

Evaluación del comportamiento sísmico de
estructuras de tapial mediante análisis no-lineal

Ignacio Arto Torres

Enero de 2014

Índice general

1. INTRODUCCIÓN	2
1.1. Historia de las construcciones de tapial	2
1.2. Actualidad del material	3
1.3. Aspectos normativos	4
1.4. Tipos de estructuras. Cimentaciones, muros y forjados.	5
1.4.1. Cimentaciones	5
1.4.2. Muros	5
1.4.3. Ejecución de los forjados	6
1.5. Técnicas de ejecución de los muros	7
1.6. Características mecánicas del material	9
2. DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE FALLO	12
2.1. Fallo en el mismo plano por cortante	12
2.2. Fallo por flexión	13
2.3. Fallo por configuración y discontinuidad de la estructura	13
2.4. Fallo fuera de plano	15
3. COMPORTAMIENTO CONSTITUTIVO DEL TAPIAL	17
3.1. Métodos empíricos	17
3.2. Adherencia y rozamiento. Resistencia a compresión	18
3.3. Límites del comportamiento elástico bajo esfuerzos cortantes	19
3.4. Mecanismos de degradación de la rigidez.	21
3.5. Energía de rotura. Ablandamiento	22
4. RESISTENCIA DE LAS ESTRUCTURAS DE TAPIAL	24
4.1. Comportamiento Lineal	24
4.2. Comportamiento No Lineal	25
4.3. Frecuencia de vibración	26
5. ESTUDIO MEDIANTE CALCULO NUMÉRICO	28
5.1. Descripción del modelo utilizado. Geometría y cargas	28
5.2. Ley constitutiva del material	31
5.3. Datos del cálculo y proceso de creación del modelo en ANSYS.	33
5.4. Tensiones y deformaciones sobre la estructura.	35
6. CONCLUSIONES Y LINEAS DE TRABAJO	39

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Historia de las construcciones de tapial

La construcción en tierra, ya sea como tapial o como muros de adobe, está presente en la historia de la humanidad desde hace más de 5.000 años. La revolución neolítica encontró en la tierra el material idóneo, abundante y económico para formar sus nuevas ciudades y desde entonces se ha seguido usando en todos los lugares del planeta.

Ejemplos de este tipo de construcciones aparecen en lugares tan distantes como China (Gran Muralla ss.V-XV), Irán (Ciudadela de Bam ss.VII-XI¹ figura 1.1), España (Granada s.XII) o Perú (Chan Chan ss.VII-VIII), y culturas tan distintas como la Romana, la Caldea, la Yangshao o la Inca la utilizaron profusamente.



Figura 1.1: Ciudadela de Bam, Irán

En España su uso se remonta a los siglos de la cultura ibérica, cuyas murallas impresionaron a los romanos por su solidez y resistencia, mencionadas de esa manera por el historiador romano *Plinio*. Desde entonces hasta casi la actualidad su uso ha sido continuo, por lo que el número de edificios y viviendas construidas con este material es enorme.

¹La ciudadela de Bam, fue arrasada por el terremoto de 23 de diciembre de 2003. Con una magnitud de 6,6Mw. 27.000 fallecidos, 30.000 heridos y más del 85% de las viviendas colapsadas

Transcribimos a continuación lo que indica Jose A. Rebolledo en su manual de construcción editado en 1875: *Como ejemplo podemos indicar lo que aparece en el tierra franca con alguna arena, la vegetal y en general toda tierra más ó ménos arcillosa que después de humedecida se la oprime en la mano y conserva la forma así adquirida, es á propósito para formar tapiales. La tierra empleada en esta fábrica se la prepara limpiándola de los cantos que pueda contener, mayores que una nuez, y pisándola fuertemente hasta que forme pasta de alguna consistencia, para lo cual, si fuera necesario, se la humedece algo. Afín de evitar los agrietamientos que al secarse pudieran aparecer, se mezcla á la pasta, durante el amasado paja ó heno cortado distribuido por igual en toda la masa. Preparada de este modo la pasta y establecido un encajonado, análogamente á como se ha dicho en el hormigón, se van formando las diversas tongadas que constituyen esta fábrica, la cual, aunque ménos resistente que otras, se distingue por su carácter de economía. En los países cálidos y secos como el nuestro es de muy útil empleo y sirve para levantar construcciones que llegan á durar largos años.*[27]

1.2. Actualidad del material

Las construcciones en tierra deben gran parte de su popularidad al hecho de que el material es fácilmente accesible y disponible en los entornos rurales, con escasos recursos económicos. El material proporciona un buen nivel de aislamiento térmico y de confort, a bajo coste y con posibilidad de emplear sistemas de autoconstrucción.

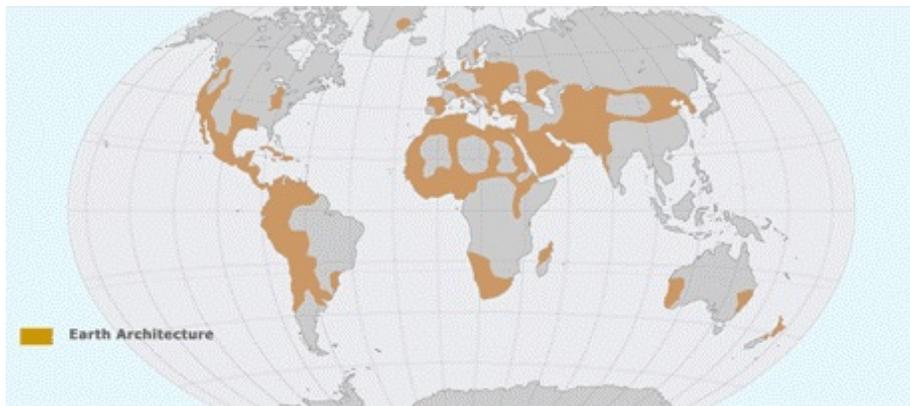


Figura 1.2: Distribución mundial de las construcciones en tapial y adobe.

Las viviendas construidas con este material han demostrado una limitada capacidad de resistir los efectos de un episodio sísmico, ya que no existe tecnología respecto a su construcción, ni a sistemas de refuerzo, a lo que hay que unir sobretodo la propia capacidad limitada del material.

Este hecho se pone de manifiesto cada vez que sobreviene un terremoto en alguna zona del planeta donde este es el material utilizado como base de las estructuras de la mayoría de sus viviendas, colapsando un gran número de ellas con la consiguiente pérdida de vidas humanas.

Hoy día se estima que alrededor del 40% de la población mundial viva en viviendas de estructuras ejecutadas con tierra (fuente: UNCHS 2.009), localizándose la gran mayoría en países en vías de desarrollo que, además, en muchos casos están situados en zonas de alta sismicidad por lo que el riesgo de pérdidas de vidas humanas es muy alto. Sólo en China más de 100 millones de personas viven en casas construidas con muros de tierra.[28]. En la figura 1.2² se puede ver de forma gráfica la distribución de este tipo de estructuras en el planeta. Podemos observar como las viviendas de tapial también están presentes en países desarrollados, como España, Australia, Nueva Zelanda, Italia, Estados Unidos, Inglaterra o Francia donde se estima que existían sobre 2,4 millones de viviendas construidas tierra en 1.987.[26]

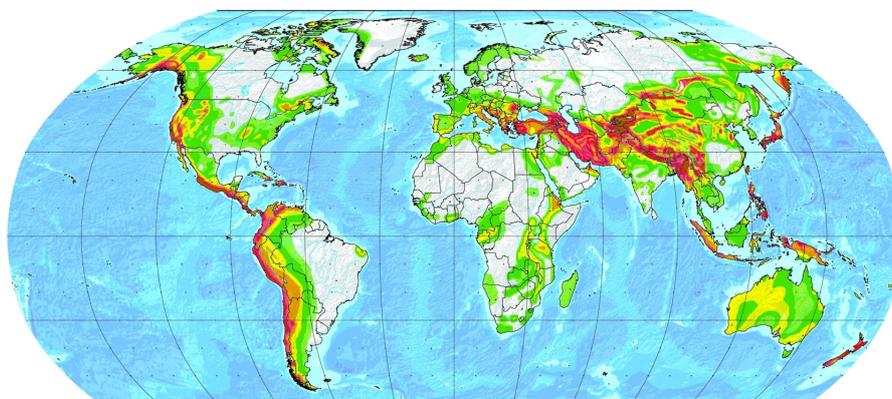


Figura 1.3: Mapa de peligrosidad sísmica.

Si comparamos el mapa de distribución de construcciones de tapial y adobe de la figura 1.2 con el de peligrosidad sísmica de la figura 1.3 vemos como las zonas de mayor riesgo se concentran en áreas de la costa oeste de sudamérica, península de Anatolia, zonas rurales del interior de China, Nueva Zelanda y países del entorno de Afganistán.

1.3. Aspectos normativos

Al contrario que otros materiales y sistemas de construcción los muros estructuras de tierra no tiene un soporte normativo que permita su caracterización, diseño o comprobación.

Sólo en algunos países se han redactado normativas propias para este material, utilizando muchas veces equiparaciones a otros tipos de estructuras en cuanto a su esquema de análisis material.

En Estados Unidos existen ensayos normalizados para la construcción en adobe estabilizado, ensayos de compresión, resistencia a la flexión, ciclos de humedad-sequedad, absorción y erosión (ASTM D559-44 y D560-44).

Nueva Zelanda redactó una de las normativas más completas, la NZ 4297 *Engineering design of earth buildings*, publicada por la Earth Building Association

²Fuente:www.terracruda.com

of New Zealand en el año 1998.[23]

En el Reino Unido se publicó en el año 2.007 el *The rammed earth house*[7], y la asociación *Building Research Establishment Limited* editó en 2.005 la *BRE.EP62 Rammed Earth: Design and Construction Guidelines* y en 2.008 la *BRE.EP80 Earth Masonry: Design and Construction Guidelines*. Por su parte Australia redactó en el año 2.002 un manual llamado *The Australian earth building handbook*[30].

En Francia se publicaron en 2005 dos guías de diseño denominadas *L'architecture en Pisé dans le canton de Boën*[10] y *Techniques de construction et de restauration*[25].

En España lo más parecido que existe es la norma UNE 41410:2008, *Bloques de Tierra Comprimida para Muros y Tabiques. Definiciones, Especificaciones y Métodos de Estudio*, que fue elaborada por el Subcomité Técnico AEN/CTN 41 SC10 Edificación con tierra cruda.

Además existen otra serie de normas y recomendaciones como son la UBC-1958, REEF-CSTB, algunas recomendaciones de la ONU y las redactadas en Perú sobre adobe estabilizado a través de su Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda (ININVI) que publicó la Norma para la Construcción con Adobe.

1.4. Tipos de estructuras. Cimentaciones, muros y forjados.

1.4.1. Cimentaciones

Como regla general la cimentación de todas las estructuras de tapial se ejecuta con materiales resistentes a la acción de la humedad, resistencia que el propio tapial no es capaz de aportar.

Para ello se crean zanjas corridas de cimentación con fábricas de mampostería de piedra con morteros de cal y arena de con un ancho de 10cm superior al ancho del propio muro por ambas caras y con un espesor que varía según las zonas en las que se ejecute la estructura, si bien suele oscilar entre los 40 y los 70cm.

Sobre estas zanjas se ejecuta un pequeño zócalo, o sobrecimiento, ya del mismo espesor del muro de tapial y de unos 20 a 30cm de altura, cuya misión es alejar la fábrica de tierra de las zonas más expuestas a la humedad.

1.4.2. Muros

Como todas estas estructuras los muros se calculan en base a reglas empíricas y propias de cada región con espesores que varían entre los 40 y los 60cm, si bien en zonas rurales de China podemos encontrarnos con muros ejecutados con un espesor menor.

Para obtener un tapial capaz de resistir adecuadamente el paso del tiempo es necesario eliminar los posibles restos de materia orgánica del material, utilizando la técnica de la "pudrición" de la tierra. Para ello el material a utilizar debe ser amontonado en otoño para ser empleado en la primavera siguiente. De esa manera el efecto de las lluvias y el frío del invierno eliminarán los posibles restos orgánicos.

De forma empírica la elección del material se hace mediante unos sencillos controles de calidad del suelo elegido. Al inicio del capítulo 3 se indican tres de esos métodos para considerar la aptitud de un suelo, de la mezcla y cantidad mínima de cal y de su contenido en agua.

De forma común a todas las estructuras de muros de carga se procura que todos los elementos verticales reciban carga de los forjados, mediante el sistema de contrapeado de los forjados, ya que esta carga provoca un efecto estabilizador de los muros ante un esfuerzo lateral.

En el punto 1.5 se amplía la información sobre las técnicas constructivas de los diferentes tipos de muros de tapial.

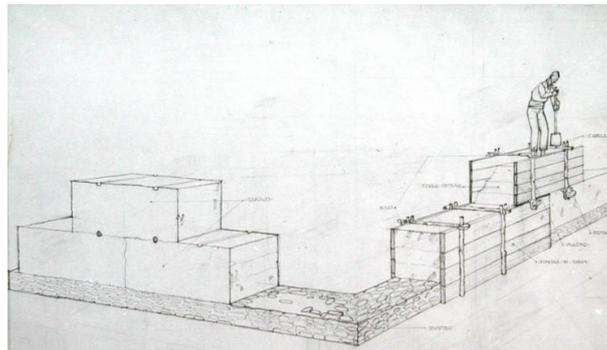


Figura 1.4: Ejecución del tapial según Fernández Balbuena [8]

1.4.3. Ejecución de los forjados

De forma recurrente todos los forjados que se utilizan en estructuras de fábricas de tapial se ejecutan a base de viguetas de madera con una capa superior de tierra sobre un entablado, colocando a su vez sobre la capa de tierra el solado del nivel superior. En muchos casos las viguetas se apoyan directamente sobre los muros, sin elementos de unión entre ellas, lo que en caso de sismo provoca un efecto de respuesta desordenada de las viguetas sobre el muro, que lleva al fracaso del sistema.

En el caso de viviendas de una sola planta sobre los muros de tapial se apoyan los pares de la cubierta, en la mayoría de los casos con un durmiente que recoge todas las cabezas de los citados pares. En todas las soluciones de cubiertas siempre se utilizan voladizos o aleros que alejen la humedad proveniente de la lluvia de la base de los muros.

1.5. Técnicas de ejecución de los muros

Vamos a vez describir a continuación de forma resumida la método que se seguía para proceder a la ejecución de los muros de tapial, y que aún hoy día se sigue utilizando. De forma general hay que decir que el comportamiento mecánico de los tapiales va a depender de forma fundamental de tres aspectos a controlar durante su ejecución, la composición de la mezcla de tierra, el método de compactación y el proceso de secado.[18]

Para ello se comienza por colocar los costales del encofrado (llamados tapiales) que serán sujetados a la propia fábrica de tapial mediante pasadores de madera. Sobre este molde se va vertiendo la tierra hasta alcanzar unos 10cm de espesor, que se apisona mediante la acción de pisonones manuales (de unos 6 u 8kg de peso) hasta conseguir una tongada de unos 5 a 6cm de espesor. Se debe mantener un nivel adecuado de humedad en la tierra, regando ligeramente el material sin que llegue a formarse barro. Es conveniente dejar uno de los costados en talud, para mejorar las condiciones de traba entre los cajones. En muchos tratados se insiste en la necesidad de dotar al tapial de un declive de 7 a 8 milímetros por metro de altura, aproximando las dos tablas por arriba con auxilio de la cuerda arrollada que une los dos montantes verticales. Los agujeros que deja en la pared el travesaño o la traba se rellena con tierra apretada con un barrote.[22] De esta manera se llega a ejecutar un cajón o cuerda de tapial, que puede tener entre 80 y 100cm de altura por unos 200cm de longitud. Todas las medidas están siempre en función de la capacidad de los operarios que intervienen en el proceso.

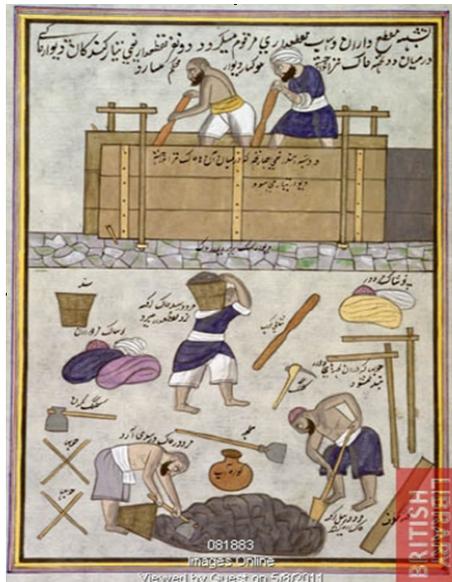


Figura 1.5: Operarios en la ejecución de un tapial

Históricamente en fábricas de cierta importancia solía verse una capa de lechada de cal entre un cajón el siguiente, técnica que dota a la fábrica de una mayor resistencia y que recibe el nombre de “calicastrado“, de hecho existe una

clasificación diferenciadora entre las fábricas que sólo utilizan la arcilla como aglutinante (*llamadas tapias no estabilizadas*) y las que usan cal o más actualmente cemento como aglutinante (*llamadas tapias estabilizadas*). La mayor ventaja de estos últimos reside en su durabilidad y comportamiento mecánico.

Una vez terminado el cajón se desmonta el molde y se vuelve a montar junto al anterior de manera que se van creando hiladas de fábrica a todo lo largo del muro. Los huecos se replantean en la ejecución colocando precercos que muchas veces aparecen reforzados con fábrica de ladrillo, o bien se abren a cincel una vez terminada la tapia.

Los más habitual era que se necesitara el trabajo de cinco operarios por cajón, dos apisonadores, un amasador y dos peones. En la *figura 1.5* aparece una representación de dicho reparto de operarios.

A continuación se recoge una enumeración de todos los elementos que componen un cajón de tapial, así como un esquema de todo el conjunto montado.

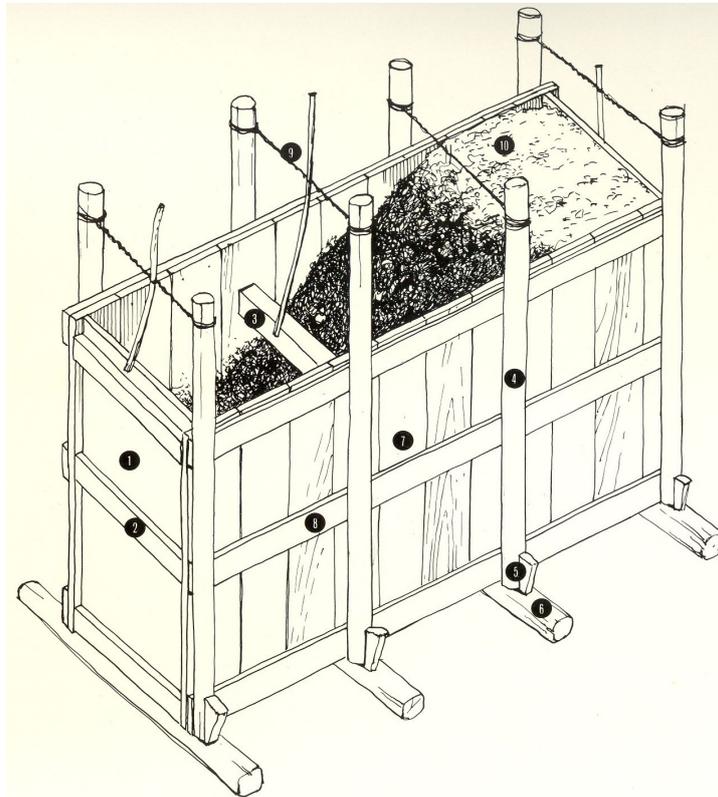


Figura 1.6: Elementos que componen un tapial [9]

- | | | |
|---------------------------------|-----------------|-----------------------|
| 1. Compuerta | 4. Paral | 8. Traviesa |
| 2. Codal, travesaño o separador | 5. Cuña o egión | 9. Tórtolo |
| 3. Travesaño | 6. Aguja | 10. Relleno de tierra |
| | 7. Costado | |

1.6. Características mecánicas del material

Se han confeccionado las siguientes tablas a partir de los datos recogidos por doce autores diferentes. En ella se puede apreciar una uniformidad importante en algunas de las características (*como la densidad o el coeficiente de Poisson*) y a la vez una importante desviación respecto de otros.

Los datos obtenidos dependen en gran manera del tipo de probeta utilizada, sus dimensiones y esbeltez, y son una de las causas de la desviación de datos, por lo que hemos incluido una columna describiendo el tipo de probeta usada. Como se puede observar el orden de magnitud depende mucho de la fuente consultada.

Autor	Densidad kg/m^3	Compresión MPa	Tracción MPa	Cortante MPa	Probeta cm
Hall [15]	2.020 - 2.160	0,75 - 1,46	-	-	cubo de 10
Lilley [19]	1.870 - 2.170	1,80 - 2,00	-	-	cubo de 15
Maniatidis [21]	1.850	3,88	-	-	cilindro d=10 h=20
Jaquin [17]	-	0,60 - 0,70	-	-	probeta l=10 a=10 h=30
González Limón [13]	2.250	2,45	0,29	-	cilindro d=15 h=30
Novamooz [24]	2.000	-	-	-	cilindro d=7 h=2
Aymat [2]	2.000	1,50	0,29	-	vv.aa.
Tao [29]	-	1,60	-	0,20	probeta l=30 a=16 h=8
Bui [4]	2.000	-	-	-	probeta l=40 a=40 h=65
Xu [31]	1.485	-	-	0,18	cilindro d=15 h=30
Gomes [11]	1.900	0,67	0,13	0,08	datos de NZ4297[23]
Angúlo [1]	2.000	-	-	0,03	vv.aa.

Cuadro 1.1: Características mecánicas del tapial I

Autor	Módulo elástico E MPa	Coef. Poisson ν	Módulo elasticidad transversal G MPa	Ángulo de fricción interno ϕ
Hall [15]	-	-	-	-
Lilley [19]	-	-	-	-
Maniatidis [21]	250	-	-	-
Jaquin [17]	60	-	-	-
González Limón [13]	922	0,30	355	-
Novamooz [24]	-	0,33	-	-
Aymat [2]	-	-	-	-
Tao [29]	-	-	-	-
Bui [4]	100 - 500	0,22 - 0,40	41 - 180	-
Xu [31]	125	0,35	46	14
Gomes [11]	200	0,35	74	-
Angúlo [1]	500	0,20	208	-

Cuadro 1.2: Características mecánicas del tapial II

Analizando los valores del Módulo de Elasticidad recogidos en los cuadros 1.1 y 1.2 podemos estimar que el valor máximo de dicho módulo estará en torno a los 250MPa, valor cercano a los indicados por Maniatidis y por Bui.

Los datos aportados por el resto de autores pueden estar lejos de la realidad de los cajones y muros de tapial por el efecto de forma de las probetas que utilizan o por ser datos de diseño (como hace Gomes con la normativa neozelandesa NZ4297)

De forma gráfica en la figura 1.5 se representa un diagrama de comparación de los distintos Módulos de Elasticidad expuestos por los autores, así como el valor inicial adoptado para nuestros próximos cálculos.

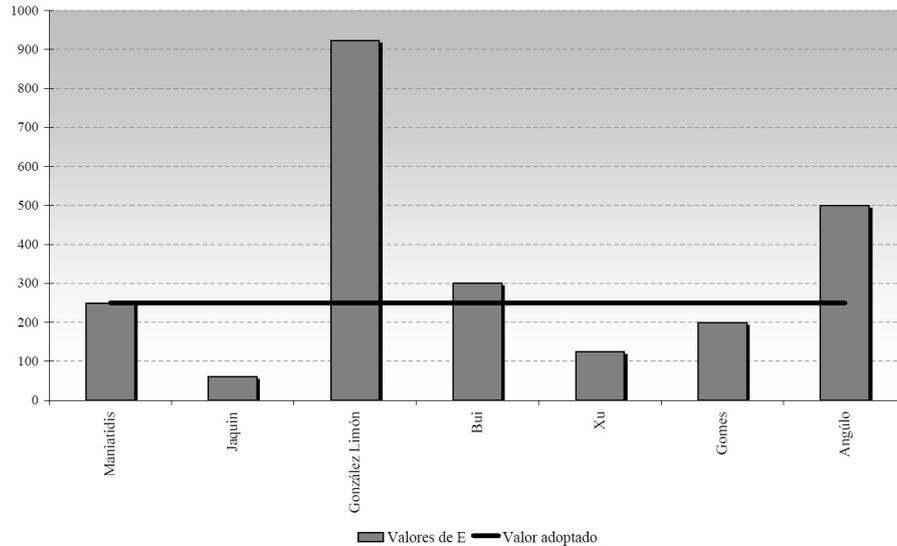


Figura 1.7: Comparación de valores de E en tapiales

Si comparamos a continuación el valor adoptado como *Módulo de Elasticidad del Tapial* con los valores de este módulo de otros materiales comunes en las estructuras vemos que nos encontramos con un material que tiene una capacidad muy limitada de soportar tensiones.

Así mientras el tapial tiene un valor de E que hemos estimado cercano a los 250MPa el hormigón alcanza los 27.000MPa, la madera 14.000MPa, la fábrica de ladrillo 5.200MPa y el mortero de cemento 4.200MPa.

La diferencia con todos ellos es muy grande, y esa diferencia marcará también el tipo de material idóneo para realizar refuerzos en los muros de tapial, donde ambos materiales, material base y elemento de refuerzo, tiene que ser capaces de actuar de forma solidaria en sus deformaciones, sin que se produzcan deslizamientos entre las interfases de los materiales

De nuevo de forma gráfica en la figura 1.6 se representa una comparación de relaciones Resistencia a Compresión/Densidad, obteniendo una escala en metros de la capacidad del tapial en relación con los materiales más habituales en estructuras. Al igual que en la figura 1.5 en ordenadas se representa la relación $\frac{R}{\rho}$ y en abscisas material a comparar

De igual modo a como hemos hecho para decidir un valor del *Módulo de Elasticidad* hacemos ahora para obtener un valor aceptable y real del Módulo de Elasticidad Transversal G con el que poder estudiar el comportamiento del

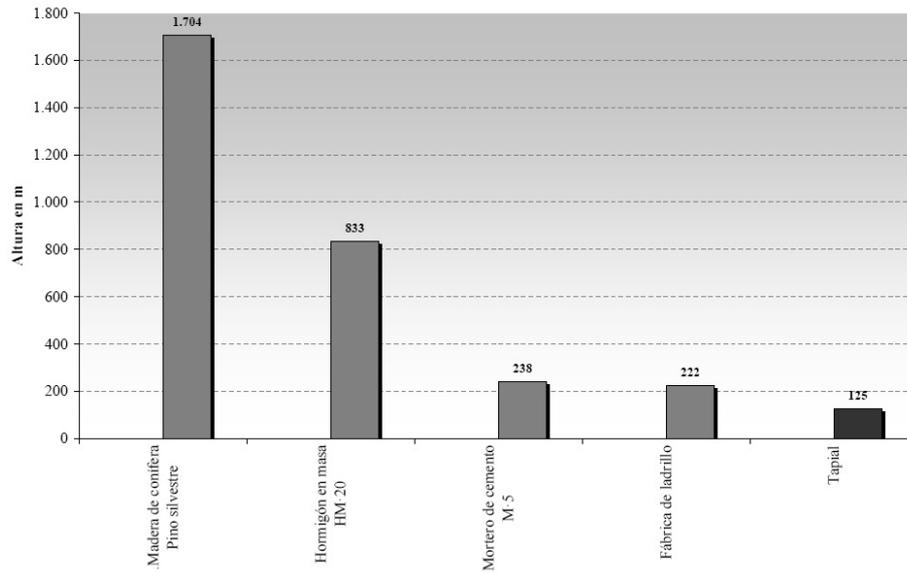


Figura 1.8: Comparación de valores resistentes en distintos materiales

material. Estos datos serán los utilizados para evaluar el comportamiento ante los fallos en el mismo plano por cortante comentados en el punto 2.1 y que son los responsables de la pérdida de rigidez de los muros.

De los cuadros 1.1 y 1.2 podemos deducir que un valor cercano a los 100MPa para dicho *Módulo de Elasticidad Transversal G* puede ser bastante real. Como podemos observar también en dichos cuadros los valor de la *Relación de Poisson* coinciden bastante bien con el valor de $\nu = 0,30$, por lo que para un valor de $E=250\text{MPa}$ según la expresión 1.1 obtenemos un valor muy cercano de $G=96\text{MPa}$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{250}{2(1 + 0,3)} \simeq 96\text{MPa} \quad (1.1)$$

Capítulo 2

DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE FALLO

2.1. Fallo en el mismo plano por cortante

Los fallos en el plano se producen por esfuerzos excesivos de cortante o de flexión, que van a depender de la relación entre la longitud y la altura del muro. Para relaciones l/h bajas, con muros altos y de poca longitud, el fallo se producirá por flexión, mientras que en relaciones l/h alta, con muros largos y de poca altura el fallo se producirá por cortante.

Este segundo caso, el fallo por CORTANTE, se asocia también a muros que reciben grandes empujes horizontales debido a cubiertas muy pesadas o con sobrecargas, que se ven aumentados por la distribución de las aperturas correspondientes a las puertas y ventanas.

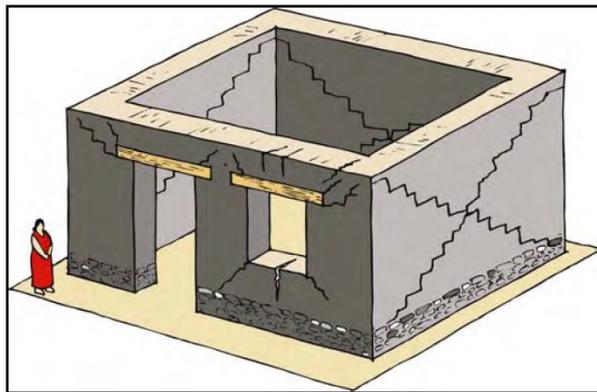


Figura 2.1: Esquema de rotura por cortante [12]

En este fallo se forma el característico agrietamiento en doble diagonal en forma de X, figura 2.1. Cuando el tamaño de estas grietas llega a ser importante el sistema se degrada rápidamente, y la resistencia y rigidez de los muros disminuye pudiendo colapsar la estructura debido a la caída de capacidad ante cargas

gravitatorias. En muchos casos el agrietamiento se produce en las partes de muros limitadas entre huecos, conocidos como "piers".

2.2. Fallo por flexión

Este tipo de fallo provoca grietas horizontales en los extremos superiores e inferiores de los muros y elementos estructurales. En fábricas de muros de carga los elementos más dañados son los limitados por los huecos, los citados piers.

El deslizamiento y rozamiento que se produce entre los labios de estas grietas puede ser una forma efectiva de absorber energía del esfuerzo sísmico, siempre que el sistema sea capaz de seguir soportando las cargas verticales.

2.3. Fallo por configuración y discontinuidad de la estructura

Existe un tipo de fallo, muy importante en el comportamiento sísmico del conjunto estructural, debido a errores de diseño o de ejecución. Entre éstos podemos citar por ejemplo los siguientes:

1. Falta de anclajes y trabas suficientemente anchas en las esquinas y encuentros de los muros que producen grietas y caídas de las esquinas de las estructuras. figura 2.2. Como veremos en el apartado 5.3 estas zonas concentran una gran cantidad de tensión, que será una de las que finalmente hagan fallar a la estructura.

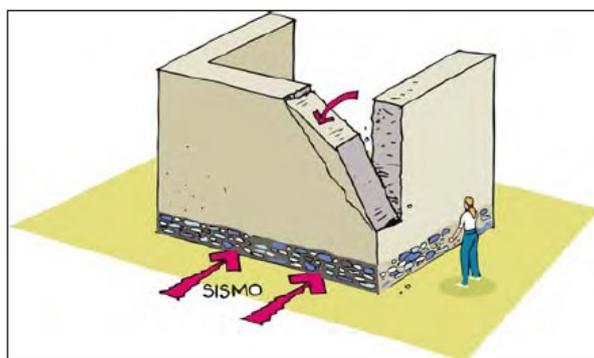


Figura 2.2: Esquema de rotura en esquina [12]

2. Falta de unión en las cabezas de las viguetas que provoca el desajuste de sus elementos durante una sacudida sísmica, como ya hemos comentado en 1.4.3.
3. Aperturas de huecos demasiado grandes o demasiado cercanos a otros huecos o a las esquinas. De hecho varios manuales de diseño limitan estas medidas. [14]

4. Falta de conexión entre las cabezas de los muros y los forjados, o entre los muros de plantas consecutivas por el efecto de rasgado que produce la presencia de las cabezas de las viguetas en el muro. Figura2.3
5. Ausencia de efecto de diafragma en las estructuras de piso horizontales, ya sea por mala ejecución, materiales incapaces o la no existencia de dicho piso horizontal.
6. Caída de la cubierta hacia el interior de la estructura por fallos fuera de plano y de flexión de los muros de carga, o por la presencia de elementos de cubrición muy pesados junto al posible deterioro de los elementos que forman la estructura por agentes atmosféricos o bióticos. Figura2.4



Figura 2.3: Vuelco de planta alta por efecto de rotura en muro por rasgado [12]

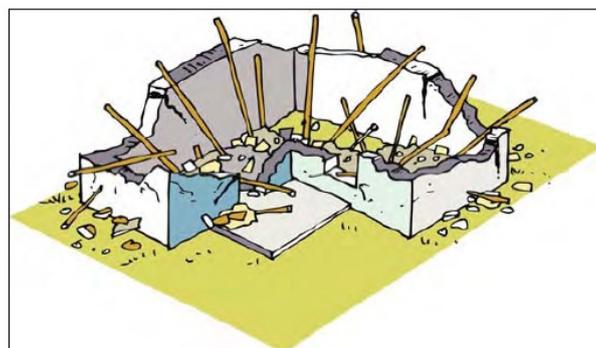


Figura 2.4: Caída de cubierta sobre el edificio [12]

2.4. Fallo fuera de plano

En este tipo de fallo es muy común en estructuras de tapial, incluso con sismos de moderada magnitud. En este caso el muro cae fuera del plano en el que se encuentra en estado estable produciendo de forma explosiva una inestabilidad del sistema resistente a cargas verticales. Dentro de este tipo de fallos se producen dos diferentes mecanismos en función de la geometría y las condiciones de contorno del muro.

El primero con una flexión perpendicular al plano del muro con agrietamiento horizontal en la base, o a una altura intermedia, acompañado de grietas y fracturas verticales que convierten al muro en un mecanismo sin sustentación. Es un tipo de fallo habitual en muros de gran longitud en relación a su espesor y que no tienen la colaboración de muros perpendiculares que le sirvan de arriostramiento. Figuras 2.5 y 2.6

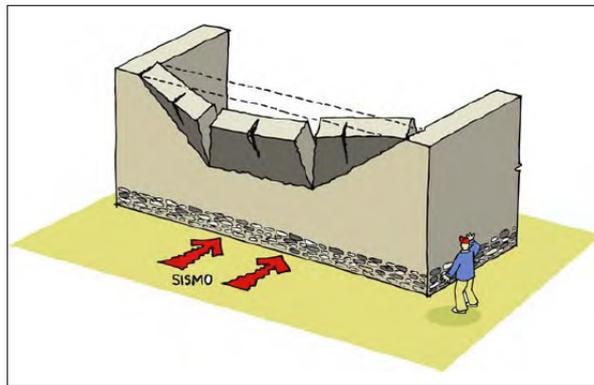


Figura 2.5: Fallo fuera de plano con agrietamiento horizontal en la base [12]

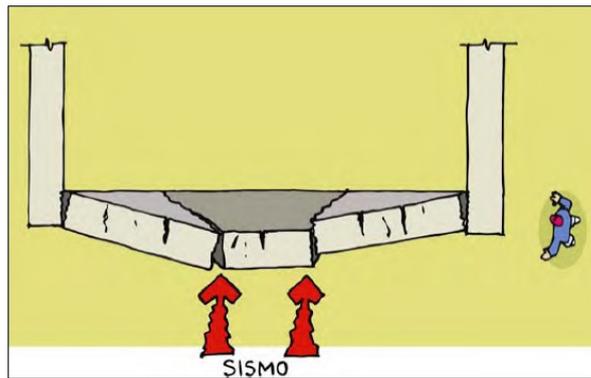


Figura 2.6: Fallo fuera de plano con agrietamiento horizontal en la base. Vista en planta [12]

El segundo con una flexión también perpendicular al plano del muro pero en este caso con una fractura vertical en el centro del paño, y un agrietamiento diagonal que forma el mecanismo de fallo. Se produce también una separación en las esquinas con los restantes muros de fachadas por falta de confinamiento y traba. Es un fallo habitual de muros altos y cortos. Figuras 2.7 y 2.8

En algunos casos y en determinadas configuraciones los tipos de fallo se pueden conjugar entre sí de forma simultánea, de manera que el resultado final será una combinación de varios de ellos.

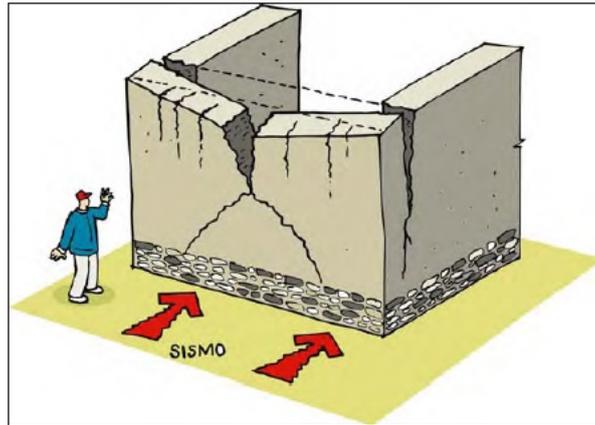


Figura 2.7: Fallo fuera de plano con fractura vertical en el centro del paño [12]

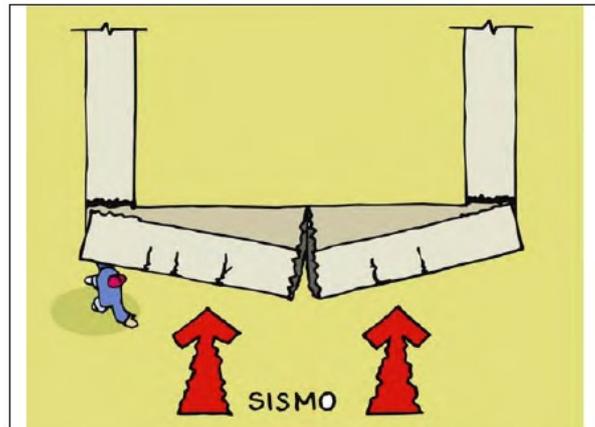


Figura 2.8: Fallo fuera de plano con fractura vertical en el centro del paño. Vista en planta. [12]

Capítulo 3

COMPORTAMIENTO CONSTITUTIVO DEL TAPIAL

3.1. Métodos empíricos

Antes de entrar a analizar de forma numérica los distintos parámetros de resistencia del tapial debemos conocer las formas empíricas utilizadas desde hace muchos años para saber si el material alcanza la suficiente capacidad como para ser empleado en el uso de tapiales, más allá de la exactitud de los números. Así existen varios métodos documentados para conocer la resistencia del material constituyente del tapial, que no es más que la mezcla de tierra (arcillosa), cal y agua compactadas. Recordemos que el contenido en agua es uno de los parámetros principales que actuará sobre las capacidades mecánicas del tapial, y así lo recogen varios autores. [3][6]

El primero de estos métodos consistía en hacer un disco de unos 10cm de diámetro con la tierra a utilizar y hacerlo rodar por el suelo. Si el disco no se disgrega se entiende que la mezcla entre los distintos materiales es la correcta.

Otro método, indicado por la *International Association for Earthquake Engineering*[14], consiste en crear cinco o seis pequeñas bolas con la mezcla de tierra a emplear, de aproximadamente 2cm de diámetro. Una vez que están secas (pasadas unas 48 horas) cada bola se aprieta entre el índice y el pulgar. Si tienen la resistencia suficiente ninguna de ellas se romperá y se puede entender que la mezcla de suelo contiene la dosificación correcta. Es necesario controlar también la microfisuración que el exceso de secado haya podido causar. En el caso de que alguna de las bolas se rompa se entiende que el material no es el adecuado, bien por un defecto de cal o por un exceso de agua, y tiene que ser descartado.

Un tercer método es indicado por Ciancio y Augarde[6]. En este caso se fabrica una bola del material en la palma de la mano y se deja caer desde una altura de 1,10m. Si la bola se rompe en muchos pequeños fragmentos la mezcla es adecuada y la cantidad de agua la correcta para alcanzar la máxima compactación. Por el contrario si el contenido en agua es muy alto la rotura

será en unos pocos fragmentos de mayor tamaño. En el caso de que el contenido en agua sea insuficiente no será posible crear una bola para realizar el ensayo.

3.2. Adherencia y rozamiento. Resistencia a compresión

Estas dos propiedades internas del material, adherencia y rozamiento, serán las encargadas de oponerse a la carga sísmica actuante en el mismo plano y que es la principal causante del fallo por cortante descrito en el punto 2.1. Mientras no se vean superadas el muro será capaz de resistir el esfuerzo cortante al que se ve sometido. A este respecto al tapial se comporta como cualquier otro material, con una rama de comportamiento elástico, bastante lineal y una zona de comportamiento plástico donde desaparece la linealidad anterior.

Maniatidis y Walker [20] obtuvieron curvas de tensión-deformación sobre probetas cilíndricas de tapial de 200mm de altura por 100mm de diámetro, en las que se puede observar que el comportamiento lineal del material alcanza un 85% del valor de rotura, por lo que una parte importante de la capacidad de carga del tapial se encuentra dentro del comportamiento no lineal. El valor de las distintas probetas se encuentra entre los 2,3 y 2,9MPa, valor en consonancia con el resto de autores que aparecen en el cuadro 1.1.

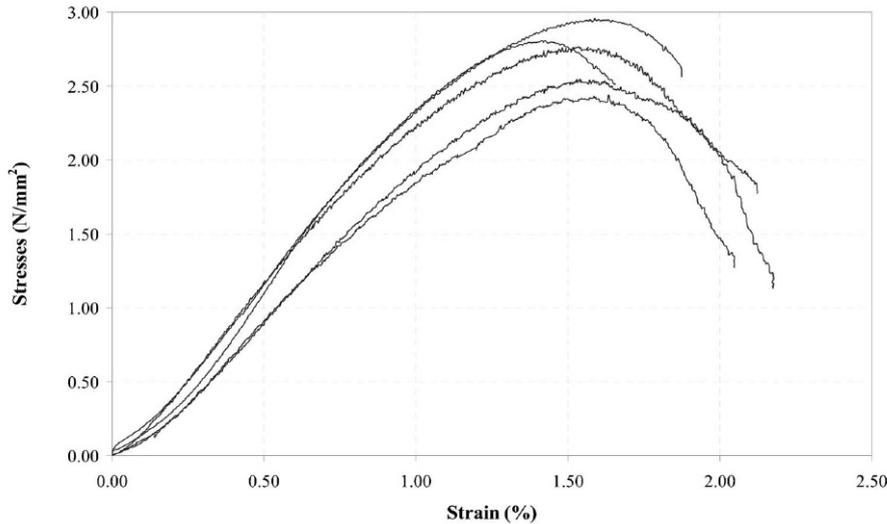


Figura 3.1: Curvas tensión-deformación sobre probetas de tapial. [20]

Extrapolando de forma directa los datos de compresión indicados en la figura anterior a cortante, vemos como mientras la carga se encuentre dentro del 85% inicial, zona dominada por el comportamiento elástico, será la *adherencia* la propiedad interna del material que soportará la carga que se esté aplicando, de esa manera el comportamiento molecular de los distintos componentes del tapial será el responsable de la resistencia. Una vez superado el comportamiento lineal

comenzará a ser el rozamiento, la fricción entre los materiales constituyentes fisurados, la responsable de oponerse a la carga cortante.

Durante un sismo, una vez que la carga inducida sobre el muro ha superado el comportamiento lineal del mismo, es decir, una vez que la adherencia interna del material se ha visto superada, será sólo el rozamiento y el comportamiento no lineal quien se oponga a su acción, entrando en un proceso de degradación de la rigidez.

Como ya hemos indicado el fallo por cortante se caracteriza por la aparición de grietas inclinadas en el muro, asociadas a tensiones de tracción y compresión en el mismo plano. Este tipo de fallo es generalmente más frágil que el fallo por flexión, fuera de plano, y se caracteriza por una súbita degradación de la rigidez, como veremos en el punto 3.4.

3.3. Límites del comportamiento elástico bajo esfuerzos cortantes

El cálculo de la capacidad a cortante de un muro de tapial es complejo y no existe un método teórico que lo prediga. Ante la ausencia de normativa al respecto podemos tomar, con las oportunas reservas, las normativas existentes para estructuras de fábrica y hormigón en masa como base para nuestra aproximación al problema. Así la normativa española *CTE.SE-F* indica que la capacidad de un muro de fábrica de soportar cargas en su mismo plano será la suma de la resistencia a cortante puro f_{vko} más un porcentaje entre el 36 y el 45 % de la tensión vertical de compresión como contribución debida a cargas permanentes actuantes en la sección:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,36\sigma_k \quad (3.1)$$

Otros códigos, como el *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08)* presentan una formulación parecida, en la que también se tienen en cuenta tanto las propiedades del material como las cargas sobre la fábrica, pero de una forma más completa, introduciendo la deformación que las cargas laterales inducirán en el muro mediante una relación del tipo $\frac{M}{Vd}$, así tenemos la expresión:

$$V_{nm} = 0,083 \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0,25P \quad (3.2)$$

siendo M_u el momento actuante debido a la carga horizontal aplicada, V_u el cortante debido a la carga horizontal aplicada, d_v la posición o profundidad de aplicación de dicho cortante en el ancho de la sección del muro (excentricidad de la carga V_u), A_n la sección horizontal del muro, f'_m la capacidad del muro a compresión y P la carga vertical de compresión debida a cargas permanentes actuante en la sección, que en este caso se toma como una contribución del 25%. (para unidades en N y mm)

Si en la ecuación (3.2) eliminamos el efecto que tienen las cargas horizontal y vertical nos encontramos con una expresión del tipo:

$$V_{nm} = 0,332A_n \sqrt{f'_m} \quad (3.3)$$

Esta expresión se parece mucho a las usadas para obtener los valores de capacidad de resistencia a cortante del hormigón en masa. Ejemplo de ello son la expresiones que aparecen tanto en *ACI 318-02* (3.4) como en la *EHE98* (3.5), por lo que entendemos que el conocimiento que tenemos sobre el comportamiento del hormigón en masa nos puede ayudar en nuestras estimaciones futuras sobre el tapial.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_0 \cdot d \quad (3.4)$$

$$V_{cu} = 0,32\sqrt{f_{cd}} \cdot b_0 \cdot d \quad (3.5)$$

Si tomamos la expresión 3.5 y pasamos el área al primer miembro de la ecuación estamos ante la igualdad de dos tensiones, relacionadas por $0,32\sqrt{f_{cd}}$. Utilizando los datos que nos proporcionan Tao y otros [29] ($\sigma_c = 1,6MPa$ y $\sigma_s = 0,2MPa$) y siguiendo con el tipo de formulación anterior podemos escribir la relación entre ambas tensiones como:

$$\sigma_s = 0,16\sqrt{\sigma_c} \quad (3.6)$$

Operamos ahora como hicimos en el punto 1.6 donde obtuvimos un valor de *Resistencia a compresión*. Tomando los valores obtenidos en ensayos sobre probetas tenemos un valor medio aproximado a los $\sigma_c = 1,85MPa$. Este valor es cercano al que nos indica González Limón y otros [13] en su *Estudio de los materiales y de las fábricas de la torre de Comares de la Alhambra*, donde obtuvieron sus resultados de probetas extraídas de los propios muros de la torre.

Si aplicamos este valor de resistencia a compresión en la expresión 3.6 obtendremos un valor de resistencia a cortante $\sigma_s = 0,22MPa$

Comparando este resultado de *Resistencia a cortante* con los que aparecen en el cuadro 1.1 vemos que ambos están muy cercanos. De echo del citado cuadro podríamos obtener un valor en torno a los $\sigma_s = 0,19MPa$, frente a los $0,22MPa$ que nos proporciona nuestra relación.

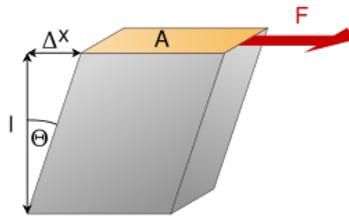


Figura 3.2: Esquema de Módulo de Elasticidad Transversal

Estos resultados nos llevan a una relación de porcentaje entre ambas tensiones de $\sigma_s = 12\%\sigma_c$, porcentaje que está cerca de los valores indicados por Cheah y otros [5] que señalan en su estudio que el valor de la resistencia a cortante del tapial debe estar en torno al 7% del valor de resistencia a compresión, por lo que entendemos que la expresión 3.6 puede ser válida para nuestros cálculos.

Estos cálculos se realizan sin tener en cuenta el efecto de la carga vertical, ya que en el tipo de estructuras en el que trabajamos la carga vertical sobre el muro suele deberse en exclusiva a la de la cubierta, ya que son estructuras en muchos casos de un solo piso, por lo que dicha contribución se puede eliminar del cálculo sin que ello suponga una reducción en la seguridad de los mismos, si bien en el cálculo numérico que se realiza en el capítulo 5 si se tendrán en cuenta.

Vamos a continuación a relacionar los datos obtenidos hasta ahora con la expresión que define el *Módulo de Elasticidad Transversal* según se indica en la figura 3.2 y en la expresión 3.7:

$$G = \frac{F/A_0}{\Delta_x/l} \quad (3.7)$$

En esta expresión el cociente F/A_0 es igual al valor de la tensión de cortante máximo $\sigma_s=0,22\text{MPa}$, ya que $F = V_s$ que en nuestro caso es la fuerza cortante actuando sobre el área de sección del muro.

Además como el valor del Módulo de Elasticidad Transversal lo hemos calculado en la ecuación 1.1 podemos hacer una relación lineal entre la altura del muro y la deformación máxima que puede experimentar dentro del comportamiento lineal. Así operando en 3.7 podemos obtener la expresión siguiente:

$$\Delta_x = 2,2 \cdot 10^{-3}l \quad (3.8)$$

3.4. Mecanismos de degradación de la rigidez.

En el capítulo 2 hemos visto los mecanismos más habituales de rotura de estas fábricas ante una sollicitación sísmica. Los fallos en el mismo plano y fuera de plano son las dos causas fundamentales de rotura, quedando la aparición de ambas condicionadas a la dirección del esfuerzo inducido.

Toda rotura supone una degradación en la capacidad del muro, y en nuestro caso, donde los muros son gruesos y pesados, la rigidez será el parámetro resistente a degradar.

Para estructuras de menos de tres alturas podemos obtener la rigidez de un muro como:

$$K = \frac{G \cdot A}{h} \quad (3.9)$$

donde G es el *Módulo de Elasticidad Transversal* visto en el punto anterior, A la sección del muro y h su altura.

Como podemos ver en dicha expresión 3.9 el mecanismo de degradación de la rigidez K puede deberse a la vez a una reducción de dos valores principales:

1. Reducción del módulo de elasticidad transversal
2. Reducción del área efectiva del muro

De hecho la degradación se debe a un proceso redundante entre ambos durante el cual las deformaciones laterales inducidas en el muro por un sismo Δ_x llegar a reducir el valor de G tal y como aparece en la expresión 3.7. Una vez que el valor de Δ_x supera el límite de comportamiento elástico el muro comienza a

fisurarse, reduciéndose a la vez el valor del área efectiva actuante, por lo que la rigidez continúa degrandándose cada vez a mayor velocidad. El proceso es el mismo que aparece en cualquier tipo de muro y puede observarse fácilmente mediante diagramas de histéresis.

3.5. Energía de rotura. Ablandamiento

Al igual que le ocurre al hormigón en masa, con el que ya hemos hecho alguna analogía, el tapial es un material formado a partir de la agregación de agua, áridos y un conglomerante, por lo entendemos que su comportamiento en rotura será análogo a este. De esa manera podemos prevér que el tapial tendrá un comportamiento cuasi-frágil, con una curva de carga-deformación parecida a la del hormigón en masa.

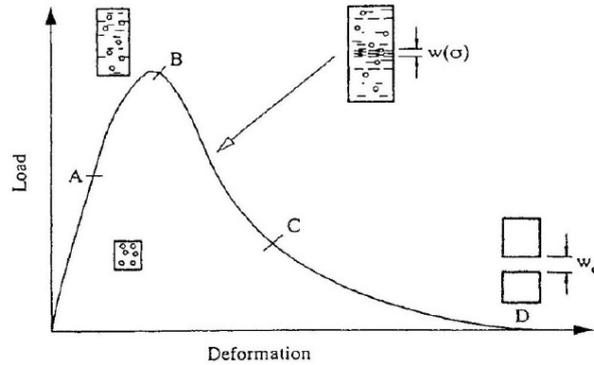


Figura 3.3: Curva P- δ del hormigón en masa.

Una vez superados los límites del comportamiento elástico comprendido en el tramo A-B de la figura 3.3, según hemos visto en los puntos anteriores, el material comienza a microfisurarse, y son estas microfisuras las que dotan al tapial de su comportamiento no lineal. Estas microfisuraciones son las que aportan todo el tramo-curva de descarga desde el punto B (post-pico) comenzando un paulatino ablandamiento gobernado por la energía de rotura del material.

En la figura 3.4 se muestran los modelos propuestos por Hilderborg para hormigón (a) y (b) y el propuesto para un comportamiento de ablandamiento genérico postpico propuesto para el estudio del tapial estabilizado (c).

El área bajo la curva $\sigma - \delta$ representará la energía de fractura G_f :

$$G_f = \int_0^{\delta_{max}} \sigma \cdot d\delta \quad (3.10)$$

Asumimos que al alcanzar el fallo la apertura de las grietas en las fibras extremas del muro es igual a δ_{max} y que la distribución de tensiones a lo largo de la fractura sigue el modelo indicado en fig.3.4(c). Es decir que independientemente de la geometría del muro la configuración de la rotura será la misma, el muro fallará cuando la máxima apertura de la rotura alcance el valor δ_{max} . De

este modo el valor de α se convierte en un valor determinante de la capacidad de soportar esfuerzos una vez alcanzada la fisuración, por lo que su estudio en profundidad puede ser uno de los campos de investigación posteriores a este trabajo.

Visto en detalle en la fig. 3.5 se asume en un análisis habitual que la longitud de la fractura es igual al espesor del muro t , si bien un estudio en profundidad indica que la realidad es la que aparece en fig.3.5(c), donde la rotura es menor que el espesor del muro, apareciendo una zona bajo solicitaciones de compresión.

Se asume de todos modos que durante el fallo la longitud z que se indica en fig.3.5(c) es despreciable respecto a $t - z$. Además durante el fallo el muro girará sobre su base y sobre el punto C1, quedando como aparece en fig.3.5(a) por lo que podemos utilizar el *Principio de los Trabajos Virtuales* para conocer el esfuerzo total capaz de soportar por el muro, tal y como se detalla en el capítulo siguiente.

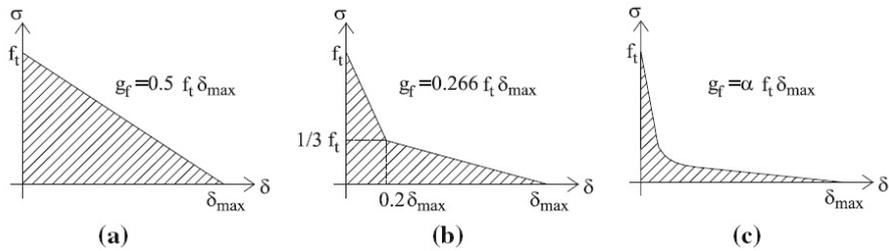


Figura 3.4: Modelos de rotura cohesiva. [6]

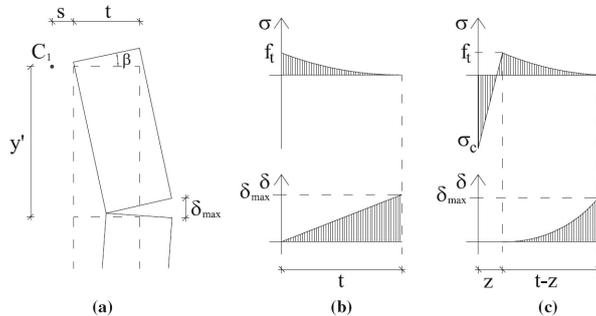


Figura 3.5: Detalles de tensiones de fractura. [16]

Capítulo 4

RESISTENCIA DE LAS ESTRUCTURAS DE TAPIAL

4.1. Comportamiento Lineal

Estudiamos ahora el comportamiento de los muros cuando reciben la carga de manera perpendicular a su plano longitudinal (provocando un fallo de rotura longitudinal, vuelco o fuera de plano)

En este tipo de fallo se asume que el muro sufre una rotación sobre su plano de apoyo, por lo que la carga aplicada sobre la cabeza del muro comenzará a presentar problemas de excentricidad.

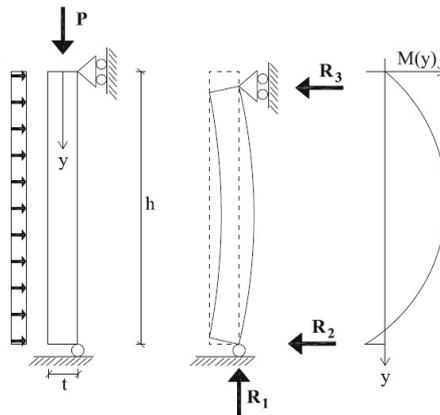


Figura 4.1: Esquema de carga perpendicular al muro. [6]

Para una primera aproximación entendemos que la carga introducida lateralmente por el sismo $q_f(\rho \cdot \ddot{a})$ estará aplicada por igual en toda la altura del muro, aunque realmente su valor dependerá de la posición y . La carga sísmica no se aplicará en la cabeza del muro, como se haría al utilizar el modelo de

masas concentradas, ya que la naturaleza de las estructuras de tapial, con grandes y pesados muros sobre los que se apoyan forjados o cubiertas ligeras, no encaja con ese modelo [3] en el que se estima que la rigidez de los diafragmas de forjados es infinita en su plano y toda la masa de la planta se concentra su nivel. De esta manera nuestro esquema sería el que aparece en la figura 4.1.

Considerando el equilibrio de las fuerzas que aparecen en dicho esquema podemos escribir (donde γ es el peso del material):

$$R_1 = P + \gamma thd \quad (4.1)$$

$$R_2 = q_f d \frac{h}{2} + \frac{Pt}{2h} + \frac{\gamma t^2 d}{2} \quad (4.2)$$

$$R_3 = \frac{\gamma t^2 d}{2} - \frac{Pt}{2h} + \frac{\gamma t^2 d}{2} \quad (4.3)$$

La tensión cortante en cualquier sección a lo largo de y en la fachada del muro se puede expresar como:

$$\sigma_s(y) = \frac{M(y)t}{2I} - \gamma y - \frac{P}{td} \quad (4.4)$$

donde

$$M(y) = \frac{-y(Pt + dh(q_f y + t^2 \gamma - h q_f))}{2h} \quad (4.5)$$

$$I = \frac{dt^3}{12} \quad (4.6)$$

De esta manera en una primera aproximación en régimen elástico los pasos serían encontrar la situación de y' , donde la tensión es máxima ($\frac{\partial \sigma_s}{\partial y} = 0 \Rightarrow y'$) y posteriormente calcular el valor q_f , como la máxima tensión es igual a la tensión en la sección $f_t(\sigma_s(y = y') = f_t \Rightarrow q_f'$. La máxima carga sísmica que el muro es capaz de resistir y la localización de la fractura se pueden obtener mediante:

$$q_f' = \frac{5Pt + 2dt^2(f_t + 2h\gamma) + 2t\sqrt{(P + dtf_t)(4P + dt(f_t + 4h\gamma))}}{3dh^2} \quad (4.7)$$

$$y' = \frac{hP + dhf_t t + h\sqrt{(P + dtf_t)(4P + dt(f_t + 4h\gamma))}}{5P + 2dt(f_t + 2h\gamma) + 2\sqrt{(P + dtf_t)(4P + dt(f_t + 4h\gamma))}} \quad (4.8)$$

4.2. Comportamiento No Lineal

Podremos ahora considerar la contribución que el trabajo de apertura de la grietas aparecidas en el muro hasta la rotura total provoca en la resistencia. Como ya hemos comentado anteriormente vamos a tomar la formulación existente para el hormigón como base para nuestra aproximación, pudiendo por tanto comparar el tapial con un hormigón en masa débil. [6]

Como vimos en el punto 3.5 durante el fallo el muro girará sobre su base y sobre el punto C1, quedando como aparece en fig.3.5(a) por lo que como se

indicó podemos utilizar el *Principio de los Trabajos Virtuales* para conocer el esfuerzo total capaz de soportar por el muro. Así podremos escribir ($\forall \theta, \beta$ que son respectivamente los ángulos de giro inferior y superior del muro fracturado):

$$q_f d(h-y') \frac{h-y'}{2} \Theta + q_f d \frac{y'^2}{2} \beta - \gamma dt (h-y') \frac{t}{2} \Theta + \gamma dt y' \left(\frac{t}{2} + \frac{y'}{h-y'} t \right) \beta - P \left(\frac{t}{2} + \frac{y'}{h-y'} \right) \beta - G_f t d = 0 \quad (4.9)$$

donde de acuerdo con la expresión 3.10 (c):

$$G_f = \alpha f_t \delta_{max} = \alpha f_t (s+t) \beta = \alpha f_t \left(\frac{y't}{h-y'} + t \right) \frac{h-y'}{y'} \theta \quad (4.10)$$

siendo s la distancia entre el centro de rotación C_1 y la cara exterior del muro (como aparece en fig.3.5a)

Siguiendo el mismo proceso que hicimos en el análisis elástico el valor de la acción sísmica que causa la fractura del muro y la posición de dicha fractura se puede obtener mediante:

$$q'_f = \frac{-t(P + 2dht\gamma)^2 m}{dh^2((P + 2df_t\alpha) - m)(2(P + df_t\alpha) + 2dht\gamma - m)} \quad (4.11)$$

$$y' = \frac{-h(P + 2df_t\alpha) + hm}{P + 2dht\gamma} \quad (4.12)$$

donde

$$m = \sqrt{2(P + 2df_t\alpha)(P + dt(f_t\alpha + h\gamma))} \quad (4.13)$$

De estas expresiones anteriores podemos concluir de forma directa que el resultado de q_f será mayor cuanto mayores sean los valores de t (espesor del muro) y de α , mientras que la posición de la fractura no se va a ver muy afectada por dichos valores, de hecho si hacemos tender α a infinito el valor de y' es $h/2$. De igual modo podemos ver como si hacemos $P=0$ el valor de q'_f es menor que si P es mayor de 0, confirmando este dato el efecto estabilizador que una carga vertical tiene sobre el muro. Si seguimos operando en la expresión 4.12 podemos ver como si hacemos $P = 0$ y $\gamma = 0$ la posición de la fractura $y' = h/2$, como ocurriría en el caso de una viga simplemente biapoyada.

4.3. Frecuencia de vibración

Como ya hemos comentado anteriormente el modelo de masas concentradas no se puede aplicar a estas estructuras, ya que éstas presentan la masa repartida en su altura y los forjados, construidos con elementos de madera, no pueden actuar de forma rígida al ser muy deformables.

Tenemos entonces que aplicar un modelo clásico continuo de viga que presente un comportamiento a cortante, *viga – cortante*, con la condición de contorno de ser cero el valor del cortante en la base del muro. Obtenemos en este caso la siguiente expresión para el primer modo:

$$f_1 = \frac{1}{4h} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.14)$$

siendo h la altura de la viga, G el Módulo de Elasticidad Transversal y ρ la densidad del material.

De forma gráfica podríamos expresar el valor de la frecuencia f_1 de las estructuras de tapial de la siguiente forma:

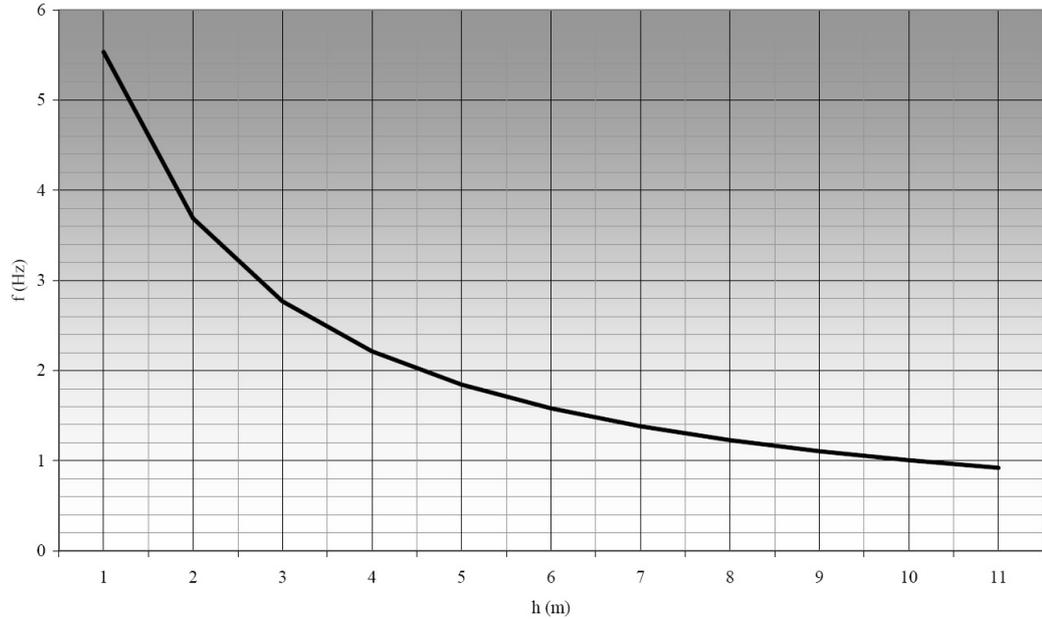


Figura 4.2: Relación altura-frecuencia de vibración f_1 .

La altura de los edificios de tapial está entorno a los 3 a 6 metros, para viviendas de una o dos plantas, por lo que podemos ver que este tipo de estructuras serán más sensibles a sismos con un alto contenido frecuencial en el primer modo, entre los 1,8 y 2,8Hz (periodos de entre 0,36 y 0,56 s).

Capítulo 5

ESTUDIO MEDIANTE CALCULO NUMÉRICO

5.1. Descripción del modelo utilizado. Geometría y cargas

Nos acercamos ahora al problema mediante el cálculo por el *Método de Elementos Finitos* de un modelo sintético para conocer los límites del material y del comportamiento global de una posible estructura ante una eventualidad sísmica.

De esta manera el modelo elegido pertenecería a una vivienda unifamiliar entre medianeras de una sola planta localizada en el entorno de la vega de Granada con 7 metros de fachada y 10 metros de fondo. La altura de los muros de las fachadas es de 3 metros y presenta una cubierta resuelta a dos aguas. fig.5.1 El interior de dicha vivienda se resuelve con un esquema simple de espacios,

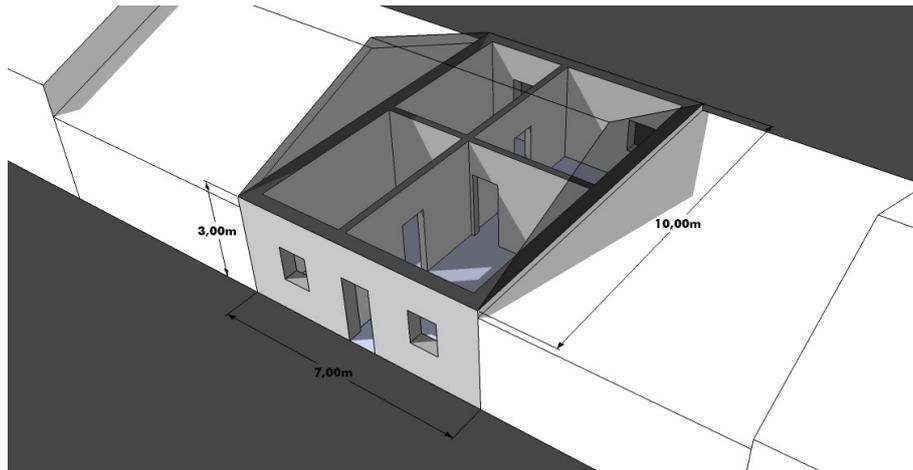


Figura 5.1: Esquema del modelo de vivienda utilizado.

mediante un salón de acceso directo desde la calle vinculado a una cocina y dos dormitorios en la parte posterior. Los huecos de paso tienen una altura de 2 metros con un ancho de 0,80m. Por su parte los huecos de ventilación tienen una altura media de 1m y un ancho de 0,80m.

Los muros perimetrales, tanto los de fachada como los medianeros, están ejecutados con cajones de tapial de 40cm de espesor, mientras que las separaciones interiores se construyen con ladrillo macizo de tejar colocado a panderete.

El peso de la cubierta recae por igual en los dos muros de fachada, siendo un elemento central de carga en la cumbrera que descansa sobre el eje central de la vivienda y sobre los hastiales medianeros, por lo que la carga lineal sobre los muros de fachada es de 6kN/m, lo que se traduce en una presión de 2,4 kN/m².

No se han tenido en cuenta en el cálculo las probables interacciones de las viviendas colindantes ni las heterogeneidades constructivas. Del mismo modo se entiende que toda la estructura descansa sobre el mismo terreno y en una cota constante.

Sometemos la estructura a los efectos de un sismo de magnitud Mw=6,7 con epicentro a una distancia de 30km, (localización cercana al terremoto del 25 de diciembre de 1884), mediante el uso de un acelerograma construido de forma artificial con los datos indicados. Las interacciones del terreno sobre la onda sísmica durante la propagación no se ha tenido en cuenta, al igual que la estructura del suelo bajo la vivienda.

El acelerograma de cálculo obtenido aparece en la figura 5.2 con valores pico entorno a los 70,1cm/s²

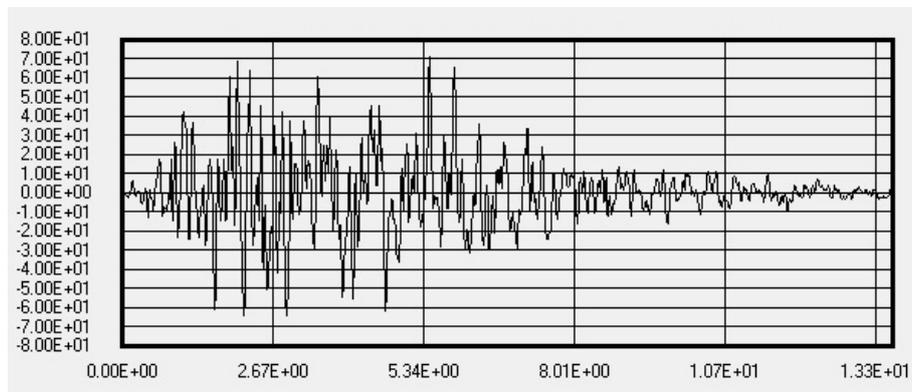


Figura 5.2: Acelerograma de cálculo

Tomando ahora el *Espectro de Respuesta de Aceleración* vemos como el mayor valor de aceleración se encuentra en una franja de periodo alrededor del pico de $T=0,19s$ (5,26Hz) con un valor de 217cm/seg² ó 0,22g. fig5.3

Realizando ahora un análisis modal a nuestra estructura, vamos a comparar las frecuencias de vibración de los 10 primeros modos. El resultado aparece en el cuadro 5.1 donde podemos ver que el valor para el primer modo es 2,348Hz, inferior a los 2,80Hz, mientras que para el modo 10 es de 4,21Hz.

En este análisis modal se ha tenido en cuenta la colaboración de las divisiones interiores, ya que, si bien en los resultados de tensiones no se ha tenido en cuenta (para no concentrar los máximos de carga en ellos), entendemos que su

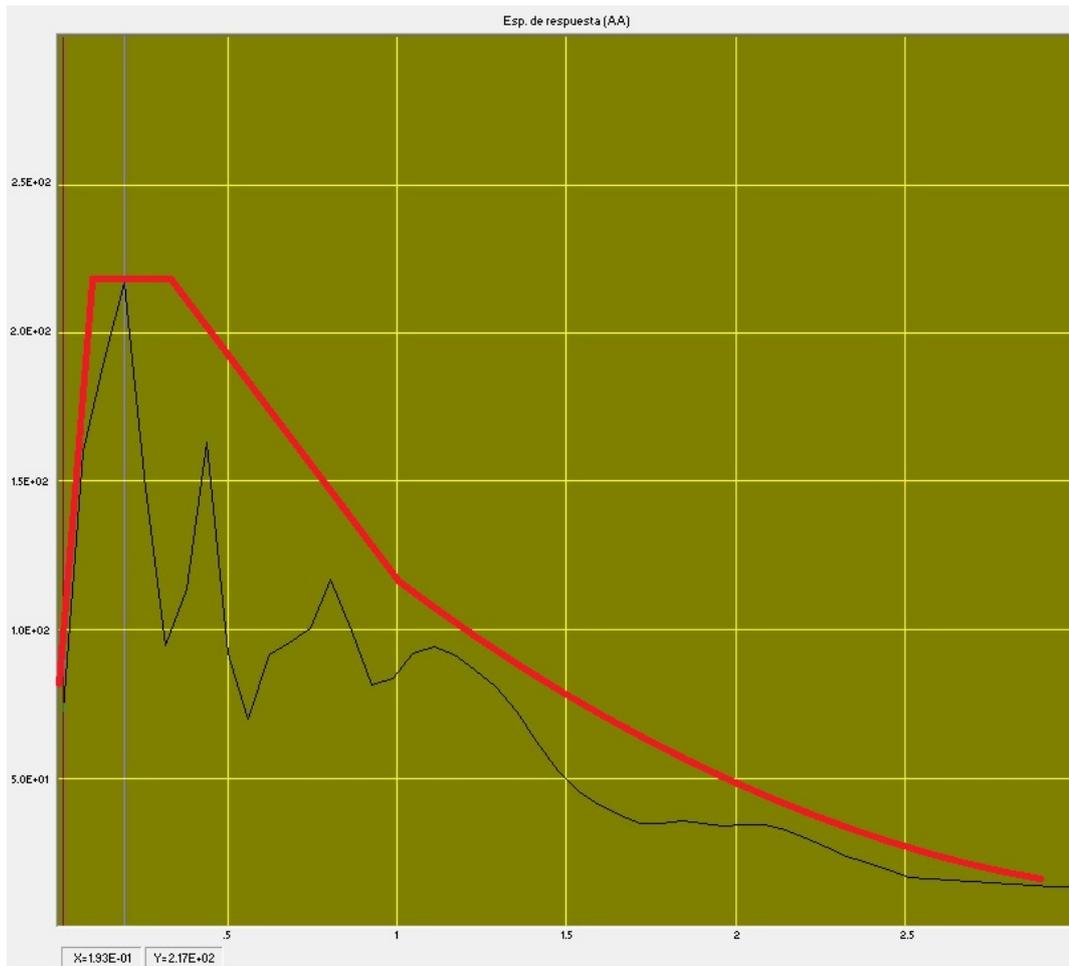


Figura 5.3: Espectro de Respuesta de Aceleración

existencia resulta importante para conocer realmente los modos de vibración de la estructura. Si realizamos el este cálculo sin su colaboración podemos estar obteniendo unas frecuencias que no sean correctas.

Tenemos que indicar como datos importante a la hora de la introducción de esfuerzos y obtención de resultados que las frecuencias de vibración en distintos modos están muy cercanas entre si, con incrementos de frecuencia entre modos de apenas un 10%, por lo que dichas frecuencias serán muy sensibles a los cambios que se vayan produciendo sobre la propia estructura o a las singularidades constructivas.

Por otro lado no se han tenido en cuenta las componente verticales del sismo, que en campo cercano al epicentro pueden llegar a hacer disminuir el efecto de la gravedad sobre los muros y reducir la capacidad a cortante de éstos.

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
1	0,427	2,34
2	0,388	2,58
3	0,375	2,67
4	0,364	2,74
5	0,360	2,78
6	0,333	3,00
7	0,311	3,22
8	0,276	3,62
9	0,267	3,74
10	0,237	4,21

Cuadro 5.1: Características dinámicas de la estructura.

5.2. Ley constitutiva del material

Los efectos de no linealidad se han incorporado al modelo a través de una ley constitutiva será la que gobierne el comportamiento del material mediante dos curvas de tensión-deformación, bilineal en el caso de las compresiones, y con una curva de descarga (ablandamiento) en tracción similar a la que se indicaba en la figura 3.4(c). Ambas curvas aparecen en la figura 5.4 siendo lo valores que las delimitan los que se indican en el cuadro 5.2.

Conocer las características mecánicas del material de forma más precisa es una de las necesidades de investigación que se derivan del presente trabajo. Sería posible utilizar leyes constitutivas como las de Drucker-Prager con valores aceptables y contrastados de ángulo de rozamiento interno y cohesión del material, si bien los autores que hemos podido consultar en este trabajo no mencionan dichos valores.

De esa manera incorporando en el modelo este patrón de daño y los criterios de fallo que limitan el comportamiento lineal y el no-lineal podemos obtener varios resultados que nos hacen entender un poco mejor el comportamiento de una estructura ejecutada con un material de este tipo ante un episodio sísmico.

Módulo de Elasticidad	E	250 Mpa
Límite elástico de compresión	σ_{c0}	1,85 MPa
Límite elástico último comp.	σ_{cu}	2,00 MPa
Límite elástico de tracción	σ_{t0}	0,29 MPa
Límite elástico cortante	σ_s	0,22 MPa
Def.unit. elástico de compresión	ϵ_{c0}	0,0074
Def.unit. elástico último comp.	ϵ_{cu}	0,0080
Def.unit. elástico de tracción	ϵ_{t0}	0,0012
Densidad	ρ	2000 kg/m ³

Cuadro 5.2: Características mecánicas del material

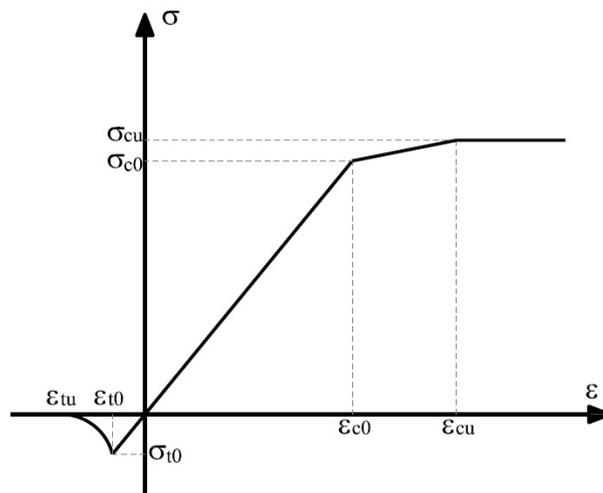


Figura 5.4: Curvas tensión-deformación de la ley constitutiva

5.3. Datos del cálculo y proceso de creación del modelo en ANSYS.

Se ha utilizado el programa ANSYS WORKBENCH para modelar la estructura y obtener los resultados que comentaremos en los siguientes apartados. Realizaremos un análisis transitorio en el que incorporamos las aceleraciones que hemos obtenido previamente en el acelerograma. Nos centraremos en analizar los resultados de tensión obtenidos en los tres intervalos de tiempo siguientes, 1,46s, 3,65s y 5,11s.

De forma ordenada los pasos a seguir son los siguientes:

- Elegimos el tipo de análisis que queremos realizar, arrastrando desde la columna de la izquierda hasta el "Project Schematic"
- Generamos el modelo en la pestaña "Geometry" o bien lo importamos de otro programa de modelado.
- En la pestaña "Engineering Data" elegimos el tipo de ley que vamos a incorporar al material, pudiendo simular una gran cantidad de factores. En nuestro caso hemos incorporado una ley constitutiva bilineal, sin rama de descarga para la compresión (al carecer de datos fiables) y curva para la tracción. Los valores que delimitan los puntos de dicha curva son los que aparecen en la figura 5.5 y en la figura 5.4.

1	Property	Value	Unit
2	Density	2000	kg m ⁻³
3	Isotropic Elasticity		
4	Derive from	Young's Modul...	
5	Young's Modulus	250	MPa
6	Poisson's Ratio	0,3	
7	Bulk Modulus	2,0833E+08	Pa
8	Shear Modulus	9,6154E+07	Pa
9	Tensile Yield Strength	0,29	MPa
10	Compressive Yield Strength	1,85	MPa
11	Tensile Ultimate Strength	0,35	MPa
12	Compressive Ultimate Strength	2	MPa
13	Tensile Pressure Failure		
14	Maximum Tensile Pressure	-0,29	MPa
15	Crack Softening Failure		
16	Flow Rule	Bulking Associa...	
17	Fracture Energy Gf	5	J m ⁻²

Figura 5.5: Datos límites de la ley constitutiva

- Entramos en la pestaña "Model" y seleccionamos Geometry ⇒ Solid ⇒ Material y asignamos el material que hemos confeccionado a nuestro modelo. No debemos olvidarnos de marcar la opción de "Nonlinear effects"
- A continuación procedemos al mallado del modelo, seleccionando la opción "Mesh". Entramos en Sizing ⇒ Element Size y elegimos el tamaño

que tendrán nuestros elementos. En nuestro caso los elementos tienen un tamaño de 20cm.

- Entramos ahora a definir los pasos que seguirá el análisis transitorio. Para ello entramos en Transient ⇒ Analysis Settings ⇒ Step Controls donde elegimos el número de pasos a realizar en el cálculo. En nuestro caso se han utilizado diez pasos con otros diez pasos intermedios en cada uno como máximo. El resultado se muestra en la figura 5.6.

Step Controls	
Number Of Steps	20,
Current Step Number	1,
Step End Time	0,73 s
Auto Time Stepping	On
Define By	Substeps
Initial Substeps	1,
Minimum Substeps	1,
Maximum Substeps	10,
Time Integration	On

Figura 5.6: Pasos (steps) de carga. Primer paso

- Creamos las condiciones de contorno del modelo. Marcamos para ello la cara inferior del modelo, cara en contacto con el terreno, como "Fixed Support"
- Introducimos los valores de aceleración en las coordenadas X y Z para cada paso de carga, así como el valor de la gravedad en el eje Y y la carga de la cubierta como una presión sobre la superficie superior del modelo, como aparece en la figura 5.7

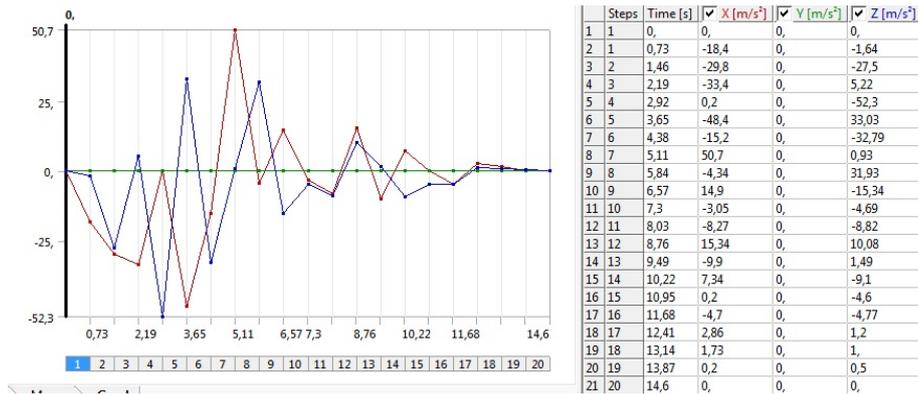


Figura 5.7: Datos de aceleración en pasos de carga

- Procedemos al cálculo mediante la orden Solution ⇒ Solve. Una vez que el programa ha terminado el proceso de cálculo podremos elegir los datos

que queremos que se nos muestren en la pantalla. En nuestro caso estamos interesados en los resultados "Máxima Tensión Principal", "Máximo Cortante Principal" y "Deformación Total"

- Terminado el proceso anterior el programa nos muestra los datos que le hemos pedido y podemos optar por hacer una animación en el tiempo de dichos resultados o mostrar en la pantalla el resultado en un momento del tiempo determinado. Para lo primero seleccionamos la tecla de "play" que aparece en la pestaña "graph", decidiendo a continuación el número de frames y la duración de la secuencia. Si lo que queremos es un resultado en un determinado momento temporal seleccionamos el número correspondiente a ese paso de carga y aplicamos "Retrieve This Result"
- Finalmente como dato de control obtendremos un árbol (outline) del proyecto similar al que aparece en la figura 5.8.

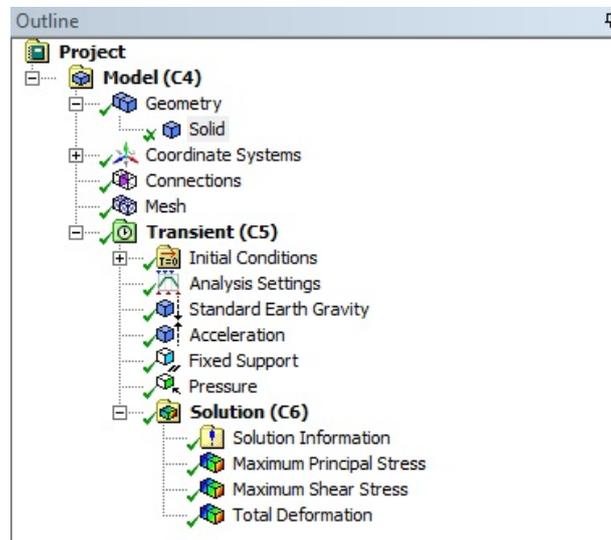
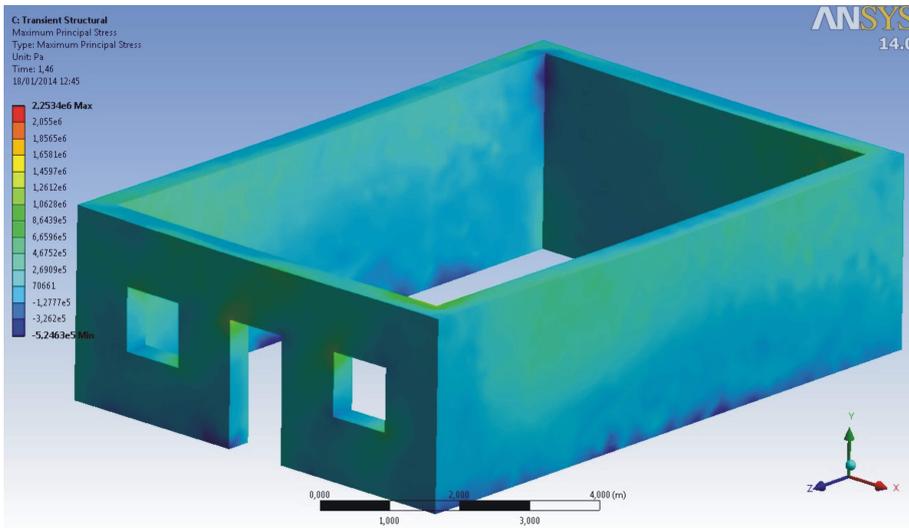


Figura 5.8: Árbol de datos del proyecto (Outline)

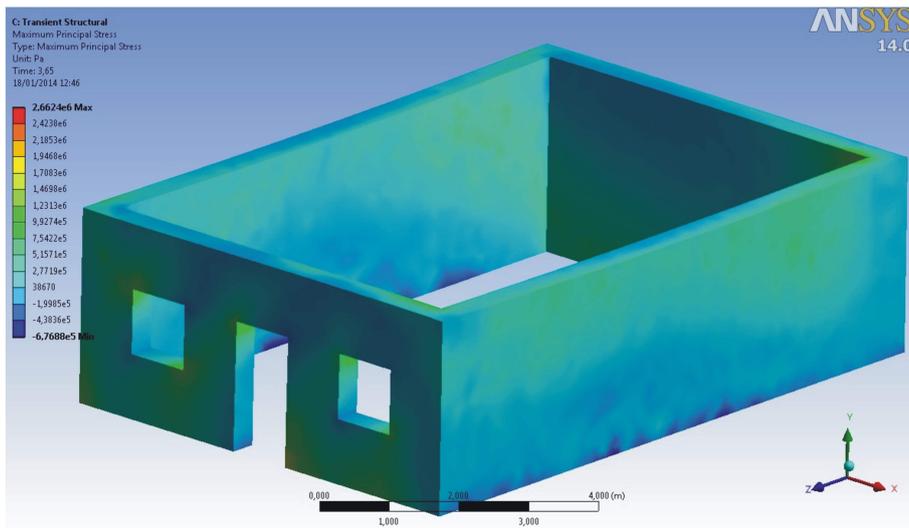
5.4. Tensiones y deformaciones sobre la estructura.

Sometemos ahora nuestra estructura al sismo que hemos fabricado y analizamos los resultados obtenemos que para cada instante temporal, 1,46 s, 3,65 s y 5,11 s.

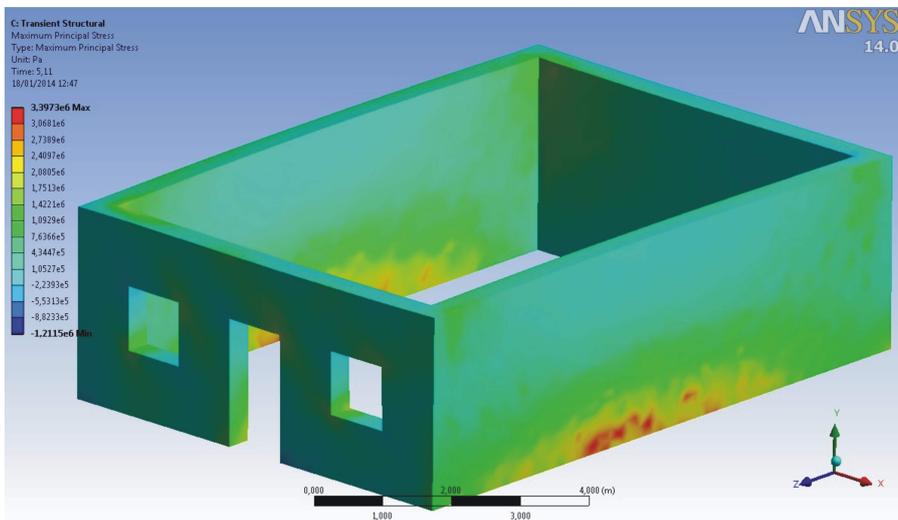
- Como podemos ver en la figura 5.9 a los 1,46 segundos las tensiones máximas se han localizado en las esquinas de los huecos de la fachada y en las esquinas de los encuentros de los muros de fachada y transversales. En dichas zonas los valores alcanzan los 1,65MPa, provocando las primeras fisuras en el material que comenzarán a dibujar grietas diagonales en las



1,46seg



3,65seg



5,11seg

Figura 5.9: Tensiones sobre la estructura en función del tiempo

esquinas de los huecos. Del mismo modo en los encuentros entre los muros que forman la estructura comenzará una fisuración que llegará a separar los muros.

- Al alcanzar los 3,65 segundos la estructura ha pasado por varios estados de carga que aumentan las fisuraciones que habían aparecido en el periodo anterior.

Las tensiones alcanzan 1,71MPa en las zonas más sensibles, que vuelven a ser las esquinas de las huecos y los encuentros de los muros. Las tensiones se extienden por toda la estructura y comienzan a marcarse dos zonas dañadas en el muro medianero debido al empuje perpendicular a su plano. En esas zonas la tensión alcanza 1,46MPa.

- En el último de los momentos estudiados, 5,11 segundos, la totalidad de la estructura está dañada y las mayores tensiones dibujan trayectorias que hacen que la vivienda se convierta en un mecanismo inestable que provoca su colapso, superando en muchas zonas los 2,00MPa.

En la fachada principal se han producido fisuras diagonales en los macizos entre huecos y con la parte superior, similares a las que aparecen en la figura 2.1. Por otro lado en el muro medianero aparecen fisuraciones similares a las indicadas en la figura 2.5.

No se han tenido en cuenta las colaboraciones que producen las divisiones internas. En un modelo más complejo se podrían incluir, estudiando dicha colaboración y las tensiones o descargas que producen sobre la estructura.

Respecto a las deformaciones plásticas que sufre la estructura podemos ver en la figura 5.10 que las mayores deformaciones aparecen en el instante 5,11 s, al ser sacudida la estructura por una de las mayores aceleraciones perpendiculares a los planos de los muros medianeros. Las deformaciones plásticas nos muestran de una forma clara las zonas en las que la estructura va a concentrar las zonas de rotura, encajando éstas con las anunciadas previamente. Por otro lado el desplazamiento en ese momento alcanza los 12,9cm en las cabezas de los muros medianeros (figura 5.11), que provocan su vuelco fuera de plano, tal y como se indicaba en el punto anterior y en la figura 2.5. En ese mismo instante el muro de la fachada sufre deformaciones inducidas en el eje central en torno a los 6cm.

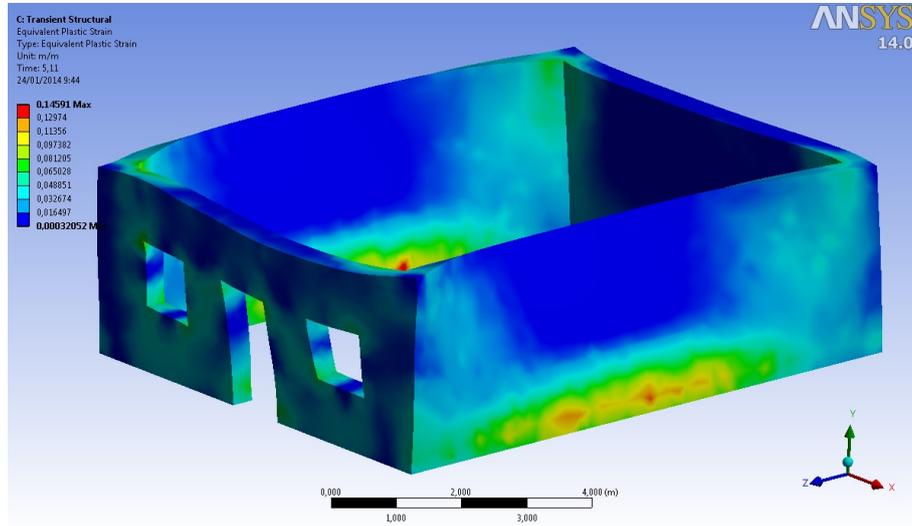


Figura 5.10: Deformaciones plástica sobre la estructura a los 5,11 s

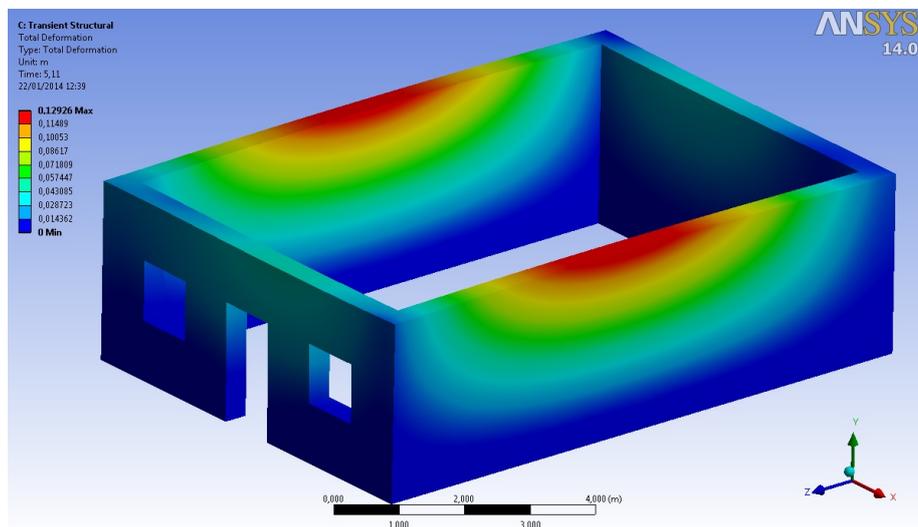


Figura 5.11: Desplazamientos sobre la estructura en 5,11 s

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y LINEAS DE TRABAJO

Las estructuras ejecutadas con muros de carga de tapial son muy numerosas en el mundo y están presentes en gran medida en zonas sísmicamente muy activas por lo que el conocimiento de su comportamiento ante un terremoto se convierte en algo esencial.

Nos encontramos ante un material que presentan unas capacidades mecánicas muy reducidas en comparación con otros materiales presentes en las estructuras, con tramos muy cortos de comportamiento lineal y no-lineal, en el que además no existe unanimidad en sus valores, presentando una diversidad de resultados en función del autor consultado.

Al mismo tiempo el análisis modal indica que los modos de vibración difieren en menos del 10 % por lo que son muy sensibles ante las modificaciones que se produzcan en la estructura o sus singularidades constructivas.

La introducción de un modelo de ablandamiento sobre el material nos llevará a ajustar aún más las zonas y valores de fallo, que se producen en sobre los puntos esperados, pero con unos valores de carga introducida en el modelo inferiores a las que se producían en un análisis lineal.

Como se ha puesto de manifiesto, las tensiones que producen el fallo en el material, una vez superado su límite elástico, se producen para niveles de carga relativamente bajos, por lo que podríamos decir que el material se ve fácilmente dañado. A partir de ese momento será el rozamiento y la gran superficie de contacto entre los labios de las fracturas las que se encarguen de la estabilidad de la estructura, unido al gran peso propio que presentan los muros. Se podría decir que un alto número de estas estructuras están dañadas por los sismos si bien la realidad es que siguen en pie gracias a estos mecanismos.

A continuación se enumeran algunas de las líneas de trabajo futuras sobre las que se debería profundizar para ampliar el conocimiento de este tipo de estructuras:

- Conocer las características mecánicas del material de forma más precisa y poder acotar las leyes constitutivas y el valor de los parámetros α en el cálculo de la energía de fractura.
- Mejora de las capacidades del material mediante la adición de aglomeran-

tes (estabilización)

- Estudiar las interacciones que se producen con el resto de estructuras medianeras en un conjunto urbano, mediante un comportamiento global, así como la influencia de las divisiones, muros internos y huecos de las viviendas.
- Conocer las condiciones de rozamiento y las posibilidades que este tipo de estructuras presentan para liberar la energía introducida sobre ellas por un sismo mediante la fricción entre las caras de las fracturas.
- Comprobar el estado de fisuración de las estructuras existentes y utilizarlas para ajustar los modelos numéricos.
- Diseño de refuerzos sobre las estructuras que mejoren sus capacidades o aseguren su integridad durante un terremoto.
- Mejorar los modelos constitutivos mediante la incorporación de fenómenos de daño, grietas distribuidas y fractura.

Todo esto nos lleva a una conclusión final sobre este tipo de estructuras, y es sencillamente que nos queda aún por andar mucho Camino.

Índice de figuras

1.1. Ciudadela de Bam, Irán	2
1.2. Distribución mundial de las construcciones en tapial y adobe.	3
1.3. Mapa de peligrosidad sísmica.	4
1.4. Ejecución del tapial según Fernández Balbuena [8]	6
1.5. Operarios en la ejecución de un tapial	7
1.6. Elementos que componen un tapial [9]	8
1.7. Comparación de valores de E en tapias	10
1.8. Comparación de valores resistentes en distintos materiales	11
2.1. Esquema de rotura por cortante [12]	12
2.2. Esquema de rotura en esquina [12]	13
2.3. Vuelco de planta alta por efecto de rotura en muro por rasgado [12]	14
2.4. Caída de cubierta sobre el edificio [12]	14
2.5. Fallo fuera de plano con agrietamiento horizontal en la base [12]	15
2.6. Fallo fuera de plano con agrietamiento horizontal en la base. Vista en planta [12]	15
2.7. Fallo fuera de plano con fractura vertical en el centro del paño [12]	16
2.8. Fallo fuera de plano con fractura vertical en el centro del paño. Vista en planta. [12]	16
3.1. Curvas tensión-deformación sobre probetas de tapial. [20]	18
3.2. Esquema de Módulo de Elasticidad Transversal	20
3.3. Curva P- δ del hormigón en masa.	22
3.4. Modelos de rotura cohesiva. [6]	22
3.5. Detalles de tensiones de fractura. [16]	23
4.1. Esquema de carga perpendicular al muro. [6]	24
4.2. Relación altura-frecuencia de vibración f_1	27
5.1. Esquema del modelo de vivienda utilizado.	28
5.2. Acelerograma de cálculo	29
5.3. Espectro de Respuesta de Aceleración	30
5.4. Curvas tensión-deformación de la ley constitutiva	32
5.5. Datos límites de la ley constitutiva	33
5.6. Pasos (steps) de carga. Primer paso	34
5.7. Datos de aceleración en pasos de carga	34
5.8. Árbol de datos del proyecto (Outline)	35

5.9. Tensiones sobre la estructura en función del tiempo	36
5.10. Deformaciones plástica sobre la estructura a los 5,11 s	38
5.11. Desplazamientos sobre la estructura en 5,11 s	38

Índice de cuadros

1.1. Características mecánicas del tapial I	9
1.2. Características mecánicas del tapial II	9
5.1. Características dinámicas de la estructura.	31
5.2. Características mecánicas del material	32

Bibliografía

- [1] ANGULO-IBANEZ, Q., MAS-TOMAS, A., GALVAN-LLOPIS, V. and LUIS SANTOLARIA-MONTESINOS, J., 2012. Traditional braces of earth constructions. *Construction and Building Materials*, 30, pp. 389-399.
- [2] AYMAT ESCALADA, C. (1993) Patología y Rehabilitación de Cajones de Tapial. Consejo General de la Arquitectura Técnica de España. Sumario 54.
- [3] BUI, Q.-., HANS, S., MOREL, J.-. and DO, A.-., 2011. First exploratory study on dynamic characteristics of rammed earth buildings. *Engineering Structures*, 33(12), pp. 3690-3695.
- [4] BUI, Q.-., MOREL, J.-., HANS, S. and MEUNIER, N., 2009. Compression behaviour of non-industrial materials in civil engineering by three scale experiments: The case of rammed earth. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 42(8), pp. 1101-1116.
- [5] CHEAH, J.S.J., WALKER, P., HEATH, A. and MORGAN, T.K.K.B., 2012. Evaluating shear test methods for stabilised rammed earth. *Proceedings of Institution of Civil Engineers: Construction Materials*, 165(6), pp. 325-334.
- [6] CIANCIO, D. and AUGARDE, C., 2012. Capacity of unreinforced rammed earth walls subject to lateral wind force: elastic analysis versus ultimate strength analysis. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, , pp. 1-17.
- [7] EASTON, D. *The rammed earth house*. rev.ed White River Junction (VT): Chelsea Green Publishing; 2007.
- [8] FERNÁNDEZ BALBUENA, G. (1922) La arquitectura humilde de un pueblo del páramo leonés / Artículo de la revista *Arquitectura*, num.38
- [9] GASPARINI, G. (1986) *Arquitectura tradicional en Venezuela*. Caracas.
- [10] GUIBAUD, C. L'architecture en Pisé dans le canton de Boën (Loire-France). *In situ* 6; 2005. 19p.
- [11] GOMES, M.I., LOPES, M. and DE BRITO, J., 2011. Seismic resistance of earth construction in Portugal. *Engineering Structures*, 33(3), pp. 932-941.
- [12] GÓMEZ F, C.A. *Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tierra pisada*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

- [13] GONZÁLEZ LIMÓN, T. ÁLAVAREZ DE BUREGO, M. DE LAS CASAS GÓMEZ, A. (1.998) Estudio de los materiales de las fábricas de la torre de Comarex de la Alhambra. CEDEX Laboratorio Central de Estructuras y Materiales.
- [14] International Association for Earthquake Engineering (1986) Guidelines for earthquake resistant non-engineered construction
- [15] HALL M, DJERBIB Y (2004) Rammed earth sample production: context, recommendations and consistency. *Constr Build Mater* 18: 281 - 286
- [16] HILLERBORG A, MODEER M, PETERSON PE (1976) Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cem Concr Res* 6:773-782
- [17] JAQUIN PA, AUGARDE CE, GERRARD CM (2006) Analysis of historic rammed earth construction. *Structural analysis of historical constructions*. New Delhi, ISBN 972 8692 27 7
- [18] JUN, M. TIEGAN, Z. Demonstrative study of the ecological post-quake reconstruction of dwellings in poor rural regions of China. *Advanced Materials Research Vols. 374-377* (2012) pp 339-345
- [19] LILLEY DM, ROBINSON J (1995) Ultimate strength of rammed earth walls with opennings. *Proc ICE: Struct Build* 110(3): 278 - 287
- [20] MANIATIDIS, V. and WALKER, P., 2008. Structural capacity of rammed earth in compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(3), pp. 230-238.
- [21] MANIATIDIS V, WALKER P, HEATH A, HAYWARD S (2007) Mechanical and thermal characteristics of rammed earth. In: *International symposium on earthen structures*. Bangalore, pp 205 - 211
- [22] NACENTE, F. (1890) *El constructor moderno*. Ignacio Morós y compañía. Barcelona. pag. 153
- [23] NZ 4297. 1998 Engineering design of earth buildings. New Zealand: Earth Building. Association of New Zealand.
- [24] NOWAMOOZ, H. and CHAZALLON, C., 2011. Finite element modelling of a rammed earth wall. *Construction and Building Materials*, 25(4), pp. 2112-2121.
- [25] PIGNAL, B. *Techniques de construction y restauration*. B. Eyrolles; 2005.
- [26] POUDRU, MP. (1987). *Le patrimoine européen construit en terre et sa réhabilitation*. Vaulx-en-Velin, France. pp 529 a 551
- [27] REBOLLEDO, J A. (1875). *Construcción general*. Imprenta y fundición de J. Antonio García. Madrid. pp 162 a 164
- [28] SHI, Y. LIN, X. Earthquake damage characteristics of raw soil buildings in loess areas and disaster prevention countermeasures. *Journal of natural disasters*, 2003;12(3):87-92

- [29] TAO, Z., QIN, L., PA, W., YANG, X. and BAI, Y., 2011. Experimental research on raw soil structure in Yunnan province.
- [30] WALKER, P. The Australian earth building handbook, HB 195-2002. Sydney. Standards Australia; 2002. ISBN: 0 7337 4000 6
- [31] WU, R., PENG, X. and ZHANG, L., 2012. Influence of water contents on shear strength of rammed earth wall of earth-building.