100% de su valor inicial. La densidad también presenta una influencia favorable, pero tiene un rango de menor afectación, ya que es una variable que difícilmente se puede modificar. En menor medida, el axil, resulta favorable. Puede parecer que el axil que es el que provoca el momento estabilizador debería tener una tendencia altamente favorable, pero cabe señalar que estos cálculos están hechos para un caso particular, por lo que cada caso debe ser comprobado.

Por otra parte, el aumento del cortante y la altura del muro, comportan un importante momento que provoca el vuelco global del muro. Por ello estas variables presentan importantes pendientes hacia la inseguridad.

3.4.2.2. Colapso por deslizamiento global

En la figura 3.8 se presenta los resultados de la variación de la seguridad estructural con la variación de los parámetros que afectan al colapso de la estructura por deslizamiento global. Los cálculos referentes a este modo de fallo corresponden a la inecuación [3.6].

Los parámetros relacionados con aumentar la normal; como son la densidad, la altura de la pila y el ancho del saco, muestran todos una tendencia positiva. Estas variables incrementan el volumen y por tanto el peso vertical que hace de momento estabilizador. El ancho del saco además aumenta el brazo del momento, por esto es la segunda variable que más influye favorablemente al deslizamiento.

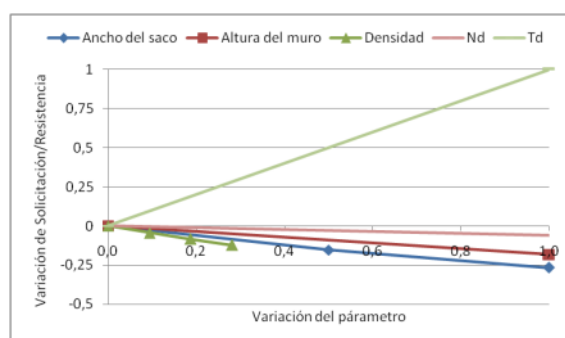


Figura 3.8 Afectación de los parámetros al deslizamiento global.

Por otra parte, el cortante es el único parámetro que afecta a la sollicitación, y por ello mantiene una tendencia siempre desfavorable y constante. Destacar que un aumento del 100% al axil, provoca una disminución del 100% en la relación entre sollicitación y resistencia.

3.4.2.3. Colapso por hundimiento

En la figura 3.9 se presenta los resultados de la variación de la seguridad estructural con la variación de los parámetros que afectan al colapso de la estructura por hundimiento. Los cálculos referentes a este modo de fallo corresponden a la inecuación [3.7].

A pesar de ser un cálculo geotécnico y propio de un proyecto de cimentaciones, en la presente tesina sólo se analiza la influencia de los parámetros de la estructura para condicionar el colapso por hundimiento. Para el cálculo de éste, se considera que el suelo tiene una capacidad portante de 200 kN/m².

Se observa en la figura 3.9 que las variables que incrementan la presión son desfavorables al hundimiento. Éstas son la densidad, la altura del muro y el axil en coronación, y todas ellas mantienen una tendencia constante a lo largo de su dominio. Sin embargo el ancho del saco tiene un doble efecto. A pesar de que el aumento de éste incrementa el peso que se ha de repartir al pie de la estructura, es también el parámetro clave que reduce la tensión que se transmite en el suelo.

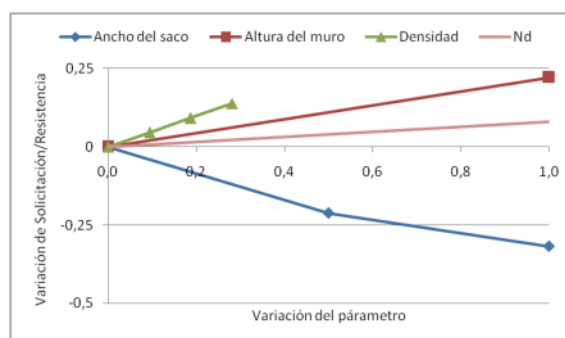


Figura 3.9 Afectación de los parámetros al hundimiento.

Aun así, su efecto favorable es mayor que el desfavorable, por lo que puede resultar una medida eficiente para reducir la probabilidad de colapso por hundimiento. Un ejemplo de este efecto doble se muestra en la figura 3.9 donde se observa una variación de la seguridad al hundimiento a partir del aumento del 50% del ancho del saco.

3.4.2.4. Colapso por pandeo

En la figura 3.10 se presenta los resultados de la variación de la seguridad estructural con la variación de los parámetros que afectan al colapso de la estructura por pandeo. Los cálculos referentes a este modo de fallo corresponden a la inequación [3.8].

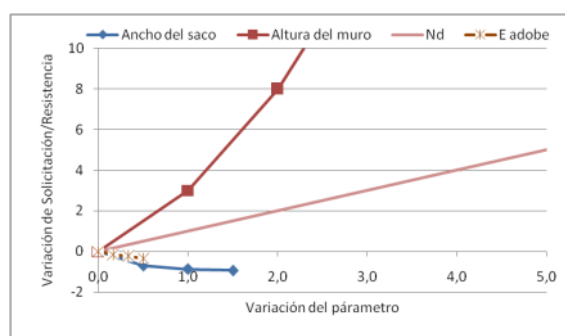


Figura 3.10 Afectación de los parámetros al pandeo.

En la figura 3.10 se observa que la variable que más influye de manera favorable al pandeo es el ancho del muro. La tendencia es positiva sobre todo al inicio, pero cuando se llega a una variación del 100% se estabiliza la afectación. En menor medida y de forma lineal, el módulo elástico del adobe también contribuye de manera favorable.

En cuanto a la influencia desfavorable para el pandeo, la altura del muro supone una influencia muy importante, ya que ésta afecta cúbicamente a la carga crítica de Euler. La variación del axil mantiene una relación de uno a uno en la variación del cociente entre sollicitación y resistencia, por lo que también es un parámetro importante.

3.4.2.5. Colapso por vuelco local

En la figura 3.11 se presenta los resultados de la variación de la seguridad estructural con la variación de los parámetros que afectan al colapso de la estructura por vuelco local. Los cálculos referentes a este modo de fallo corresponden a la inequación [3.10]. Tal y como se refleja en la figura 3.11, el aumento de las variables relacionadas con el momento estabilizador como el ancho de la hilada y el axil, mejoran sustancialmente la seguridad frente el vuelco local. El ancho del saco tiene una repercusión directa con el brazo del momento estabilizador, y a diferencia del caso de colapso por vuelco global, no se considera el peso de la hilada a estudio, por ser éste inferior respecto al axil que ha de resistir. Referente a la influencia desfavorable, se observa que la altura de la hilada incrementa el momento desestabilizador y reduce considerablemente la seguridad al vuelco local.

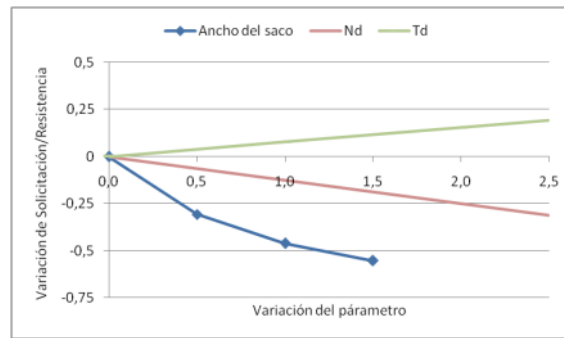


Figura 3.11 Afectación de los parámetros al vuelco local.

3.4.2.6. Colapso por deslizamiento local

En la figura 3.12 se presenta los resultados de la variación de la seguridad estructural con la variación de los parámetros que afectan al colapso de la estructura por deslizamiento local. Los cálculos referentes a este modo de fallo corresponden a la inecuación [3.11].

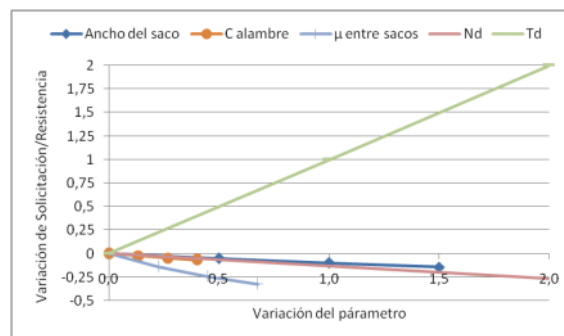


Figura 3.12 Afectación de los parámetros al deslizamiento local.

En la figura 3.12 se observa que la fricción resulta el parámetro más influyente para incrementar la seguridad al deslizamiento. El rango de variación de la fricción no es muy amplio, pero si es posible aumentarla mediante la colocación de materiales rugosos en la interface entre la pila de sacos y el suelo. Otros parámetros que favorecen la seguridad frente el deslizamiento pero de manera menos importante son el axil que incrementa la normal, la contribución del alambre y el ancho del saco. De todos ellos el ancho del saco y la contribución del alambre tienen poco rango de afectación, ya que no pueden experimentar una variación importante.

3.4.2.7. Colapso por compresión excesiva del adobe

En la figura 3.13 se reflejan los resultados de la variación de la seguridad estructural con la variación de los parámetros que afectan al colapso de la estructura por compresión excesiva en el adobe. Los cálculos referentes a este modo de fallo corresponden a la inecuación [3.13].

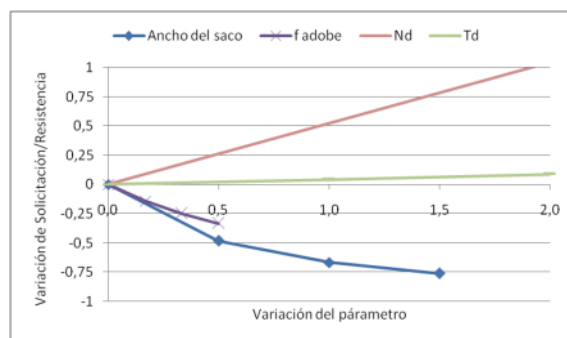


Figura 3.13 Afectación de los parámetros a la compresión del adobe.

Se aprecia que las variables que mejoran la capacidad resistente frente a la compresión excesiva del adobe son: el ancho de la hilada, permite repartir las tensiones, y el límite elástico que permite alcanzar tensiones superiores en el adobe. Se observa que la curva que describe la variación del ancho del saco no es lineal. Esto se debe a que el ancho del saco tiene una influencia lineal sobre la sollicitación axial, pero no es en la flexión. Por esto la curva de la influencia en la compresión no tiene una pendiente constante. En cuanto a la afección del módulo de rigidez del adobe mantiene una relación lineal, pero con un rango menor que el ancho del muro. Hay que destacar que la estabilización con cemento o cal es una buena solución para aumentar el límite elástico.

Por último, las tensiones de compresión del adobe, se ven incrementadas aumentando el axil y, en menor medida, por la flexión que provocada por la fuerza horizontal. El aumento del 100% del axil aumenta en un 50% la relación entre la sollicitación y la resistencia de la comprobación de la compresión en el adobe.

3.4.2.8. Colapso por tracción excesiva en el saco

En la figura 3.14 se presentan los resultados de la variación de la seguridad estructural con la variación de los parámetros que afectan al colapso de la estructura por tracción excesiva en el saco. Los cálculos referentes a este modo de fallo corresponden a la inecuación [3.15].

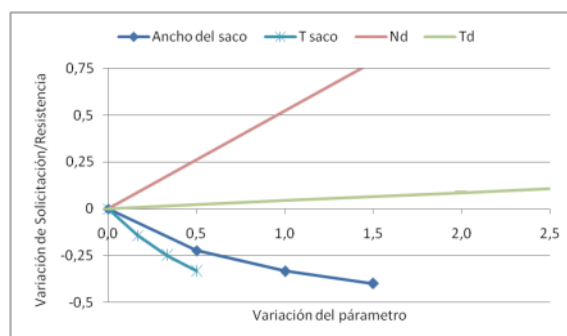


Figura 3.14 Afectación de los parámetros al agotamiento por tracción del saco.

Tal y como se observa en la figura 3.14, la tracción última del saco es el parámetro que más influencia favorable presenta en la comprobación de la tracción excesiva del saco.

Con los valores de saco que se ha experimentado, aunque todos tenían una tracción límite similar, es posible conseguir sacos que resistan más. Un aumento del 50% de la tracción última del saco provoca una disminución del 30% en el riesgo de romper el saco por tracción, por lo que en caso de probabilidad de rotura del saco, puede solucionar el problema.

Por otra parte el ensanchamiento del saco también muestra una influencia favorable. Al ser más ancho presenta también una altura de hilada mayor, reduciendo la tensión que debe resistir el saco. Al ser una variable con mayor rango de variación, se puede mejorar la seguridad a la tracción del saco en un 45% si se aumenta un 150%. Puede parecer mucho, pero en las partes bajas de los muros es habitual colocar contrafuertes o ensanchar el muro.

3.4.3. Influencia de los parámetros al factor de seguridad

En este apartado se analiza la afectación de los parámetros al mínimo de los cocientes entre sollicitación y resistencia de los criterios establecidos por las inecuaciones: [3.5], [3.6], [3.7], [3.8], [3.10], [3.11], [3.13], [3.15] y [3.16]. Un valor inferior o igual a uno en el eje de abscisas significa que se cumplen todos los criterios simultáneamente, en caso contrario se debe interpretar que al menos uno de ellos no verifica y, en consecuencia, no es seguro. Para fijar los parámetros se utilizan los valores que se muestran a continuación, pero el parámetro a estudio es variable tal como se muestra a continuación.

B =	0,4 m	T _{saco} =	10,00 kN
H =	2,0 m	Calambre =	5,50 kN/m ²
D =	19,0 kN/m ³	μ _{entre sacos} =	0,67
K _p =	2,6	N _D =	10 kN
E _{adobe} =	10,00 kN/m ²	T _D =	1 kN
f _{adobe} =	2000 kN/m ²		

Para estudiar bien la influencia de los parámetros, se proponen tres casos para la variación de las cargas:

- Variación del axil y cortante nulo.
- Variación del cortante y axil de 10 kN.
- Variación del axil y el cortante de la misma manera.

De esta manera el estudio abarca más posibilidades y se puede comprender mejor el funcionamiento de los parámetros.

3.4.3.1. Ancho del muro

En la figura 3.15 se muestran los resultados de la influencia del ancho del saco a la comprobación crítica para tres casos de variación de carga. De esta manera se evalúa la afección real del ancho del saco a la seguridad estructural global.

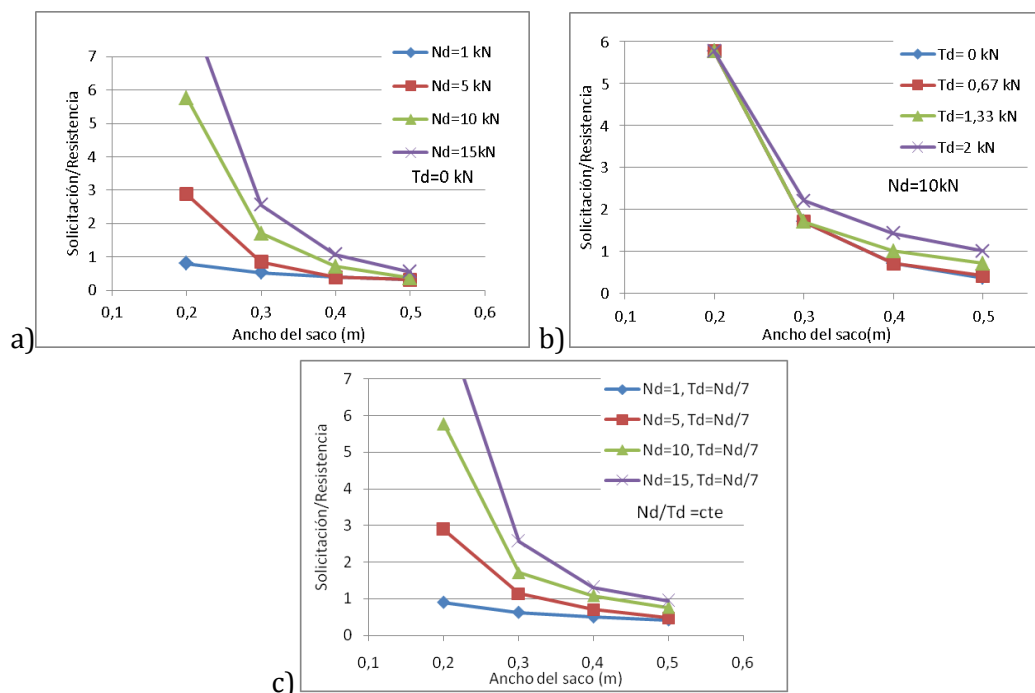


Figura 3.15 Influencia del ancho del saco a la seguridad estructural.

En la figura 3.15 se observa que el aumento del ancho del muro tiene una influencia muy importante para la seguridad estructural, ya que la amplitud de la variación del cociente entre la solicitación y la resistencia es importante. En cambio de pendiente expresa que se producen distintos mecanismos de colapso. En la figura 3.15b) se aprecia que a mayor cortante, más influye el ancho del saco, contrariamente a lo que podría parecer. Esto se debe a que al aumentar el ancho de saco, indirectamente, la hilada gana altura y se incrementan las tensiones del momento producidas por la fuerza horizontal. Se observa en la figura 3.15 c) que aun manteniendo la relación entre axil y cortante constante, para axil alto se produce pandeo, y para axil bajo el criterio crítico es el de vuelco local.

3.4.3.2. Altura del muro

En la figura 3.16 se muestran los resultados de la influencia de la altura del muro a la comprobación crítica para tres casos de variación de carga. De esta manera se puede evaluar la afección real de la altura del muro a la seguridad estructural global.

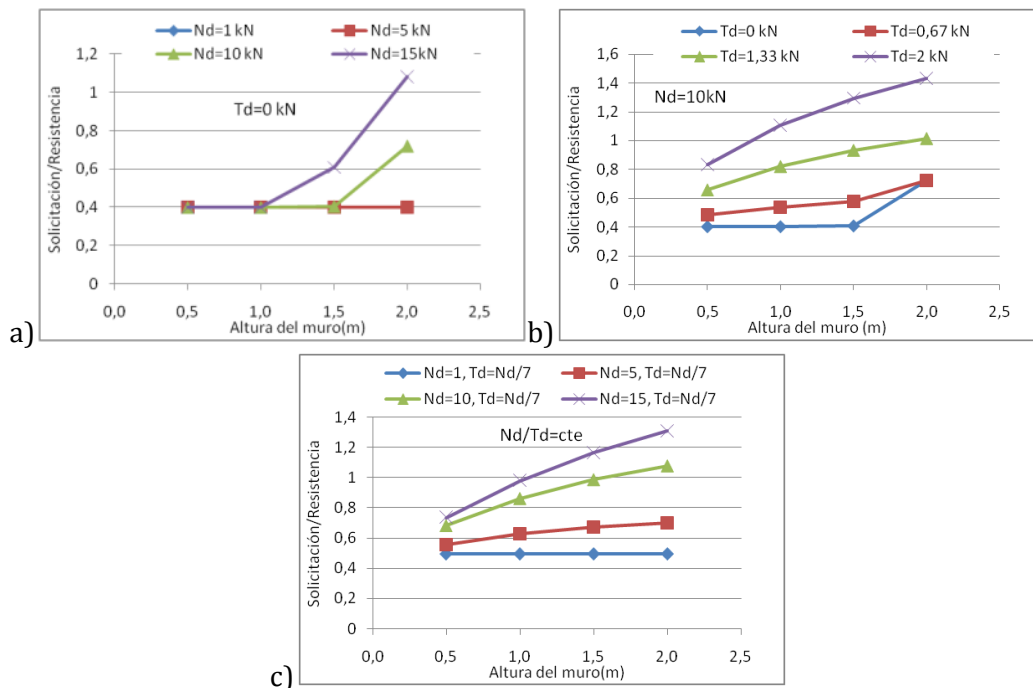


Figura 3.16 Influencia de la altura del muro a la seguridad estructural.

Para la figura 3.16 a) donde no hay presencia de cortante, se observa que cuando el axil es alto, se produce colapso por pandeo. En caso contrario, tiene una influencia nula, ya que el colapso se da por vuelco local, sin verse afectado por una mayor altura del muro. Cabe destacar que el colapso por vuelco local se produce por el momento debido al axil y excentricidad, y no por la componente horizontal y la altura de la hilada.

En la figura 3.16 b) y c) se observa que también hay un tramo horizontal correspondiente a vuelco local y se da para cortantes pequeños. A mayor altura se produce colapso por pandeo. En el caso de cortante altos el cociente crítico es el del vuelco global.

3.4.3.3. Densidad

En la figura 3.17 se muestran los resultados de la influencia de la densidad a la comprobación crítica para tres casos de variación de carga. De esta manera se puede evaluar la afección real del peso del muro a la seguridad estructural global. En las figuras 3.17 a), b) y c) se aprecian curvas con tramos horizontales que corresponden a vuelco local y los demás a vuelco global. Se observa que la densidad solamente afecta cuando varía el cortante. Esto es debido a que el peso propio del adobe se considera para el vuelco global y no para el local (el axil que le llega a la hilada contabiliza el peso propio de la parte de la estructura que tiene por encima).

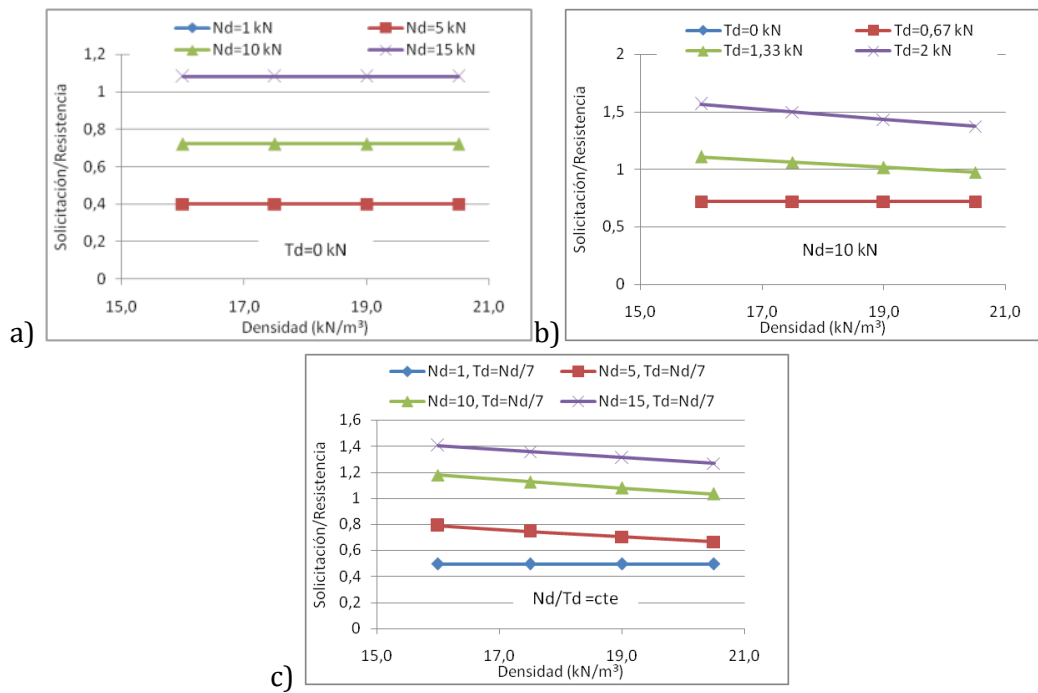


Figura 3.17 Influencia de la densidad del adobe a la seguridad estructural.

3.4.3.4. Modulo elástico de la hilada

En la figura 3.18 se muestran los resultados de la influencia del módulo elástico de la hilada a la comprobación crítica para tres casos de variación de carga. De esta manera se puede evaluar la afección real de la rigidez de la hilada a la seguridad estructural global.

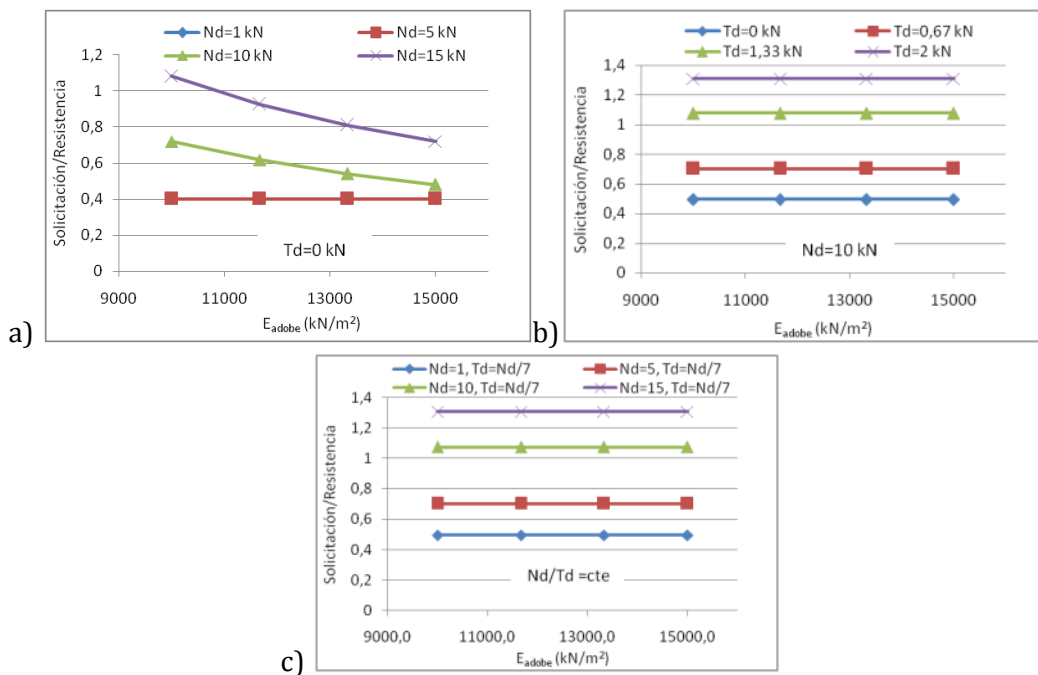


Figura 3.18 Influencia del modulo elástico a la seguridad estructural.

Tal y como se muestra en la figura 3.18 variaciones del módulo elástico solo afectan a la seguridad estructural cuando el criterio crítico es el pandeo. Éste solo se produce para axil alto y cortante bajo, ya que de lo contrario se produce vuelco local. En la figura 3.18 a) se observa una influencia importante, ya que de tener un módulo de 10000 kN/m² y al pasar a 15000 kN/m² se da una variación favorable del 40% en la seguridad estructural.

3.4.3.5. Límite elástico

En la figura 3.19 se muestran los resultados de la influencia del límite elástico de la hilada a la comprobación crítica. De esta manera se puede evaluar la afección real del límite elástico a la seguridad estructural global.

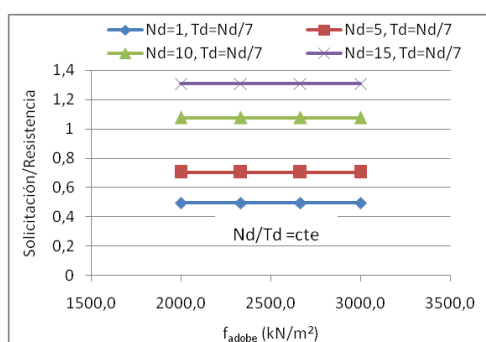


Figura 3.19 Influencia del límite elástico del adobe a la seguridad estructural.

En la figura 3.19 se observa que las curvas de las variaciones del límite elástico del adobe son rectas de pendiente nula, esto indica que no afectan al criterio crítico. Sólo va a influir en la seguridad estructural en caso de que el criterio crítico sea el de compresión excesiva del adobe, ya que es la única comprobación que toma se ve afectada por el límite elástico de la hilada. Tal como se ha comentado anteriormente y como lo refleja la figura 3.6, el agotamiento por excesiva compresión en el adobe raramente va a ser el criterio crítico, ya que antes se producen otros mecanismos de colapso que se desarrollan a menor carga.

3.4.3.6. Tracción límite en el saco

En la figura 3.20 se muestran los resultados de la influencia de la tracción límite del saco a la comprobación crítica. De esta manera se puede evaluar la afección real del saco a la seguridad estructural global.

Se observa en la figura 3.20 que las curvas de la variación de la tracción límite del saco son tramos rectos con pendiente nula. Esto refleja que la tracción límite del saco no afecta al criterio crítico. Con la geometría, las características mecánicas y las solicitaciones escogidas en este capítulo, no es posible el colapso por tracción excesiva en el saco. Como indica la figura 3.6, sí que puede ser el criterio crítico en determinadas configuraciones,

por lo que es conveniente verificar que la tracción límite del saco es suficiente para no tener problemas en los muros.

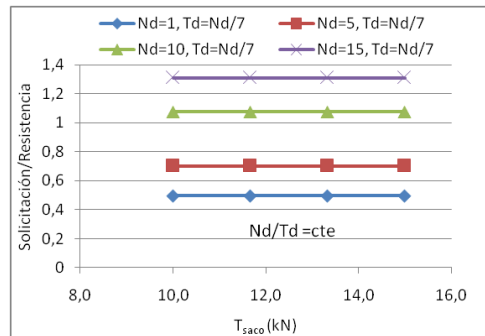


Figura 3.20 Influencia de la tracción límite del saco a la seguridad estructural.

3.4.3.7. Contribución del alambre

En la figura 3.21 se muestran los resultados de la influencia de la contribución de las púas del alambre a la comprobación crítica. De esta manera se puede evaluar la contribución real del alambre a la seguridad estructural global.

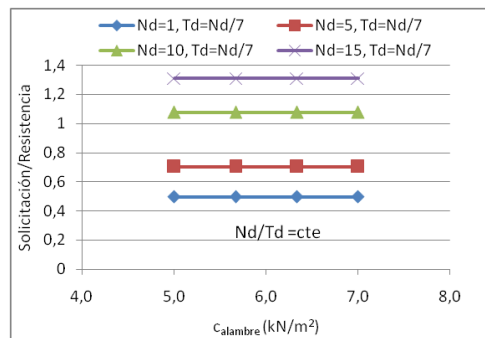


Figura 3.21 Influencia de la contribución del alambre a la seguridad estructural.

Tal como se muestra en la figura 3.21 las curvas de la variación de la contribución del alambre son rectas con pendiente nula. Esto refleja que no hay contribución del alambre al criterio crítico. En este caso, el mecanismo de vuelco resulta el criterio crítico, en el cual es lógico que el alambre no tenga influencia. Solamente en el caso de que el deslizamiento local resulte ser el criterio crítico va a tener afección. Esto puede suceder para dimensionamientos con grandes anchos de hilada y sometidos a un axil bajo y alto cortante.

3.4.3.8. Fricción entre sacos

En la figura 3.22 se muestran los resultados de la influencia de la fricción entre sacos a la comprobación crítica. De esta manera se puede evaluar la afección real del rozamiento entre sacos a la seguridad estructural global.

En la figura 3.22 se observa que las curvas de la variación de la fricción son rectas de nuevo, por lo que no afectan al criterio crítico. Análogamente al comentario anterior, es debido a que el criterio crítico resultante con los valores escogidos, es el de vuelco. El cual no se ve afectado por la fricción. Solamente en el caso de que la seguridad estructural se viera comprometida por el deslizamiento se apreciaría influencia de la fricción entre sacos.

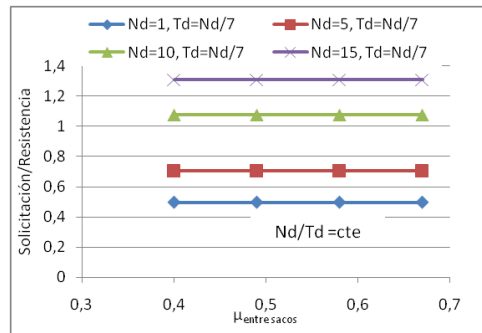


Figura 3.22 Influencia de la fricción entre sacos a la seguridad estructural.

4. MÉTODO DE CÁLCULO DE DOMOS DE SUPERADOBE

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan un método para el cálculo de los domos de superadobe, para comprobar la estabilidad y la resistencia de los materiales. También se analizan otras teorías que estiman esfuerzos y tensiones y que con ellas también se pueden hacer las comprobaciones estructurales.

Hay que destacar los matices entre las cúpulas convencionales y los domos de superadobe. Las cúpulas están formadas por dovelas que culminan, en coronación, con una pieza conocida como clave, que equilibra los esfuerzos. En cambio los domos adoptan la forma de cúpula por aproximación de hiladas consecutivas. La figura 4.1 presenta gráficamente la diferente colocación de los elementos para lograr la estructura.

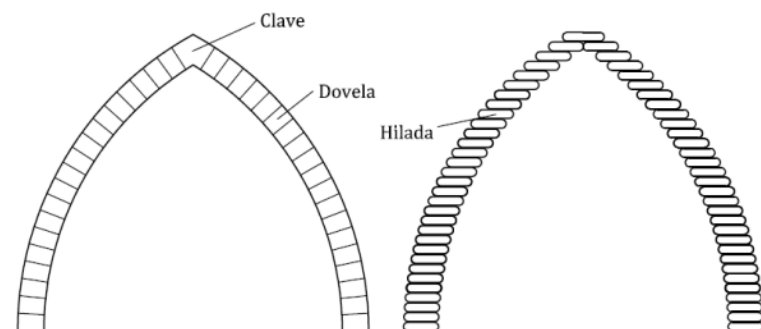


Figura 4.1 Diferencias entre la disposición de los elementos que forman la cúpula.

La diferente disposición de los elementos afecta a la geometría del extradós y también al comportamiento estructural. En la siguiente figura 4.2 las juntas entre los elementos en una cúpula verdadera son perpendiculares a la directriz, por lo que la componente tangencial de la resultante a la sección es fácilmente asumible. Sin embargo, en la cúpula por aproximación de hiladas las juntas son horizontales. Esto conlleva que la resultante tenga una componente tangencial importante que debe ser resistida o transmitida.

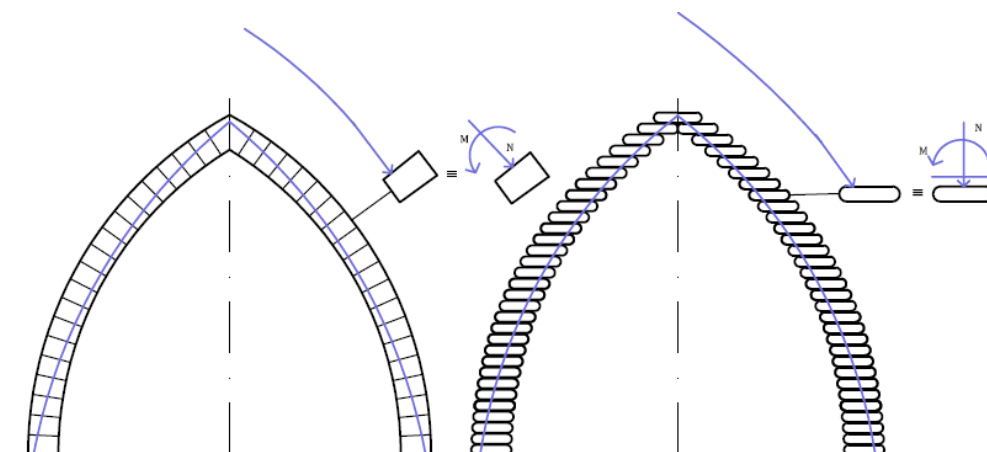


Figura 4.2 Juntas perpendiculares a la directriz en cúpulas verdaderas y horizontales en cúpulas por aproximación de hiladas.

Otra diferencia entre las cúpulas convencionales y los domos de superadobe es el material. Mayoritariamente se han construido de obra de fábrica y más recientemente con hormigón armado, por lo que los métodos de cálculo son apropiados para el comportamiento de éstos materiales. En los domos de superadobe el comportamiento conjunto del adobe y el saco es un tanto peculiar, y debe ser tratado con especial atención para garantizar que trabajen correctamente.

Como se ha comentado en el apartado 2.3.2, en los métodos de cálculo de cúpulas se distinguen dos filosofías: considerar que la cúpula está formada por arcos independientes, o que los arcos están unidos ejerciendo fuerza en los paralelos. En la figura 4.3 se muestra los sistemas de trabajo correspondientes a éstas dos hipótesis.

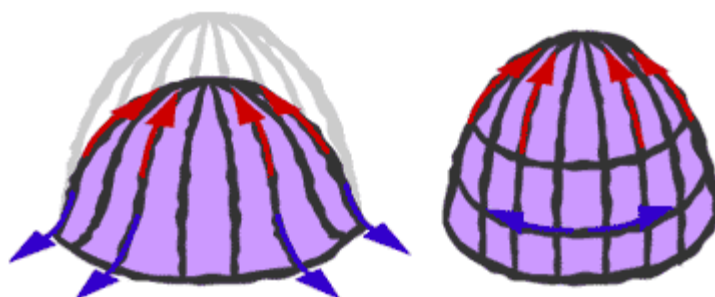


Figura 4.3 Dos comportamientos respecto a la existencia de esfuerzos en los paralelos.

- **Cúpulas sin esfuerzos en los paralelos:** Esta hipótesis es apropiada para cúpulas en las que los paralelos no son continuos. Si la estructura tiene aberturas se interrumpe el paralelo y no puede movilizar el esfuerzo perimetral. Los domos de superadobe no sólo forman parte de la cubierta, como sí lo son la mayoría de cúpulas históricas, sino que tienen aberturas para poder comunicar el interior con el exterior. Esto se consigue mediante puertas, ventanas, lucernarios o huecos para el paso de instalaciones, todos estos elementos suponen una discontinuidad en los paralelos.

Durante la vida útil de la estructura, ésta se deformará e incluso puede que aparezcan fisuras verticales que suban por la parte inferior, debido a las tracciones perimetrales. A la parte izquierda de la figura 4.4 se muestra el detalle de las fisuras verticales en los que se aprecia una interrupción en los paralelos. Si esto sucede en un domo de superadobe, afectará a la resistencia y no se puede confiar en la resistencia de los anillos. De la misma forma, a la derecha, se muestra una abertura de grandes dimensiones que comunica dos domos.

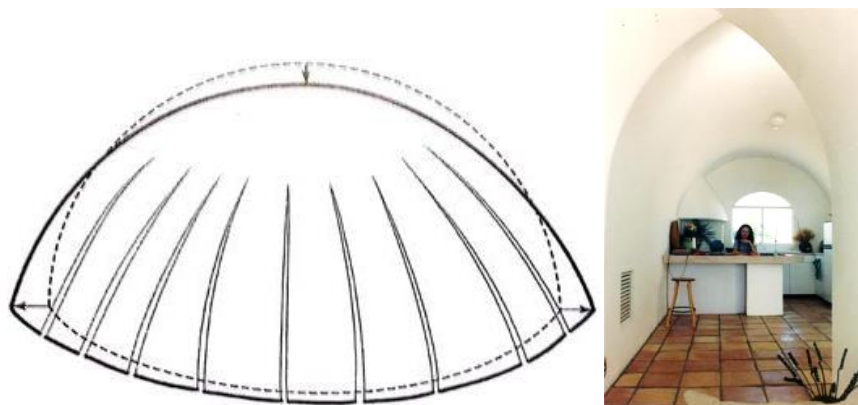


Figura 4.4 Interrupción perimetral debida a grietas verticales o grandes aberturas, de izquierda a derecha.

Un aspecto importante en cuanto a los esfuerzos perimetrales recae en la incertidumbre de resistirlos cuando éstos sean de tracción. Confiar en el saco para resistir las dilataciones del anillo es un tanto arriesgado. El saco de polietileno probablemente sufrirá un proceso de biodegradación, o incluso puede que en la fase de ejecución del revoco se rasgue el saco con la finalidad de que las fibras se adhieran mejor a la mezcla. Y, si el saco no está íntegro y el adobe no es capaz de resistir las tracciones, van a aparecer las fisuras verticales que se han comentado anteriormente.

- **Cúpulas con esfuerzos en los paralelos:** Esta hipótesis es apropiada cuando los paralelos son continuos y pueden comprimir y dilatar indistintamente. Es verdad que en los domos de superadobe el saco puede desaparecer, pero la experiencia dice que el proceso de biodegradación es muy lento, por lo que puede mantenerse íntegro durante la primera década de la vida útil. A esa edad, las hiladas ya están soldadas entre sí y la estructura de piedra resultante tiene cierta capacidad de

resistencia a tracción. Por lo tanto es correcto considerar que las tracciones perimetrales pueden ser resistidas por el saco para edades medias y se debería evaluar la tracción del adobe en función del tiempo.

La figura 4.5 muestra la evolución cualitativa de las resistencias de los materiales, el saco se biodegrada y pierde resistencia. Sin embargo el adobe va mejorando sus propiedades mecánicas a medida que se convierte en piedra.

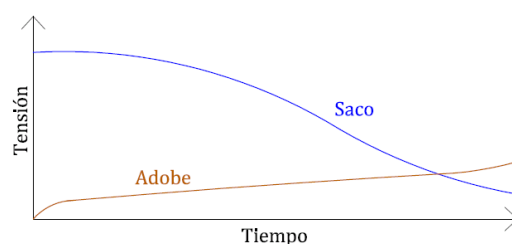


Figura 4.5 Evolución cualitativa de la resistencia de los materiales.

Por otra parte, la geometría más común en los domos de superadobe es la revolución del arco ojival apuntado, que a diferencia de otras curvas más abiertas, optimiza el número máximo de anillos comprimidos perimetralmente. Por ello, no en todas las hiladas se precisa la resistencia a la tracción del saco.

A pesar de las incertidumbres que conlleva la consideración de la resistencia de los anillos, la resistencia del adobe sí debe ser contabilizada. Es una característica mecánica que mejora con el tiempo, y obviarla resulta una postura demasiado conservadora, ya que no aprovecha la virtud de trabajo por la forma de la cúpula. En la figura 4.6 se muestran hiladas de superadobe que actúan como auténticos ladrillos continuos que aportan gran resistencia a la estructura.



Figura 4.6 Anillos continuos en domos de superadobe.

4.2. GEOMETRÍA EN LOS DOMOS DE SUPERADOBE

La cúpula es una estructura de curvatura en altura y en planta. Por motivos de facilidad constructiva, tal como se ha comentado en el apartado 2.2.5, los domos de superadobe se construyen con una curvatura en altura correspondiente a la de un arco

ojival apuntado y de planta circular. Sin embargo el método de cálculo de domos que presenta la tesina permite introducir diversas curvaturas en altura.

A continuación se presenta las ecuaciones del arco ojival equilátero y el arco ojival apuntado por ser las más habituales y facilidad de ejecución. En el apéndice se muestran las expresiones de la curvatura parabólica y la elíptica, ya que puede ser útil en caso de domos particulares o con especial interés de buscar una optimización de los esfuerzos en la estructura.

4.2.1. Arco ojival equilátero

El arco ojival es un arco de dos centros, de radios iguales a la abertura y centros en el intradós del arco opuesto. La figura 4.7 presenta la definición geométrica del arco ojival equilátero.

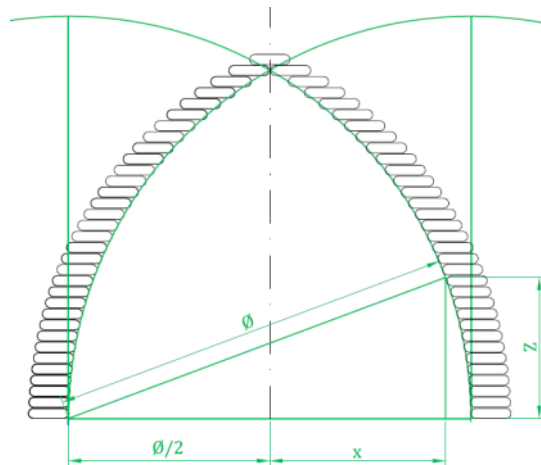


Figura 4.7 Arco ojival equilátero.

Con el fin de poder utilizar la curvatura del arco ojival equilátero, se muestra a continuación la ecuación que relaciona la altura con el radio de la curva.

$$\left(x + \frac{\emptyset}{2}\right)^2 + z^2 = \emptyset^2 \quad [4.1]$$

$$x = \sqrt{\emptyset^2 - z^2} - \frac{\emptyset}{2} \quad [4.2]$$

dónde: x = distancia mínima entre la hilada y el eje del domo;
 \emptyset = diámetro interior en la base;
 z = altura de la hilada;

4.2.2. Ojival apuntado

El arco ojival apuntado es una variación del arco ojival equilátero. En este caso el centro del arco se localiza en de la cúpula. El proceso constructivo que ideó Nader Khalili lleva intrínseco esta geometría. El arco ojival apuntado se establece cuando el compás de altura se fija desde el extradós del domo tal como se muestra en la figura 4.8.

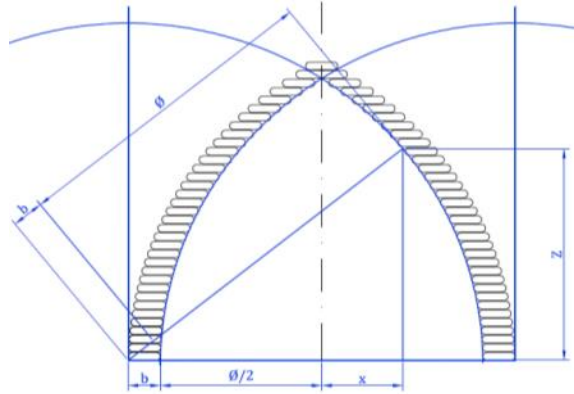


Figura 4.8 Arco ojival apuntado

En cuanto a la relación entre la altura y el radio interior de un arco ojival apuntado, toma en cuenta el ancho de la hilada de la estructura.

$$\left(x + \frac{\phi}{2} + b\right)^2 + z^2 = (\phi + b)^2 \quad [4.3]$$

$$x = \sqrt{(\phi + b)^2 - z^2} - \left(\frac{\phi}{2} + b\right) \quad [4.4]$$

En ocasiones colocar el compás de altura fuera de la cúpula conlleva fijarlo cerca de una puerta o una ventana de gran tamaño, ya que en caso contrario no es posible llegar con la cuerda al intradós de la cúpula. Este requerimiento es un problema frecuente, como se presenta en la figura 4.9, en la construcción de pequeños domos que se acoplan adicionalmente al domo central.

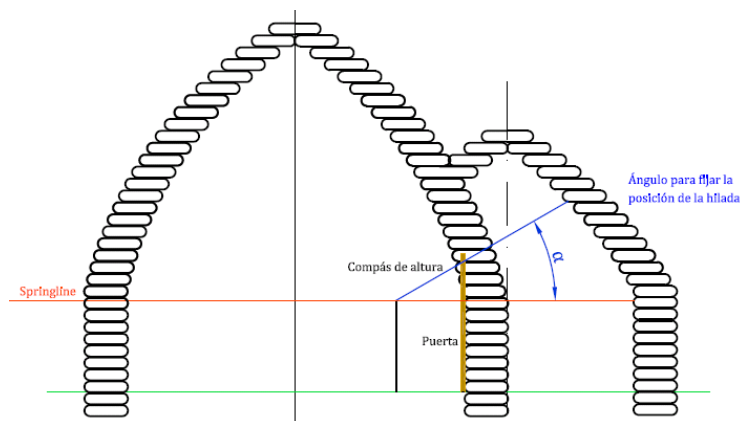


Figura 4.9 Detalle de la problemática de colocar el compás de altura fuera de la cúpula.

Para discernir si las ventajas que ofrece el arco ojival apuntado son importantes respecto a la facilidad constructiva del ojival equilátero se muestran diferencias geométricas entre ellos en la figura 4.10.

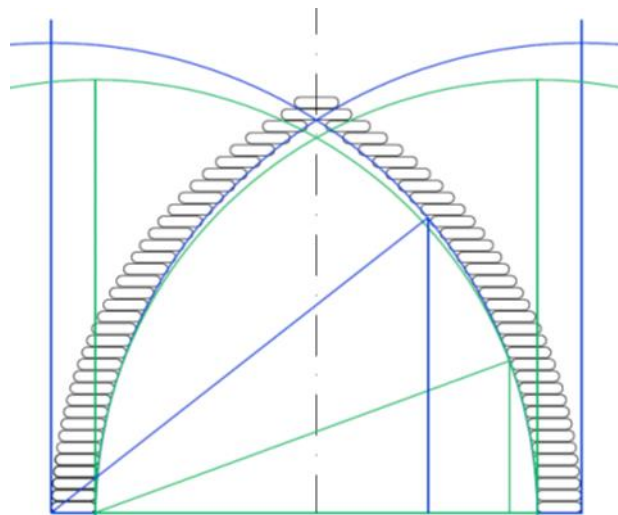


Figura 4.10 Comparación entre la geometría del arco ojival equilátero y apuntado.

Se observa que el arco ojival equilátero es más bajo, resultando una estructura menos pesada. Pero, tal vez, la ventaja del ahorro de peso de la estructura puede resultar más costosa por temas de refuerzo local. En tal caso la curvatura del ojival equilátero es más abierta siendo mayor la componente horizontal de la resultante. En todo caso con esta figura no es posible analizar la variación de la magnitud de la componente horizontal. Se recomienda en fase de proyecto y para cada diseño particular, analizar la variación de la de la respuesta estructural con algún de los métodos que se consideran en la presente tesis.

4.2.3. Curvatura en planta

La curvatura en planta en los domos de superadobe y de *earthbag* siempre se ha construido de forma circular, ya que en el replanteo se utilizan dos cuerdas: el compás de altura y el compás central. Una propuesta de planta elipsoidal, parece descabellada a nivel constructivo, por lo que en este estudio no se va considerar.

4.2.4. Sección transversal efectiva de cálculo

Los domos de superadobe alcanzan la forma de cúpula por la aproximación de hiladas. Esto tiene una implicación directa en la no exactitud de contacto entre hiladas, perdiendo área en el desfase entre sacos consecutivos. Además de la pérdida de área por la colocación de las hiladas, la superficie de contacto efectiva también se ve reducida por la curva de la sección transversal del saco relleno. Éstos después de la fase de apisonamiento presentan un canto combado que sobresale unos 5cm (para un saco de 45cm) de los lados. Tanto la imperfección de la aproximación a la geometría como la curva de la sección

transversal suponen una reducción muy importante en el área de contacto real entre hiladas.

El núcleo central de las secciones corresponde al núcleo central de la hilada. Por lo que en el caso de los domos el núcleo central resulta muy pequeño. Una muestra de las diferencias entre todos los límites se muestran en la figura 4.11.

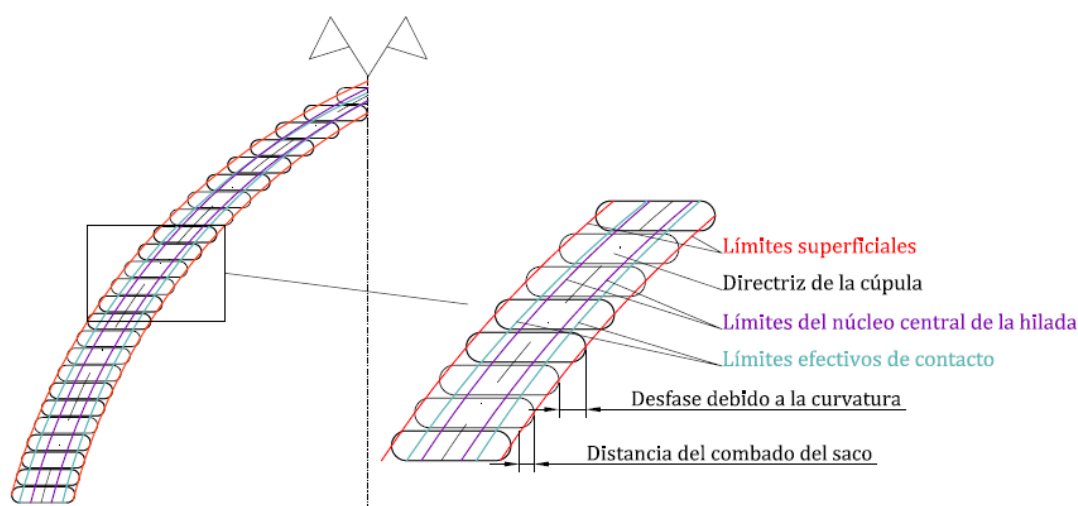


Figura 4.11 Detalle de la reducción de la superficie de contacto efectiva.

4.3. ESTÁTICA GRÁFICA EN DOMOS DE SUPERADOBE

En este apartado se expone el procedimiento a seguir para adaptar el método de estática gráfica para el cálculo de domos de superadobe. La estática gráfica dice que si es posible obtener una línea de presión que quepa en la sección de la cúpula la estructura es segura. Para aplicar éste método se debe calcular una reacción en coronación que se va combinando con la resultante de peso, formando así una línea de empuje. El proceso para calcular la reacción es iterativo, de manera que se varían los parámetros que gobiernan la línea de empuje que son los siguientes:

- Posición vertical de la reacción en la última hilada.
- Inclinación de la reacción.
- Magnitud de la reacción.

En la figura 4.12 se muestran ejemplos de la variación de las condiciones de la reacción y la influencia de éstos a la línea de empujes resultante. Se observa que la influencia de la variación de la posición vertical en la hilada tiene una influencia apenas apreciable, debida a la poca altura de las hiladas. Si la estructura es simétrica y las cargas también lo son, por medio del equilibrio de fuerzas se obtiene que la reacción en coronación debe ser horizontal. Finalmente resulta que el único parámetro variable es la magnitud de la reacción. En cuanto dónde debe encajarla línea de empujes, el teorema

afirma que debe hacerlo en la sección, no es necesario que sea dentro del núcleo central. Ésta última condición garantiza que toda la sección está comprimida, por lo que en caso de que se haga el cálculo de las tensiones debidas al flector, se debe utilizar la formulación correspondiente al área comprimida. En fase de comprobación se recomienda tomar como límites los propios del contacto efectivo que son menos restrictivos.

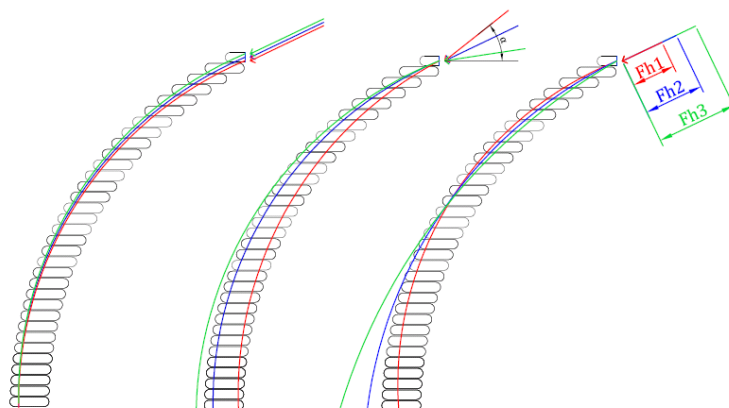


Figura 4.12 Influencia de las variables de gobierno de la línea de empuje.

En la figura 4.13 se muestra el resultado del cálculo realizado mediante un código en VBA. Se itera la fuerza horizontal que genera la línea de empujes para que ésta se ajuste a los límites del contacto efectivo. Para ello se escoge un diseño de 4 m de diámetro interior y 0,3m de ancho de hilada. En la figura 4.13 se observa que la línea de empujes que más se ajusta no consigue estar totalmente comprendida en los límites de contacto efectivo. De un total de 39 hiladas que forman la cúpula sólo 19 cumplen el criterio.

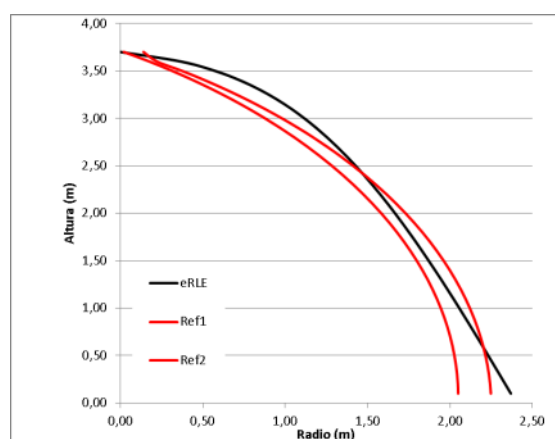


Figura 4.13 Encaje de la línea del método de estática gráfica.

Este resultado es sorprendente ya que estructuras con estas dimensiones se encuentran aún de pie después de realizarles ensayos de simulación sísmica. De ésta manera se demuestra que los domos de superadobe necesariamente movilizan fuerzas perimetrales alrededor de los anillos. Hay que destacar que los límites de contacto efectivo suponen una gran restricción en cúpulas por aproximación de hiladas, a diferencia de cúpulas verdaderas en las que se puede considerar todo el espesor.

De los resultados del método de estática gráfica se concluye que para la geometría tomada no es posible encajar la línea de empujes, así pues una posibilidad es cambiar la curvatura en altura. Entonces una opción es proceder a desplazar ligeramente las hiladas que no encajan en la línea de presión y recalcular. La problemática es que no hay una curva analítica que describa la posición de los sacos por lo que se debe medir manualmente las distancias de cada hilada al eje central. Con éste dato adaptado, se procede a verificar de nuevo si la estructura es segura. Ésta variación del método de estática gráfica mediante prueba y error, tiene como objetivo hallar una configuración que consiga una geometría estable. Si finalmente se halla una geometría óptima cabe destacar que ésta lo será sin considerar la fuerza de los anillos, por lo que si la estructura es capaz de hacerlo, tal vez sea el diseño óptimo de éste método pero no para la cúpula real.

4.4. PROPUESTA PARA EL CÁLCULO DE DOMOS DE SUPERADOBE

Mediante el cálculo de estática gráfica se concluye que los domos de superadobe no sólo reparten las cargas en los meridianos, sino que también lo hacen en los paralelos. Remarcar que si el esfuerzo en los anillos es de compresión se moviliza el adobe y si es de tracción el saco. Como se comenta en el apartado 4.1, no todas las hiladas de los domos son completas, por lo que la resistencia perimetral a tracción de éstas es inferior.

Para el cálculo en una edad determinada se debe garantizar que el saco se encuentre en buen estado y se puede considerar su aportación resistente. De lo contrario la componente horizontal debe ser resistida por rasante entre hiladas.

4.4.1. Propuesta de cálculo de esfuerzos y comprobaciones

La mayoría de las veces no es posible asegurar la seguridad estructural con el método de estática gráfica, por lo que no tiene sentido hacer el cálculo con la línea de presiones. A continuación se propone un método basado en situaciones límite de equilibrio. En este capítulo se consideran las tensiones de compresión en signo negativo y las de tracción positivas.

1. Calcular para cada hilada la curvatura del radio interior con la ecuación correspondiente [4.2], [4.4], [A.3] o [A.5].

$$R1_i = x_i \quad [4.5]$$

A partir del radio interior y el ancho de la hilada, calcular los radios central y exterior para cada hilada.

$$R2_i = x_i + \frac{b_i}{2} \quad [4.6]$$

$$R3_i = x_i + b_i \quad [4.7]$$

Donde b es el espesor del domo, puede valer b o $2b$ en la zona del contrafuerte.

- En función de la colocación de las aberturas, decidir para cada hilada si se consideran continuas o no, tal como se indica en la figura 4.14. En caso afirmativo clasificarla por la capacidad de resistir compresiones, tracciones o ambas.

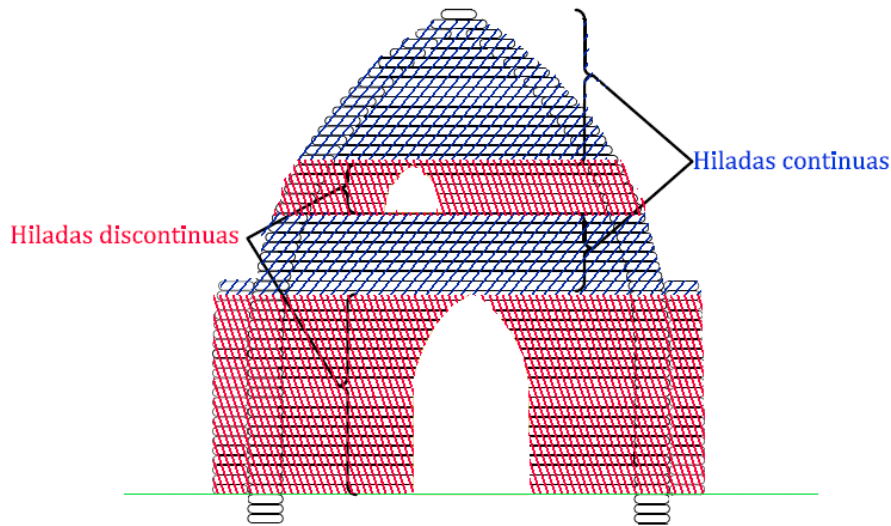


Figura 4.14 Clasificación en hiladas continuas o discontinuas en un domo.

- Para cada hilada calcular los límites de contacto efectivo interior e exterior.

$$R_{ef,int,i} = \frac{R1_i + R1_{i-1}}{2} + 0.05 \quad [4.8]$$

$$R_{ef,ext,i} = \frac{R3_i + R3_{i-1}}{2} - 0.05 \quad [4.9]$$

- Dividir el domo en gajos de ángulo θ constante. Se recomienda que no sea menor a 20° .

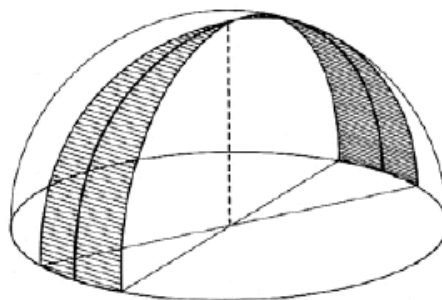


Figura 4.15 División de la cúpula en gajos de ángulo θ .

- Para cada hilada calcular el peso de cada sector.

$$L_i = R2_i \cdot \theta \quad [4.10]$$

$$W_i = \gamma_N \cdot b_i \cdot L_i \cdot h \quad [4.11]$$

- donde: θ = ángulo del gajo del domo dividido;
 i = hilada a estudio;
 $R2_i$ = radio central de la hilada i ;
 L_i = perímetro del radio central del sector de hilada i ;
 γ_N = peso específico del adobe;
 W_i = peso propio del sector de hilada i ;
 b_i = ancho de la hilada i ;
 h = altura de hilada;

6. Para cada hilada calcular el peso total de la estructura que se encuentra por encima de ésta.

$$Wt_i = \sum_{imax}^i W_i \quad [4.12]$$

- donde: Wt_i = peso acumulado en la hilada i ;
 $imax$ = número total de hiladas;

7. Para cada sector de hilada calcular la posición del centro de gravedad de la resultante de peso que tiene por encima.

$$Xg_i = \frac{\sum_{imax}^i W_i \cdot R2_i}{\sum_{imax}^i W_i} \quad [4.13]$$

$$Zg_i = \frac{\sum_{imax}^i W_i \cdot Z_i}{\sum_{imax}^i W_i} \quad [4.14]$$

- donde: Xg_i = Abscisa del centro de gravedad de la resultante del peso que recibe el sector de la hilada i ;
 Zg_i = Altura del centro de gravedad de la resultante del peso que recibe el sector de la hilada i ;
 Z = Altura de la hilada i ;

8. Para cada hilada, calcular la fuerza horizontal máxima y mínima que se generan para que la resultante caiga dentro de los límites establecidos en el punto 3.

$$Fh_{max,i} = Wt_i \cdot \frac{R_{lim,ext,i} - Xg_i}{Zg_i - Z_i} \quad [4.15]$$

$$Fh_{min,i} = Wt_i \cdot \frac{R_{lim,int,i} - Xg_i}{Zg_i - Z_i} \quad [4.16]$$

En la figura 4.16 se muestra el equilibrio que expresan las ecuaciones para el cálculo de la fuerza horizontal que aparece en la hilada para que la resultante caiga dentro del núcleo central de la sección.

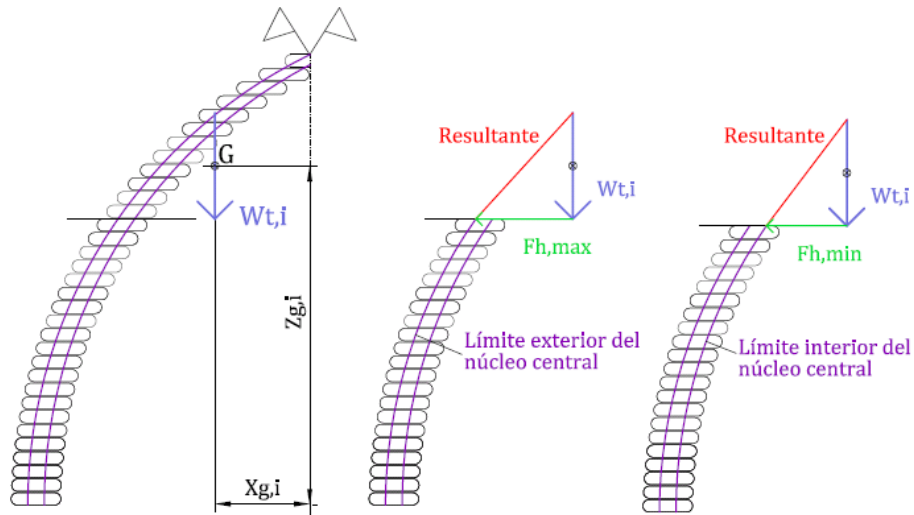


Figura 4.16 Cálculo gráfico para que la resultante caiga dentro de los límites establecidos.

9. Para cada hilada, calcular los esfuerzos de axil vertical, momento flector y cortante o axil perimetral.

$$N_{Dv,i} = Wt_i \cdot \gamma_{G1} \quad [4.17]$$

$$M_{D,i} = N_{Dv,i} \cdot e_i \quad [4.18]$$

- donde: $N_{Dv,i}$ = axil vertical de cálculo en la hilada i ;
 $M_{D,i}$ = momento de cálculo en la hilada i ;
 γ_{G1} = coeficiente parcial de seguridad de cargas permanentes;
 e_i = excentricidad de la resultante en la hilada i ;

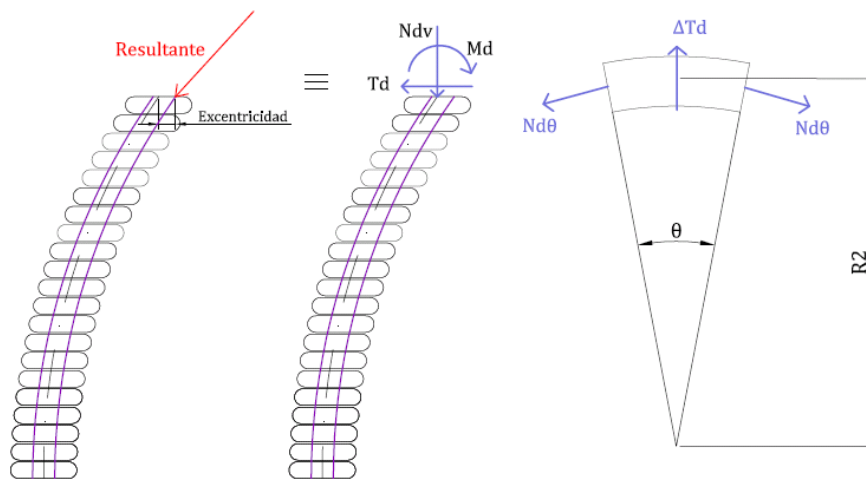


Figura 4.17 Cálculo de esfuerzos.

Para el cálculo del esfuerzo que provoca la componente horizontal se comprueba la clasificación de las hiladas tomadas en el punto 2. Primero se hace el cálculo [4.19], si éste resulta un esfuerzo de compresión o tracción y la hilada es capaz de resistirlo movilizándolo el anillo, entonces se utiliza esa expresión. En caso contrario la hilada resiste por rasante y el esfuerzo se calcula con la expresión [4.20].

$$N_{D\theta,i} = \frac{\Delta F h_i \cdot \gamma_{G1}}{2 \cdot \text{Sen}\left(\frac{\theta}{2}\right)} \quad [4.19]$$

$$T_{D,i} = F h_i \cdot \gamma_{G1} \quad [4.20]$$

- donde: $N_{D\theta,i}$ = axil perimetral de cálculo en la hilada i ;
 $\Delta F h_i$ = Diferencia entre la fuerza horizontal que se aplica en la hilada i y la hilada superior;
 $T_{D,i}$ = fuerza tangencial en la hilada i ;
 γ_{G1} = coeficiente parcial de seguridad de carga permanente;
 θ = ángulo del gajo del domo dividido;

10. Cálculo de tensiones provocadas por los esfuerzos. El esfuerzo axil vertical se reparte en el área de contacto efectivo entre hiladas, produciéndose una tensión axial descrita a continuación.

$$\sigma_{v,i} = - \frac{N_{Dv,i}}{A_{Ef\theta,i}} \quad [4.21]$$

donde: $N_{D\theta,i}$ = axil perimetral de cálculo en la hilada i ;
 $A_{Ef\theta,i}$ = área efectiva de contacto la hilada i ;
 $\sigma_{v,i}$ = tensión vertical en la hilada i ;

A su vez, la fuerza vertical produce una tracción horizontal, es como si la hilada estuviera a compresión uniaxial. Para el cálculo de la tensión horizontal, ésta se toma como una parte de la tensión vertical.

$$\sigma_{h,i} = \frac{\sigma_{v,i}}{K_p} \quad [4.22]$$

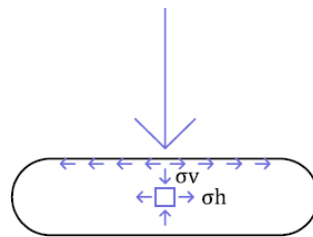


Figura 4.18 Tensión horizontal debida a una carga vertical.

En cuanto al momento, éste provoca una tensión lineal variable cuya máxima y mínima se obtienen con la siguiente expresión.

$$\sigma_{f,i} = \pm \frac{M_{D,i}}{2 \cdot Ix_i} b_i \quad [4.23]$$

donde: b_i = ancho de saco en la hilada i ;
 Ix_i = inercia de la sección en la hilada i ;
 $\sigma_{f,i}$ = tensión en la hilada i debida a la flexión;

La figura 4.19 muestra la tensión variable de la sección, y que sumándose a la axial, se obtiene la tensión final. Se utilizan las expresiones [4.24] y [4.25] para calcular la tensión resultante en el intradós y extradós respectivamente.

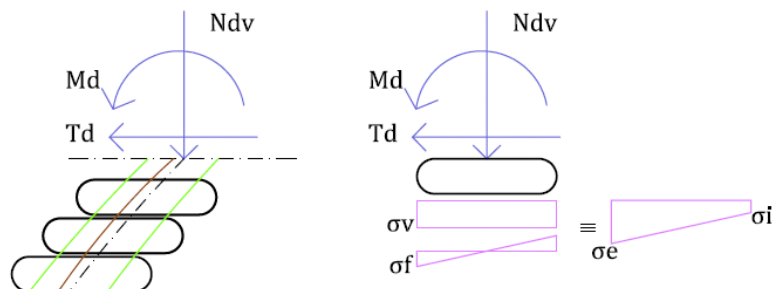


Figura 4.19 El momento provoca tensión de compresión en la mitad de la sección y tracción en la otra.

$$\sigma_{intradós,i} = \sigma_{v,i} - \sigma_{f,i} \quad [4.24]$$

$$\sigma_{extradós,i} = \sigma_{v,i} + \sigma_{f,i} \quad [4.25]$$

Como se ha comentado anteriormente, las hiladas que no son capaces de movilizar fuerzas en el anillo, transmiten la fuerza horizontal por rasante. No es necesario calcular la tensión resultante ya que las comprobaciones correspondientes se realizan en términos de fuerza. Análogamente, si la hilada puede ejercer tensión perimetral, entonces ésta se reparte en toda el área transversal de la hilada.

$$\sigma_{\theta,i} = -\frac{N_{D\theta,i}}{A_{trans}} \quad [4.26]$$

11. Comprobar la de estabilidad y la capacidad resistente de los materiales. Este punto resulta imprescindible para garantizar la seguridad de la estructura. Se proponen un total de trece comprobaciones que se expresan en forma de inecuación, donde la sollicitación debe ser menor que la resistencia para que el criterio se cumpla.

- **Estabilidad global:** Considerando toda la estructura trabajando monolíticamente se ha de verificar que ésta sea estable frente a cargas horizontales externas. Sólo se considera el viento como carga externa horizontal, ya que las fuerzas de sismo deben ser tratadas de manera distinta.

I. Vuelco respecto la base del domo debido a la acción horizontal del viento.

$$M_{desestabilizador} < M_{estabilizador} \quad [4.27]$$

$$\frac{\gamma_{Q1} \cdot q_{viento} \cdot H^2}{2} < \frac{W_{cúpula} \cdot \gamma_{G1}}{\left(\frac{\varnothing}{2} + b\right)} \quad [4.28]$$

donde: γ_{Q1} = coeficiente parcial de seguridad de cargas variables;
 γ_{G1} = coeficiente parcial de seguridad de carga permanente;
 q_{viento} = carga de viento por unidad de superficie;
 H = altura máxima total del domo;
 \varnothing = diámetro interior del domo;
 b = ancho de la hilada;

II. Deslizamiento de la estructura debida a la acción horizontal del viento y por el insuficiente rozamiento del saco con la cimentación.

$$\gamma_{Q1} \cdot q_{viento} < c \cdot A_{ef\theta,base} + N_{k,base} \cdot \mu \cdot \gamma_{G1} \quad [4.29]$$

- donde: $N_{k,base}$ = axil característico de en la primera hilada;
 μ = coeficiente de rozamiento;
 c = resistencia que ofrecen 4 púas por unidad de superficie;
 $A_{ef\theta,base}$ = área efectiva de contacto en la primera hilada;

En la figura 4.20 indica el punto A de vuelco y la superficie de rozamiento en caso de deslizamiento.

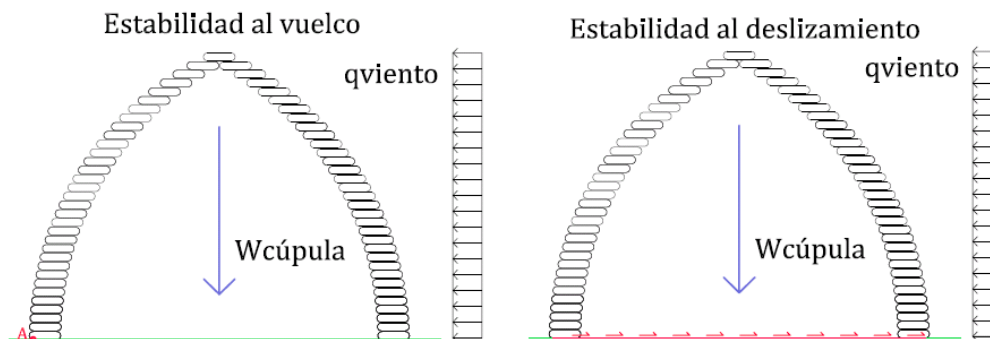


Figura 4.20 Estabilidad global del domo frente la acción horizontal del viento.

- III. Hundimiento producido por excesiva tensión entre el contacto de los cimientos y el terreno.

$$\sigma_{v,base} < Qh_{suelo} \quad [4.30]$$

$$\sigma_v < q N_q s_q d_q i_q + c N_c s_c d_c i_c + 0,5 \gamma_N B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad [4.31]$$

Para una explicación de la formulación de la capacidad portante del suelo de Brinch-Hansen, así como la obtención de los valores para cada parámetro, consultar el modelo que está disponible en cualquier libro de mecánica de suelos.

- IV. Pandeo, debido al fenómeno ampliamente conocido en bigas y relativamente estudiado en cúpulas, se propone usar la siguiente formulación válida en cúpulas de obra de fábrica.

$$\sigma_v < \sigma_{cr} \quad [4.32]$$

$$\sigma_{Dv,max} < \frac{E_{earthbag} \cdot b}{4 \cdot H} \quad [4.33]$$

donde: $\sigma_{Dv,max}$ = tensión vertical de cálculo máxima de todas las hiladas;
 $E_{earthbag}$ = módulo elástico de las hiladas;
 b = ancho de la hilada;
 H = Altura total máxima del domo;

- **Estabilidad local:** Considerando cada hilada como sólido rígido se deben verificar los criterios de estabilidad que se exponen a continuación.

- V. Vuelco hacia el intradós debido al momento producido a la resultante del peso de la estructura que tiene por encima. Para todas las hiladas se debe comprobar la inecuación siguiente.

$$M_{desestabilizador} < M_{estabilizador} \quad [4.34]$$

$$-M_{D,i} < N_{Kv,i} \cdot (R_{2i} - R_{ef,int,i}) \cdot \gamma_{G1} \quad [4.35]$$

- VI. Vuelco hacia el extradós debido al momento producido a la resultante del peso de la estructura que tiene por encima. Para todas las hiladas se debe comprobar la inecuación siguiente.

$$M_{D,i} < \frac{N_{Kv,i} \cdot b \cdot \gamma_{G1}}{2} \quad [4.36]$$

En la figura 4.21 se muestra dos ejemplos gráficos de vuelco local comentados en los puntos anteriores.

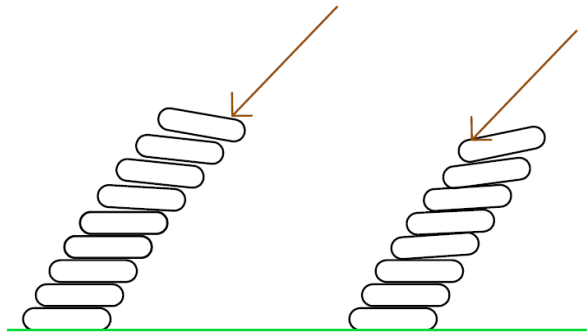


Figura 4.21 Vuelco local hacia el intradós y hacia el extradós, de izquierda a derecha.

- VII. Deslizamiento entre hiladas debido a que la componente horizontal sea superior al rozamiento proporcionado por las púas del alambre la fricción entre sacos. Se debe verificar la siguiente ecuación en las hiladas que no sean capaces de resistir el axil perimetral en los anillos. En la figura 4.22 se muestra un ejemplo gráfico del mecanismo de resistencia del rasante y en la ecuación [4.37] se expresa la comprobación de deslizamiento.

$$T_{D,i} < c \cdot A_{ef\theta,i} + N_{Kv,i} \cdot \mu \cdot \gamma_{G1} \quad [4.37]$$

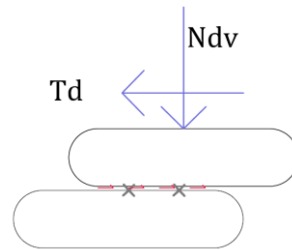


Figura 4.22 Detalle de la resistencia del rasante mediante el alambre y la fricción entre sacos.

- **Resistencia de los materiales:** Para cada hilada se debe comprobar la capacidad de agotamiento del adobe, del saco y el correcto funcionamiento de la interface.
- VIII. Toda la sección de adobe debe estar comprimida. Se considera que el adobe es incapaz de transmitir tracciones por lo que ésta comprobación es necesaria para poder utilizar la formulación que relaciona la tensión normal con el momento flector.

$$0 < \sigma_{intradós,i} \quad [4.38]$$

$$0 < \sigma_{extradós,i} \quad [4.39]$$

- IX. Agotamiento por compresión vertical del adobe. Se debe verificar que la tensión vertical es superior a la tensión máxima del material. La caracterización de la resistencia del adobe se debe tomar para la edad en la que se realizan las comprobaciones.

$$\sigma_{intradós,i} < -\sigma_{adobe} \quad [4.40]$$

$$\sigma_{extradós,i} < -\sigma_{adobe} \quad [4.41]$$

- X. Agotamiento por excesiva tensión horizontal en el saco. La tensión vertical transmite una tensión horizontal que debe resistir el saco, tal como se indica en la figura 3.3.

$$\max\{|\sigma_{intradós,i}|; |\sigma_{extradós,i}|\} < \frac{2 \cdot K_p \cdot T_{saco}}{h} \quad [4.42]$$

- XI. Desgarro del saco por excesiva sollicitación rasante. La contribución de las púas tiene la limitación mecánica de desgarrar el saco y dañarlo. Esta comprobación debe realizarse si la hilada no es capaz de resistir el axil perimetral en el anillo.

$$T_{D,i} - N_{D,i} \cdot \mu < T_{desgarro} \quad [4.43]$$

- XII. Agotamiento por excesiva compresión perimetral del adobe. Esta comprobación se realiza para las hiladas que se han clasificado como continuas en el punto 2.

$$\sigma_{\theta,i} < -\sigma_{\text{adobe}} \quad [4.44]$$

- XIII. Agotamiento por tracción excesiva perimetral del saco. Se considera que sólo la tela de saco del exterior del anillo trabaja a tracción. Esta hipótesis es del todo conservadora ya que todo el anillo se dilata, pero al ser mayor la deformación en el perímetro exterior, es allí donde se concentra la mayor tensión. Esta comprobación se realiza para las hiladas que se han clasificado como continuas y que pueden ejercer esfuerzos de tracción.

$$\sigma_{\theta,i} < \frac{T_{\text{saco}}}{\gamma_{\text{saco}} \cdot h} \quad [4.45]$$

- donde: T_{saco} = tracción última del saco;
 γ_{saco} = coeficiente de minoración de la resistencia del saco;
 $\sigma_{\theta,i}$ = tensión perimetral en la hilada i ;
 h = altura de la hilada;

En la figura 4.23 se muestra gráficamente el equilibrio de fuerza para un sector de hilada sometido a tracción o compresión.

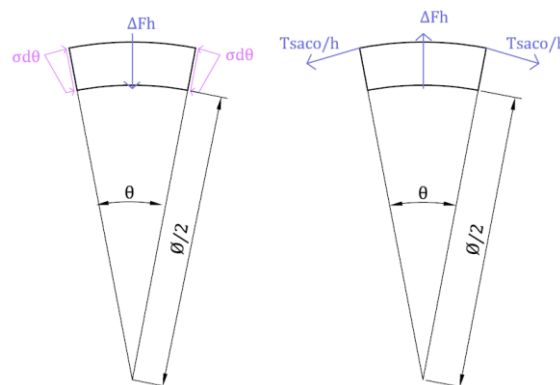


Figura 4.23 Equilibrio perimetral de fuerzas, tanto si el sector está a compresión (izquierda) o tracción (derecha).

12. Analizar los resultados de las comprobaciones y decidir si la estructura es segura o no.

4.5. TEORÍA DE LA MEMBRANA EN DOMOS DE SUPERADOBE

Mediante la teoría de la membrana es posible calcular una aproximación de los esfuerzos en los meridianos y los paralelos en una cúpula esférica u ojival. La aplicación de éste método sencillo en domos de superadobe tiene ciertas limitaciones que se presentan a continuación. Los domos de superadobe habitualmente se construyen primeramente en forma de cilindro y a una cierta altura se empieza la curvatura del ojival apuntado. Esta discontinuidad precisa de un tratamiento distinto que no contempla la teoría de la membrana. Además supone que el espesor permanece constante en todas las dovelas lo cual sí es cierto para una cúpula verdadera, pero no lo es en cúpula por aproximación de hiladas.

La teoría de la membrana supone que el espesor de cúpula es tan delgado que se desprecia el cortante y la flexión, y aplica los esfuerzos tangenciales en la superficie de meridianos y paralelos, tal como se muestra en la figura 4.24.

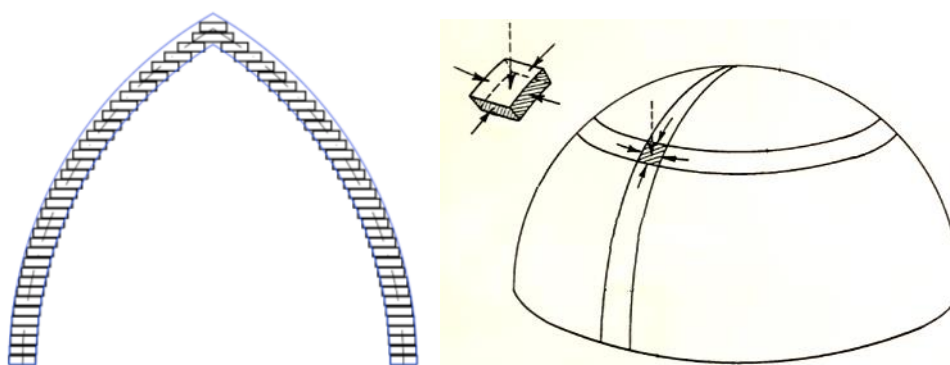


Figura 4.24 La teoría de la membrana considera el espesor constante y los esfuerzos tangentes a la superficie.

El método distribuye siempre los esfuerzos en los paralelos lo cual como se ha comentado anteriormente, no es realista en los domos, sea por interrupciones en éstos o falta de material para resistir tracciones perimetrales. La teoría de la membrana es adecuada para cúpulas delgadas con ratios espesor entre diámetro menores al 5%. La tabla 4.1 presenta los ratios habituales que suelen estar comprendidos entre el 7,5 y 10%.

Tabla 4.1 Relaciones b/\varnothing habituales.

Diámetro (m)	Ancho de saco (cm)	Ancho hilada (cm)	Espesor/Diámetro
<3,5	30	21,5	6%
3,5-3,9	40	30	8,5%-7,6%
4-5	50	36	9%-7,2%

A pesar de lo expuesto, es posible hacer el cálculo con la formulación de las ecuaciones [2.4] y [2.5] y convertir los resultados para que trabajar con el método

propuesto. Se debe entonces pasar el esfuerzo meridional y perimetral a esfuerzos vertical, tangencial o axial perimetral definidos en el capítulo anterior.

4.6. MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS EN DOMOS DE SUPERADOBE

Análogamente al apartado anterior, se comentan las características y la adaptabilidad de otros métodos para realizar el cálculo de los esfuerzos en domos de superadobe. Con el MEF es posible simular multitud de fenómenos. En el caso que nos ocupa, es posible aprovechar la ductilidad que ofrecen los MEF para calcular esfuerzos, tensiones y deformaciones. El modelo de los domos de superadobe no es sencillo, ya que en las primeras fases la estructura son elementos ordenadamente apilados con una fase ficcional. Paulatinamente las hiladas endurecen e incluso, si el saco es biodegradable, se unen entre sí. Modelar la superposición de elementos que mejoran sus propiedades mecánicas con el tiempo, es posible pero resulta un cálculo muy especializado y costoso. No es recomendable realizar dicho cálculo.

En su lugar se propone un modelo sencillo de cúpula verdadera. Con los esfuerzos y las tensiones que se obtengan se puede pasar directamente al punto 11 de comprobación estructural. Dado el grosor de las hiladas se recomienda utilizar elementos tipo *Shell Thick* para modelar el comportamiento del domo, ya que éstos no fijan la resultante dentro del centro de gravedad de los elementos, obteniendo cortantes y flectores. El empleo de elementos *Shell Thin* son apropiados para relaciones de espesor entre diámetro menores al 5%.

Respecto a cómo utilizar los resultados del MEF a la propuesta de comprobaciones, aplica el mismo comentario que la teoría de la membrana. Para realizar las comprobaciones estructurales es posible convertir los resultados del MEF a esfuerzos de axil vertical, tangencial y axial perimetral. Tal como se indica en la figura 4.25, los esfuerzos y las tensiones se dan en el sistema de coordenadas local de cada elemento. Destacar que los esfuerzos F_{12} , F_{21} y las tensiones S_{12} y S_{12} no tienen correspondencia con el método propuesto. A la práctica, para domos simétricos éstos son casi nulos, despreciables.

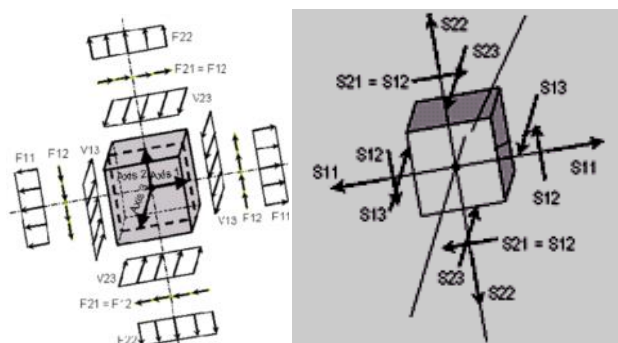


Figura 4.25 Hay tres esfuerzos y tensiones para cada contorno de un elemento *Shell Thick*.

4.7. VALIDACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE DOMOS DE SUPERADOBE

Dado que en esta tesina se propone un método para calcular los esfuerzos, se comparan los resultados de éste con los de las otras teorías comentadas. También deben ser evaluadas las comprobaciones estructurales establecidas en el apartado anterior para asegurar que éstas garantizan correctamente la seguridad de los domos.

4.7.1. Esfuerzos y tensiones de los métodos

En este apartado se realiza el cálculo mediante los métodos expuestos anteriormente de un diseño concreto. Ya que los resultados de los métodos se dan en distintos ejes, se van a adaptar al sistema de coordenadas local de cada hilada que se muestra la figura 4.26.

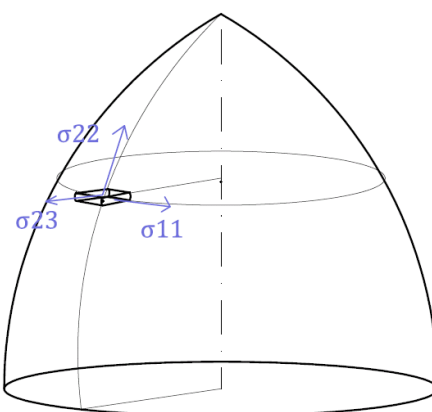


Figura 4.26 Ejes locales de cada hilada.

Como se indica en la tabla 4.2, se toma como valor igual a 1 los coeficientes parciales de seguridad de las acciones y los coeficientes de minoración de la resistencia en los materiales, ya que en este apartado no se pretende dimensionar o comprobar la seguridad de la estructura, sino validar los resultados de los diversos métodos.

Tabla 4.2 Valor de los coeficientes de mayoración y minoración para este apartado.

	Favorable	Desfavorable
γ_{G1}	1	1
γ_{adobe}	1	1
γ_{saco}	1	1

En la figura 4.27 se presenta la geometría correspondiente de cada método para realizar el cálculo de un domo con curvatura de ojival apuntado de 4m de diámetro interior, con un ancho de hilada de 0,3m.

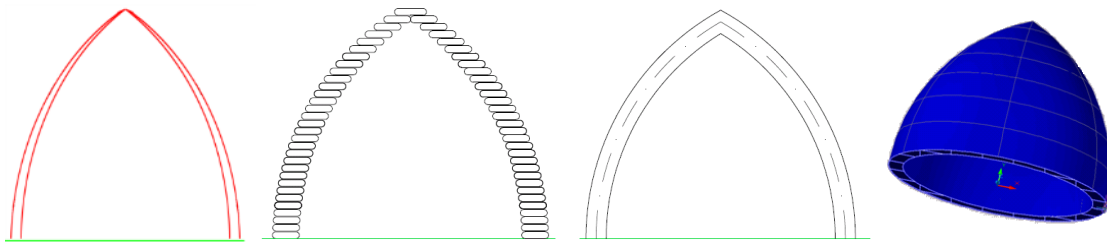


Figura 4.27 Geometría de los métodos: estática gráfica, método propuesto, teoría de la membrana y elementos finitos, de izquierda a derecha.

4.7.1.1. Cálculo por estática gráfica

Se utiliza el código de *VisualBasic* para comprobar si existe una línea de empujes que quepa en la sección efectiva. En la figura 4.28 se presenta la línea de empujes que más encaja en los límites establecidos.

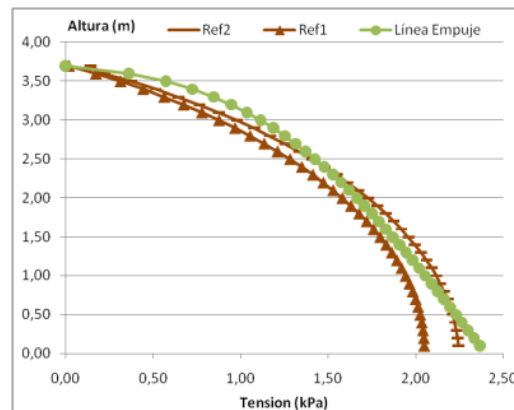


Figura 4.28 Cálculo por estática gráfica.

Se observa que de un total de 39 hiladas solamente en 19 la línea cumple el criterio, por lo que con estática gráfica no es posible garantizar la seguridad de la estructura. Tal como se ha comentado en el apartado 4.3, una posible solución es variar la curvatura y aumentar el espesor de la cúpula.

4.7.1.2. Cálculo por el método propio

El método propuesto calcula la fuerza horizontal máxima y mínima para que la resultante caiga dentro del área de contacto efectiva. De aquí que en la figura 4.29 se muestren un par de curvas para los esfuerzos que dependen de la magnitud o posición de la fuerza horizontal.

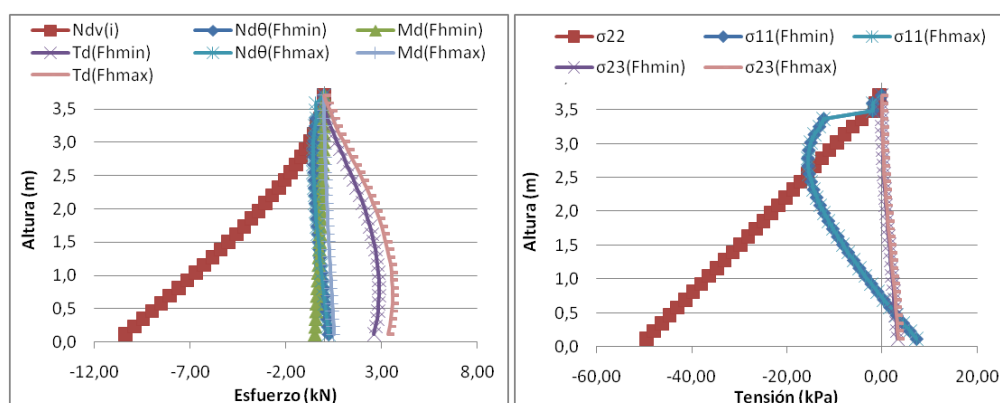


Figura 4.29 Resultados del método propuesto.

Se observa que la compresión del axil vertical aumenta casi linealmente desde coronación hasta el pie. La tensión axial (σ_{22} en los ejes locales) también presenta una curva similar llegando hasta un valor de $-49,52$ kPa en la base de la estructura y $-0,58$ kPa en coronación. En cuanto a la tensión en los anillos (σ_{11} en los ejes locales), se ha considerado que toda la estructura es capaz de recoger esfuerzos de compresión y tracción para poder comparar con los demás métodos. Apenas se aprecia la diferencia entre los esfuerzos en los paralelos de la fuerza mínima y máxima. La curva de tensión perimetral presenta un máximo de $-15,54$ kPa en compresión en la hilada que se encuentra a una altura de $2,78$ m del suelo.

Las 6 primeras hiladas se encuentran en tracción perimetral siendo la primera la que está sometida a un máximo de $7,28$ kPa. En las tres hiladas superiores puede parecer que no se estiman correctamente ni los esfuerzos ni las tensiones perimetrales. Esto se debe a que parte de la hilada traspasa el eje central, por lo que el peso es mucho menor y por ello aparece un cambio brusco en las tensiones perimetrales. La figura 4.30 muestra gráficamente la disminución brusca del volumen de la hilada en proximidades al eje central de la cúpula.

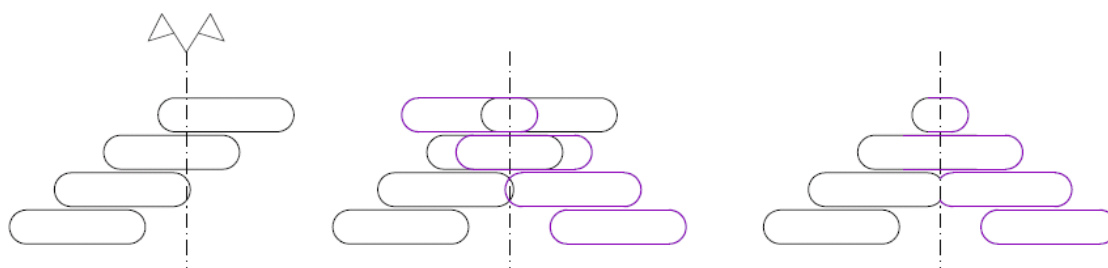


Figura 4.30 Revolución de la curva de hiladas respecto al eje central del domo.

En el caso de que los anillos no fueran capaces de dilatar o contraer, la fuerza horizontal se transmitiría por rozamiento entre saco. Las curvas correspondientes a T_{Dmin} y T_{Dmax} indican la fuerza que sería transmitida en tal caso. Muestran una tendencia inversamente creciente con la altura estabilizándose en el tramo inferior, debido a los pequeños desfases de la aproximación de hiladas. Análogamente las curvas $\sigma_{23(min)}$ y

$\sigma_{23(\min)}$ expresan la tensión correspondiente al rasante entre hiladas en función del altura, presentado una tendencia muy similar a la T_D .

4.7.1.3. Cálculo por la teoría de la membrana

Se aprovecha la sencillez de la teoría de la membrana para analizar los esfuerzos y las tensiones en los meridianos y en los paralelos de un domo de superadobe. Tal como se ha comentado anteriormente, la teoría supone que todas las fuerzas se aplican tangencialmente a la superficie, despreciando la flexión y la componente perpendicular a la directriz de la resultante.

Para comparar los resultados de los métodos se ha escogido un domo con sección de arco ojival apuntado, por lo que se procede al cálculo mediante las ecuaciones [2.4] y [2.5] con un ángulo δ de 33° . A continuación, en la figura 4.31 se presentan los resultados obtenidos.

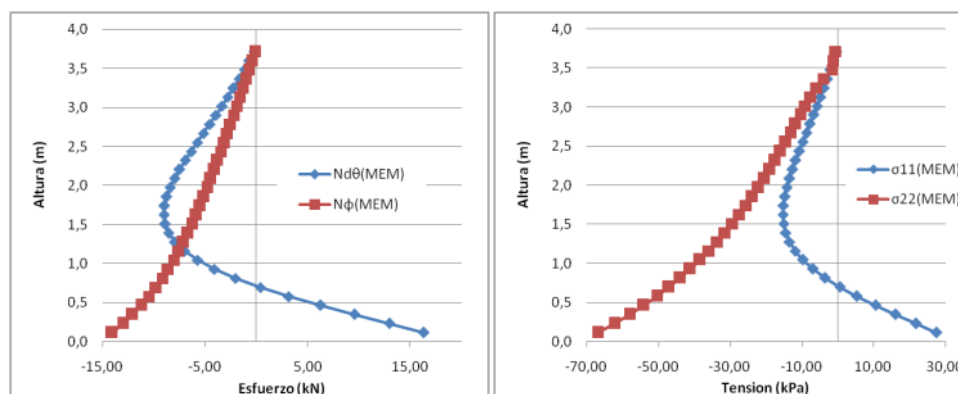


Figura 4.31 Esfuerzos y tensiones obtenidos mediante la teoría de la membrana.

El esfuerzo de compresión en los meridianos es íntegramente de compresión en todo el dominio y con una tendencia casi lineal, alcanzando un valor máximo de -14,07 kN en la primera hilada del domo. La tensión meridional también tiene una tendencia bastante lineal llegando a un valor de compresión de -66,79 kPa al pie de la estructura.

En cuanto al esfuerzo en los anillos, éste presenta el valor máximo de compresión en la altura de 1,62 m y de valor -9,02 kN y el de tracción se da al pie con un valor de 16,34 kN. Las 6 primeras hiladas se encuentran en tracción y a partir de los 0,7 m están a compresión. Las tensiones se reducen considerablemente respecto a las meridionales ya que se reparten en el área transversal del saco que es mayor que la superficie de contacto efectiva. El valor máximo de compresión es de -15,22 kN y el de tracción 27,55 kPa.

Como ya se ha comentado en el apartado 2.3.2.3, los resultados de la teoría de la membrana son un tanto conservadores, ya que como se puede apreciar la tensión perimetral de tracción máxima es mayor a la de compresión máxima. Lo cual no parece lógico teniendo en cuenta la geometría poco abierta del domo ojival apuntado.

4.7.1.4. Cálculo por MEF

Para realizar el cálculo por elementos finitos se ha utilizado el programa de estructuras Sap2000. Para ello se ha dibujado la curva de un arco ojival en AutoCAD y se ha exportado a Sap2000 donde se ha generado la superficie con la revolución de la curva alrededor del eje vertical. Se ha discretizado un domo de 4 metros de diámetro, en 20 divisiones en altura y 18 gajos de 20° cada uno. A continuación se ha definido un espesor constante de 0,3 de material con las características mecánicas de compresión del adobe y nula a tracción. Se han utilizado elementos tipo *Shell thick* y con una condición de apoyo libre con el suelo.

A continuación se muestran los resultados de la simulación estructural del domo bajo carga de peso propio. En la figura 4.32 se muestran los resultados de los desplazamientos de cada elemento que conforma el domo.

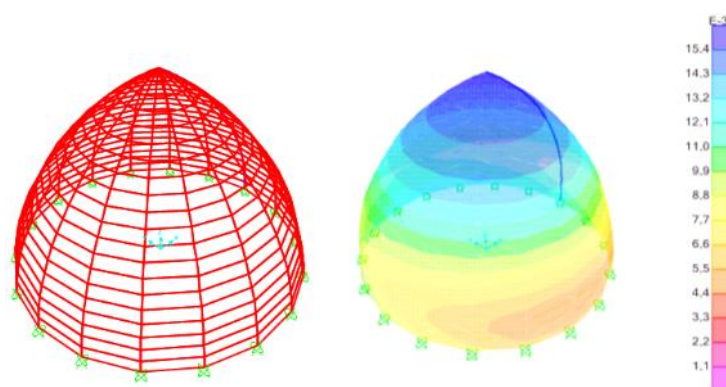


Figura 4.32 Cálculo de las deformaciones (en metros).

Se observa que las deformaciones son crecientes en altura y constante a lo largo de los paralelos. El valor máximo resulta de 15.5 mm en coronación y el mínimo es de 5 mm y corresponde a los elementos que representan la primera hilada. En la figura 4.33 se muestran los resultados de las tensiones en los meridianos, paralelos y las tensiones de rasante entre *shells* mediante el *contour* de resultados del Sap2000, y en la figura 4.34 se representan las tensiones en relación con la altura.

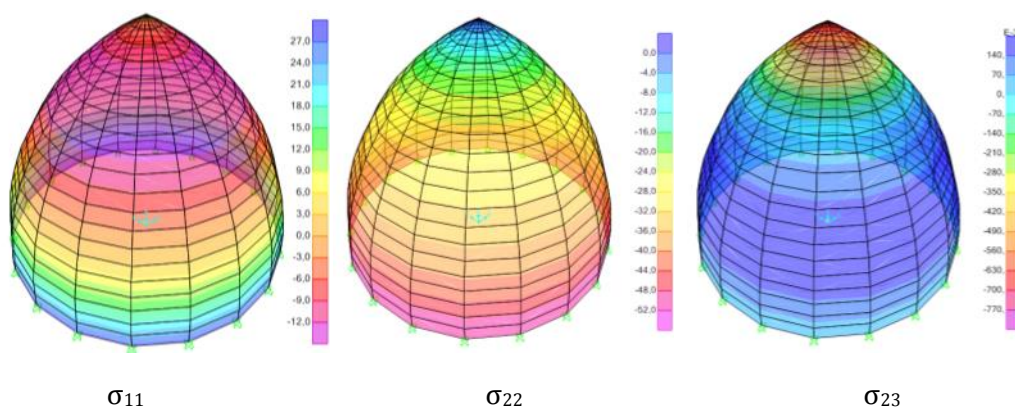


Figura 4.33 Tensiones (en kPa) de la simulación en Sap2000.

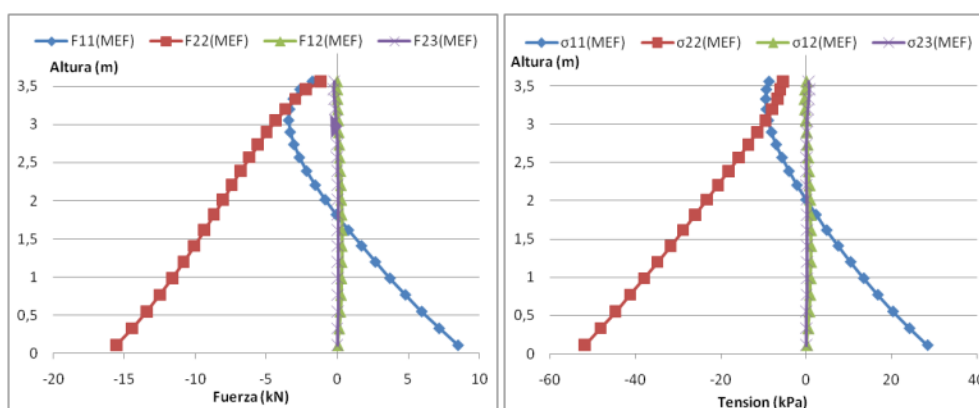


Figura 4.34 Resultados del MEF.

Se observa que la fuerza meridional es bastante lineal y de compresión en todas las hiladas. Empezando con un valor de $-1,15$ kN en el elemento superior y alcanzando los $-15,57$ kN al pie. La tensión en los meridianos también muestra una tendencia muy parecida a la fuerza meridional siendo de $-5,36$ kPa en el punto superior de la cúpula, y de $-51,93$ kPa en los elementos inferiores. A pesar de que ésta tensión viene condicionada por la fuerza meridional, también lo está por la flexión, pero al ser los momentos tan pequeños, apenas se aprecia la influencia de éstos.

Por otra parte, la fuerza perimetral presenta un máximo de compresión de $-3,44$ kN a una altura $3'05$ m y de $-1,76$ kN en coronación. A una altura $1,82$ m la fuerza en los paralelos pasa a ser de tracción, valiendo $8,51$ kN en el pie del domo. En cuanto a las tensiones, los anillos hasta la altura de 2 m están sometidos a tracción alcanzando un valor de $28,47$ kPa en la base. El máximo de compresión es de $-9,35$ kPa y se da en la altura de $3,33$ m mientras que en coronación la tensión es de $-8,59$ kPa.

4.7.2. Comparación de resultados

En este apartado se comentan las diferencias de los resultados obtenidos por los distintos métodos. Para mayor comodidad, sólo se presenta el mayor valor de la envolvente de tensiones de cada método.

En la figura 4.35 se muestran por separado los esfuerzos en los meridianos y en los paralelos, para los métodos de elementos finitos (MEF), teoría de la membrana (MEM) y el método propuesto (PRO). En la primera gráfica se observa que las tensiones meridionales mantienen la misma tendencia, a pesar de que la teoría de la membrana sobreestima el valor en las hiladas inferiores, significando aumentando el valor en un $21,4\%$ respecto los demás métodos. En coronación la predicción del método propuesto es ligeramente superior ya que a diferencia de los otros métodos éste considera el espesor de contacto efectivo que es relativamente menor en las hiladas superiores.

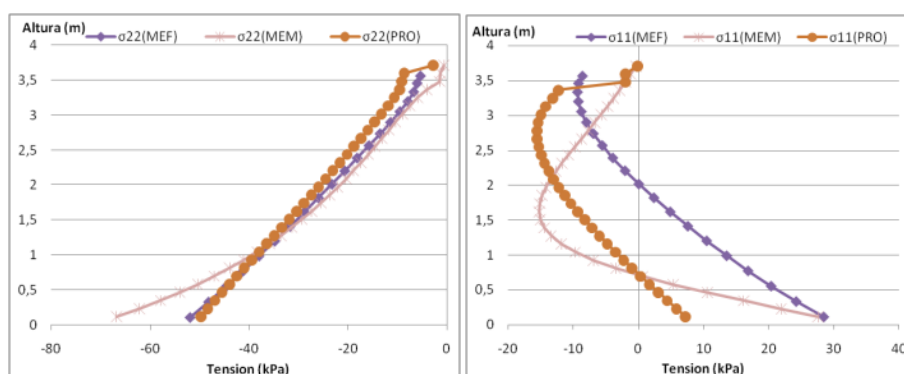


Figura 4.35 Comparación de las tensiones para los distintos métodos.

En cuanto a las tensiones en los anillos los tres métodos difieren considerablemente entre ellos. A pesar de que todos especifican que los anillos de la parte inferior de la cúpula se encuentran en tracción y la superior en compresión, la evolución de las tensiones es distinta. El PRO y la MEM sitúan a la altura de 0,7m el lugar de transición entre tracción y compresión. En cambio para el MEF ésta zona de transición se da en una altura de 2m. Esta variación es sumamente trascendente ya que estima gran que más de la mitad de las hiladas están en tracción, y puede ser difícil garantizar la resistencia de éstas. A pesar de su importancia no se ha encontrado explicación alguna para justificar el resultado del MEF.

Por otra parte, los máximos de tracción perimetral estimada por el MEM y el MEF son idénticos, y el PRO alcanza un valor 4 veces menor a éste. Sin embargo la tensión máxima de compresión perimetral sí es parecida entre los modelos MEM y PRO estando alrededor de -15 kPa y el MEF se estima el 60% de esta tensión. Las alturas de los máximos de compresión están comprendidas en alturas variadas de entre 1,62 y 3,33. El porqué de estas variaciones no se ha encontrado, pero probablemente haciendo simulaciones variando la curvatura y las dimensiones se encontraría la explicación a ello. La variación entre los métodos para estimar la altura de la hilada con máxima compresión perimetral también es destacable, aunque en menor medida que la altura de transición.

4.7.3. Seguridad de los distintos métodos

Para analizar la influencia de las tensiones a la seguridad estructural en este apartado se realizan las comprobaciones detalladas en el apartado 4.4.1, variando el diseño de los domos. Cabe destacar que se está analizando el estado último y que se considera que las hiladas son capaces de resistir esfuerzos perimetrales. Por lo que no sería correcto tomar éstos valores como reglas de diseño, como sí lo son las reglas fundamentales de Nader Khalili. De lo contrario no se estarían considerando las aberturas en el domo ni las sobrecargas o acciones accidentales, que sí cubren las reglas fundamentales.

A continuación se compara el cumplimiento de las comprobaciones en cúpulas de entre 3 y 6 m de diámetro con anchos de saco de entre 0,2 y 0,7m. Remarcar que la

variable B es el ancho de saco, que no es el mismo b ancho de hilada ya que los sacos rellenos ganan en altura y pierden anchura. Se realizan los cálculos de los esfuerzos y tensiones con el método propuesto y mediante la teoría de la membrana. Las casillas rojas indican que al menos una comprobación no se ha cumplido por lo que la estructura no es segura. Se detalla también las comprobaciones que no se cumplen.

Primeramente se muestran, en la tabla 4.3, los resultados de las comprobaciones de los esfuerzos calculados con en el método propuesto.

Tabla 4.3 Resultados de las comprobaciones del cálculo del método propuesto.

B (m)		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
b (m)		0,142	0,213	0,284	0,355	0,426	0,497
\varnothing (m)	6		Vuelco interior	OK	OK	OK	OK
	5		Vuelco interior	OK			
	4	Vuelco interior	OK	OK			
	3	Vuelco interior	OK				

Se observa que el criterio crítico es el de vuelco hacia el intradós en todos los casos. El vuelco local se da porque el saco no es suficientemente ancho como para poder estabilizar el momento desestabilizador. Pudiendo aparecer deslizamientos locales en alguna de las hiladas pero no necesariamente llegar al colapso local de la cúpula. Los ratios espesor diámetro que resultan para que el domo verifique las comprobaciones son están comprendidos entre el 4,7% en domos de gran diámetro y de 7,1% para diámetros pequeños.

A continuación en la tabla 4.4 se muestran los resultados de las comprobaciones de los esfuerzos calculados con la teoría de la membrana.

Tabla 4.4 Resultados de las comprobaciones del cálculo de la teoría de la membrana.

B (m)		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
b (m)		0,142	0,213	0,284	0,355	0,426	0,497
\varnothing (m)	6		Tracción perimetral + Vuelco interior	Tracción perimetral	Tracción perimetral	Tracción perimetral	Tracción perimetral
	5		Tracción perimetral + Vuelco interior	Tracción perimetral	Tracción perimetral	Tracción perimetral	OK
	4		Tracción perimetral + Vuelco interior	Tracción perimetral	OK	OK	OK
	3	Vuelco interior	OK	OK	OK		

Se observa que las comprobaciones para las mismas relaciones entre espesor y diámetro no se cumplen si se ha hecho el cálculo con la teoría de la membrana. La comprobación crítica es en la mayoría de los casos la tracción perimetral. Tal como se ha

analizado en el apartado anterior, la teoría de la membrana estima mayores tensiones de tracción en los anillos en comparación al método propuesto. Por lo que es completamente lógico que las comprobaciones sean tan pesimistas. Los ratios espesor diámetro que resultan para que el domo verifique las comprobaciones están comprendidos entre el 9,9% en domos de gran diámetro y de 7,1% para diámetros pequeños. No se debe olvidar que la teoría de la membrana es aplicable para cúpulas delgadas con una relación espesor diámetro menor al 5%.

Para finalizar, se representan en la figura 4.36 las relaciones espesor entre diámetro que cumplen las comprobaciones con el fin de analizar la seguridad del método propuesto. En cuanto a las comprobaciones de elementos finitos no se han realizado mas comprobaciones porque el autor cree que en comparación a como podría ser, el modelo MEF debería ser mejor. Siendo posible modelar cada hilada como un elemento apoyado sobre otro y con interface friccional. A pesar de que se ha comentado que las recomendaciones de la regla fundamental no deben ser comparadas con los resultados del cálculo en estado último, si es interesante observar la evolución de éstas.

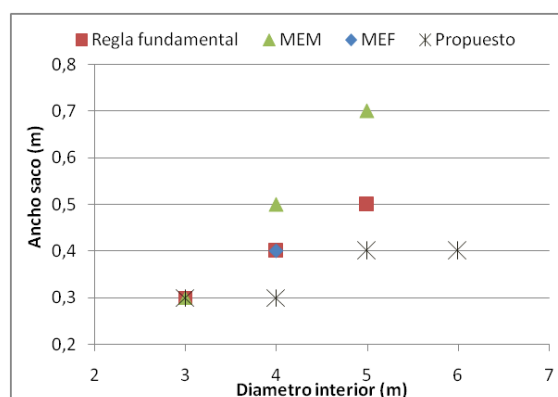


Figura 4.36 Estimación de la relación B/\emptyset para los diversos métodos.

Se observa que los cálculos de la teoría de la membrana son los más conservadores, más aún que las recomendaciones de las reglas fundamentales. En cambio el método propuesto es bastante permisivo. Para poder verificar la fiabilidad del método se deberían hacer experimentos con domos reales. Sólo así se puede discernir si los esfuerzos obtenidos por los diversos métodos son representativos y si las comprobaciones estructurales son adecuadas.

5. CONCLUSIONES

5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan las principales conclusiones del estudio realizado en la presente Tesina de Grado, las cuales se dividen en conclusiones generales y conclusiones específicas. Las generales abarcan los objetivos planteados en el capítulo 1.3.1, y las conclusiones específicas responden los objetivos específicos planteados en el apartado 1.3.2. Por último, para la ampliación del conocimiento del comportamiento de los domos de superadobe, se presentan algunas sugerencias para futuras investigaciones o campañas experimentales sobre las estructuras de *earthbag*.

5.2. CONCLUSIONES GENERALES

El gran avance logrado con la presente tesina es el desarrollo de las bases de cálculo para realizar las comprobaciones estructurales con fundamento teórico. Para ello se plantean una serie de comprobaciones que evalúan el mecanismo de colapso y la capacidad resistente de cada comprobación. En los muros de *earthbag* se plantean un total de 4 comprobaciones globales: vuelco global, deslizamiento global, hundimiento y pandeo, y 5 comprobaciones a nivel local para cada saco: vuelco local, deslizamiento local, compresión excesiva del adobe, tracción excesiva del saco y desgarramiento del saco. Además se analiza la influencia de las características mecánicas a las comprobaciones estructurales y también a la seguridad estructural.

En cuanto a los domos, después de analizar otros métodos de cálculo de cúpulas se propone un método sencillo y muy versátil para la obtención de los esfuerzos y las tensiones. Análogamente a la manera de evaluar la seguridad estructural, se propone comprobaciones globales y locales que pretenden abarcar todas las posibles fuentes de fallo estructural. Se propone un total de 4 comprobaciones globales: vuelco global, deslizamiento global, hundimiento y pandeo, y 9 comprobaciones a nivel local: vuelco hacia el intradós, vuelco hacia el extradós, deslizamiento, intradós y el extradós a tracción,

compresión vertical excesiva adobe, tracción excesiva del saco, desgarró del saco, compresión excesiva del adobe perimetral, tracción excesiva del saco perimetral.

Paralelamente al estudio y a la propuesta de cálculo, se diseña un código en *VisualBasic* con el fin de trabajar con toda esta formulación y simular el comportamiento de un domo particular. Este código es una herramienta de cálculo sencilla y muy flexible que permite verificar la seguridad estructural de un domo. El código tiene en cuenta muchos parámetros que hasta ahora no se habían podido evaluar como: varias tipologías de curvaturas en altura, ancho de muro variable, la capacidad resistente de los materiales y la existencia o no de contramuros.

Uno de los objetivos generales demanda una solución para poder adaptar el dimensionamiento o comprobación estructural a las cargas del emplazamiento. Todos los cálculos se han propuesto hasta ahora son para las cargas permanentes, por lo que la sobrecarga de uso, o acciones horizontales como sismo no se pueden considerar.

Destacar que la formulación considera las edades tempranas del *earthbag* cuando las hiladas aún no han reaccionado entre ellas, y también considera la posibilidad de contabilizar o no la resistencia adicional proporcionada por los anillos continuos de los domos. Esta característica es interesante porque permite tratar de distinta manera un domo en función de la localización de las interrupciones de las hiladas.

5.3. CONCLUSIONES ESPECIFICAS

Las conclusiones específicas responden a aquellas observaciones que han aparecido para completar el objetivo general. A continuación se presentan divididas en el tema de muros tratados en el capítulo 3, y en el tema de la cúpula que se ha abordado en el capítulo 4.

5.3.1. Estudio de los muros

- La propuesta de las comprobaciones estructurales se fundamenta en equilibrio de fuerzas o tensiones. Consecuentemente, y dado el carácter isostático de los muros de *earthbag*, las comprobaciones a realizar en los sacos son fáciles de efectuar.
- De los nueve criterios de colapso de muros, los dos más probables son el vuelco global y el pandeo, en cambio el agotamiento por compresión del adobe es el criterio menos probable.
- De todas las variables, la más influyente a la seguridad estructural es el ancho del saco. Esta variable, junto con la altura de la estructura, gobiernan directamente o indirectamente en casi todas las comprobaciones. Contrariamente, la contribución del alambre en muros de superadobe es muy pequeña, ya que solo actúa frente al

deslizamiento. Ya que las púas del alambre pueden ser fuente de pequeños accidentes en obra, se recomienda no usarlo en estructuras realizadas íntegramente por muros planos.

5.3.2. Estudios de la cúpula

- Tanto la geometría como el material de los domos de *earthbag* son particulares y merecen recibir un trato especial. Se deben adaptar las formulaciones de métodos de cálculo de cúpulas para tener en cuenta el carácter singular de los domos de superadobe.
- Considerar toda la cúpula como una estructura monolítica es una hipótesis un tanto arriesgada, ya que los primeros años de la vida útil son sacos amontonados de forma ordenada sin cohesión. Por ello se requiere un cálculo que verifique las tensiones entre hiladas.
- Las tensiones entre hiladas pueden ser perimetrales en los anillos, si éstos son capaces de movilizarlas, o bien tensiones de rasante entre hiladas en caso contrario. Cabe señalar que normalmente en la parte superior de los domos trabajan los paralelos, pero no en la parte inferior, debido a la presencia de interrupciones en las hiladas por puertas y ventanas.
- Las reglas fundamentales con las que se diseñan los domos llevan intrínsecamente la geometría del arco ojival apuntado. Por facilidad constructiva o por otros motivos es interesante poder dimensionar con otras curvaturas.
- El método de estática gráfica es muy sencillo y garantiza directamente la seguridad estructural en el caso de encajar una línea de presión en los límites de la cúpula. El problema es que en la mayoría de ocasiones, no es posible hallar una solución que verifique esto en toda la cúpula. Por lo que, este método no asegura la estabilidad de los domos, pero la experiencia en obra sí. Entonces permite demostrar que los domos de superadobe generan esfuerzos perimetrales alrededor de los anillos.
- En cuanto a la teoría de la membrana es un método analítico en el cual es fácil trabajar con curvaturas en altura de arco ojival o esférico, pero resulta muy difícil adaptar curvaturas poco convencionales.
- La teoría de la membrana confía gran parte de la distribución de los esfuerzos en los paralelos, lo cual no es estrictamente válido en el caso para los domos. De los resultados, se observa que estima unos esfuerzos perimetrales considerablemente altos por lo que las comprobaciones estructurales sólo se cumplen para estructuras sobredimensionadas.

- Se ha propuesto un método para el cálculo de esfuerzos y tensiones basado en calcular la componente horizontal de la resultante para que ésta caiga dentro del límite efectivo del espesor de la cúpula.
- El método propuesto permite adaptar cualquier curva analítica e incluso tiene en cuenta la zona en cilindro de los domos. También permite diferenciar por zonas, aquellas en las que las hiladas son discontinuas o continuas. Si son continuas la formulación es distinta para las hiladas que pueden ejercer compresión, tracción o ambos esfuerzos.
- El método de los elementos finitos es un método muy sofisticado y requiere programas de cálculo avanzados. Es muy útil para verificar los resultados, pero no como herramienta de comprobación de domos de superadobe, donde la facilidad de uso es la característica más importante.
- Por otra parte, destacar que el modelo que se realiza en Sap2000 no es del todo satisfactorio. Pudiendo simular la aproximación de hiladas, únicamente simula una curva revolucionada que no tiene en cuenta los desfases entre hiladas.
- En cuanto a la comparación de resultados de las distintas metodologías consideradas, se concluye que las tensiones y los esfuerzos meridionales son muy parecidos. No obstante, la teoría de la membrana sobreestima esta tensión en un 21,4% respecto las otras metodologías en la hilada inferior.
- Las tensiones perimetrales, sin embargo, son estimadas con alta variabilidad. De entre las metodologías estudiadas, la evolución de las tensiones del método de elementos finitos es la más distinta. Respecto a las otras, ésta sitúa al triple de altura el punto de transición de tensiones perimetrales de compresión a tracción. Esto conlleva que un 54% de las hiladas de la estructura se encuentren a tracción perimetral, a diferencia del método propuesto y de la teoría de la membrana que estiman un 23%.
- El máximo de tracción perimetral estimado por el método propuesto es del 25% respecto los demás métodos, ya que éstos son muy pesimistas. Por otra parte, el máximo de compresión perimetral sí es parecido, y sólo la simulación del Sap2000 estima un valor distinto, suponiendo un 60% del valor aproximado por los demás métodos.
- Finalmente destacar que después de realizar las comprobaciones estructurales propuestas, se concluye que el dimensionamiento por la teoría de la membrana es aún más pesimista que el dimensionamiento de las reglas fundamentales. En cambio, siguiendo el método propuesto se obtiene estructuras con menor relación B/\emptyset respecto la recomendación de las reglas fundamentales.

5.4. FUTURAS INVESTIGACIONES

El trabajo realizado en la presente tesina presenta un importante avance en el estado del conocimiento de los domos de superadobe, sin embargo existen ciertos aspectos del comportamiento de estas estructuras que podrían ser profundizados en el futuro. A continuación se comentan posibles líneas de investigación derivadas del presente trabajo.

- Realizar un número mayor de simulaciones con metodologías de cálculo de cúpulas para justificar las diferencias de los resultados de cada metodología.
- Simular con un modelo de elementos finitos más realista que el presentado en esta tesina, siendo posible modelar cada hilada como un sólo elemento con una relación de interface friccional con los elementos de contacto con éste.
- Ensayar las cúpulas de superadobe en laboratorio, observando el comportamiento de deformación, fisuración, y carga última. Con estos datos se puede validar experimentalmente el método propuesto y se puede observar como interaccionan los mecanismos resistentes.
- Aportar una estrategia para abordar la comprobación de fenómenos locales como interrupciones de las hiladas por puertas o ventanas.
- Caracterizar la evolución de las propiedades mecánicas del *earthbag* en función del tiempo y cuantificar la resistencia a compresión del *earthbag* cuando el saco no contribuye a tracción, con la finalidad de contabilizar la resistencia de los domos a largo plazo.

6. APÉNDICE

6.1. INTRODUCCIÓN

Este apéndice presenta algún detalle que a pesar de estar relacionado con el estudio, finalmente no se ha utilizado. Por ello y para una posible utilización en un futuro, se muestra en este apartado la adaptación de la curvatura parabólica y elíptica para un domo de superadobe.

6.2. CURVATURA PARABÓLICA EN UN DOMO DE SUPERADOBE

La flexibilidad del método de cálculo que se propone en la presente tesina, permite analizar el comportamiento de la cúpula con una curvatura parabólica. En cuanto al replanteo de la curvatura, en los arcos se necesitan dos cuerdas. En cambio para hacerlo en una curva parabólica, se requiere tener de antemano un listado de mediciones respecto al centro del domo. Esto supone una desventaja porque en cada hilada hay que variar la medición de la cuerda. Si realmente la curva parabólica es óptima, se deberá valorar esta incomodidad constructiva. La parábola se define mediante la ecuación siguiente.

$$x^2 = c \cdot z \quad [A.1]$$

Donde se fija la constante c por ser un valor un tanto abstracto en el predimensionamiento. En su lugar se colocan variables de entrada: la altura total y el diámetro interior de la estructura.

$$c = \frac{x^2}{z} = \frac{\varnothing^2}{H} \quad [A.2]$$

$$x = \sqrt{\frac{\varnothing^2}{4} \left(1 - \frac{z}{H}\right)} \quad [A.3]$$

donde: x = distancia mínima entre la hilada y el eje del domo;
 \emptyset = diámetro interior en la base;
 z = altura de la hilada;
 H = altura máxima interior del domo;

6.3. CURVATURA ELÍPTICA EN UN DOMO DE SUEPERADOBE

Con el mismo fin de la curva parabólica se expresa la ecuación analítica de la curva elíptica. En este caso se fija el semieje mayor y el menor, definiendo así la altura máxima interior y el diámetro interior.

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{z^2}{b^2} = 1 \quad [\text{A.4}]$$

$$x = \frac{\emptyset}{2H} \sqrt{H^2 - z^2} \quad [\text{A.5}]$$

donde: x = distancia mínima entre la hilada y el eje del domo;
 z = altura de la hilada;
 a = la mitad del diámetro interior;
 b = altura máxima interior del domo;

En la figura A.1 se observa que una cúpula con curvatura elíptica es más abierta en la parte superior, por lo que para la misma luz y superficie útil es más pesada. Hasta media altura se cierra muy despacio. Uno de los problemas que presenta la cúpula ojival es que al ser más cerrada, reduce el volumen útil en las cercanías del perímetro interior. Para habilitar ese espacio es habitual empezar el domo mediante un muro cilíndrico hasta la altura aproximada de 75 cm. Esta solución puede que no sea necesaria si la sección corresponde a un arco elíptico ahorrando mucho material.

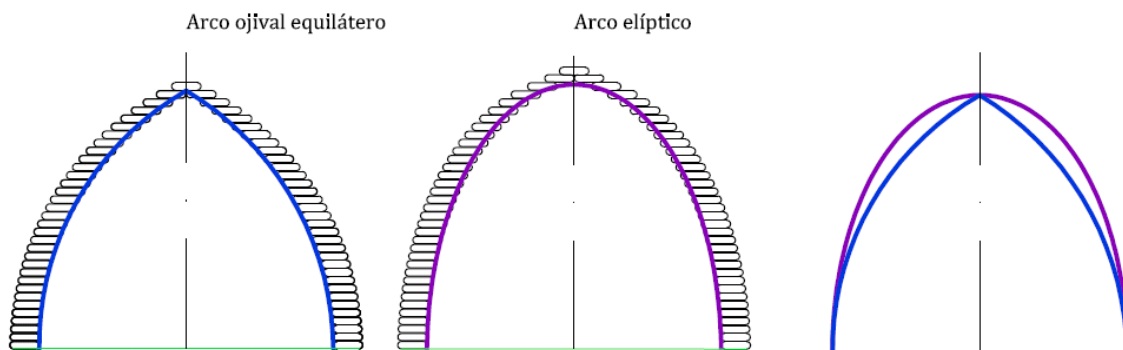


Figura A.1 Comparación entre la curvatura del arco ojival y el arco elíptico.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Billington, D. P. Thin shell concrete structures. *McGraw-Hill*. New York. 1982.
- Croft, C. Structural Resistance of Earthbag Housing Subject to horizontal Loading. *Bath MEng dissertation*. Bath. 2011.
- Daigle, B. Earthbag Housing: Structural Behaviour and Applicability in Developing Countries. *Thesis (M.Sc.) Queen's University, Kingston*. Ontario, Canada. 2008.
- David B. y Farnsworth JR. Behavior of Shell structures. *Submitted to the department of civil and environmental engineering in fulfillment of the requirements for the the degree at the Massachusetts Institute of technology*. Massachusetts. 1999.
- Domoterra. Curso de construcción con sacos de tierra estabilizada ó superadobe. España. 2014.
- Domoterra. Sistemas constructivos. España. 2011.
- Heyman, J. The Stone skeleton. *Cambridge: Cambridge University Press* Cambridge. 1995.
- Huerta, S. Arcos, bóvedas y cúpulas: Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica. *Instituto Juan de Herrera*. Madrid, España. 2004.
- Hunter, K. y Kiffmeyer, D. Earthbag Building. *New society publishers*. Canadá. 2004.
- Khalili, N. y Vittore, P. Earth Architecture and Ceramics: The Sandbag/Superadobe/Superblock Construction System. *International Conference of Building Officials, Cal-Earth Institute, Hesperia*. California, USA. 1998.
- Kim, H.T. et al. A fundamental Approach for an Investigation of Behavior Characteristics of Vegetation Structures Using Seeded Sandbags. Korea. 2004.

Lau, W. Equilibrium analysis of masonry domes. *Submitted to the department of Architecture in Partial Fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Building Technology at the Massachusetts Institute of Technology.* Massachusetts. 2006.

Lohani, T. et al. Evaluating the strength and deformation characteristics of a soil bag pile from full-scale laboratory test. *Geosynthetics International*. 1998. p.246-264.

Matsuoka, H., y Liu, S. (2003). New earth reinforcement method by soilbags ("Donow"). *Soils and Foundations*. p. 173 -188.

Pelly, R. Plastic limit analysis of earthbag structures. *Dissertation (M.Eng.). University of Bath, Department of Architecture and Civil Engineering*. Bath.2010.

Pflugge, A. Elementary Statics of Shells. *F.W Dodge Corporation*. New York. 1961.

Singh, M. Construction technique and strength of connected regolith bags structures. *A Thesis Submitted to the Graduate Faculty of Auburn University in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science*. Auburn, Alabama. 2007

Tantono, S. The mechanical behavior of a soilbag under vertical compression. *Graz University of Technology, Institute of Applied Mechanics*. Graz, Austria. 2007.

Terrington, J.S. Design of domes. *Concrete series*. London.

Vadgama, N. A Material and Structural Analysis of Earthbag Housing. *Dissertation (M.Eng.). University of Bath, Department of Architecture and Civil Engineering*. Bath.2010.

Wolfe, WS. Graphical Analysis: A text book on graphic statics. *New York: McGraw-Hill Book Co*. New York. 1921.p. 250-253.

Xu, Y., Jian, H., Yanjun, D. y De-an, S. Earth reinforcement using soilbags. *Geotextiles and Geomembranes*.2008. p.279-289.