

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

PORCHE EXTERIOR DE LA IGLESIA DE SAN ROKE
EL REGATO - BARAKALDO

Julio de 2015

Consideraciones previas

El Código Técnico de Edificación, en lo que se refiere a la peritación de las estructuras existente, especifica claramente que no se debe evaluar una estructura existente conforme a criterios más estrictos que los vigentes en el momento de su construcción. A pesar de que se desconoce la fecha exacta de construcción del pórtico, se puede estimar por fotos antiguas del edificio que su construcción puede datar de la década de los años 50 o 60 del siglo XX. Es por ello que para cálculo de las cargas se ha considerado la normativa vigente en los años 60, la norma MV-101 del año 1962.

Sin embargo, al tratarse de una estructura abierta al público en una zona concurrida, y estar expuesta al viento, se ha procedido a comprobar la estructura también conforme a lo establecido en el Documento Básico SE-AE del Código Técnico de Edificación. Esta normativa, vigente desde el año 2007 mantiene unos niveles de exigencia similares en casi todos los aspectos excepto en las cargas debidas al viento, para las que se ha elevado notablemente su valor. No es de esperar que la estructura esté dimensionada para soportar estas cargas, si bien es interesante conocer, a título informativo, el desempeño de esta estructura en comparación con otra existente de similares características construida en la actualidad.

Para la consideración de los coeficientes de seguridad de las acciones, se han tomado los siguientes:

- Para la peritación según las acciones de la norma MV-101, que remite a la normativa específica de cada material –inexistente en el caso de la madera- por lo que se toman los correspondientes a las estructuras de acero.
- Para la peritación según el Código Técnico de Edificación, se han empleado los coeficientes de la tabla 4.1 del DB-SE.

En ambos casos los coeficientes son prácticamente idénticos.

En cuanto al tipo de la madera empleada y sus características, resulta imposible conocer con exactitud su resistencia sin realizar ensayos en laboratorio sobre una muestra real. Además se puede observar como existen diferentes clases de madera, siendo incluso unas de conífera y otras de maderas frondosas. Realizando suposiciones razonables acerca de la procedencia de las maderas y considerando el peor de los casos posibles, resulta del lado de la seguridad considerar la clase resistente más baja de entre las habituales en nuestro entorno, lo que lleva a considerar la madera como de clase C18, equivalente a la antigua clasificación ME-2 según UNE-56.544.

Para el cálculo en sí, realizado por medios manuales, se ha llevado a cabo un análisis elástico de primer orden, suficiente para estimar las solicitaciones sobre cada pieza. En general se han considerado todas las vigas como simplemente apoyadas. Para el caso de piezas continuas, se ha considerado que los apoyos son infinitamente rígidos. Esta suposición no se satisface en todos los casos, como se verá más adelante.

Los valores de los efectos de las acciones se han calculado como un factor de las cargas aplicadas, de modo que a partir de un único análisis se pueden obtener las solicitaciones en los diferentes escenarios, multiplicando sucesivamente por las diferentes hipótesis de cargas consideradas.

A falta de una normativa sobre construcción en madera vigente en el momento de la construcción de la estructura, se ha realizado la comprobación de las secciones mediante los procedimientos de cálculo establecidos en el documento básico Seguridad Estructural – Estructuras de madera del Código Técnico de Edificación. Dicha normativa recoge en líneas generales el conocimiento actual sobre la materia y por tanto es el modelo más adecuado para realizar un análisis cuantitativo del comportamiento de una estructura de madera, independientemente de su año de construcción.

Datos generales

Acciones - Según MV-101 / NBE AE-88 (vigente desde 1962 hasta 2007)

Acciones	PERMANENTES	Peso propio	0,20 KN/m ²
		Cargas muertas	0,65 KN/m ²
	VARIABLES	Sobrecarga de uso G	-- KN/m ²
		Sobrecarga de viento	0,60 KN/m ²
		Sobrecarga de nieve	0,40 KN/m ²
	EXTRAORDINARIAS		

Combinación de acciones	E.L.U. - Situación normal
	$Q_d = 1,33 \times 0,85 + 1,50 \times (0,60 + 0,40) = 2,63 \text{ KN/m}^2$
	E.L.S. -
	$Q_k = 0,8 + 0,6 + 0,4 = 1,80 \text{ KN/m}^2$

Acciones - Según DB-SE-AE (vigente desde 2007)

Acciones	PERMANENTES	Peso propio	0,20 KN/m ²
		Cargas muertas	0,65 KN/m ²
	VARIABLES	Sobrecarga de uso G	0,40 KN/m ²
		Sobrecarga de viento	1,20 KN/m ²
		Sobrecarga de nieve	0,30 KN/m ²
	EXTRAORDINARIAS		

Coeficientes de simultaneidad		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
	Sobrecarga de uso (cub. acc. para mant.)	0	0	0
	Nieve (altitudes menores a 1000m)	0,5	0,2	0
	Viento	0,6	0,5	0

Combinación de acciones	E.L.U. - Tomando sobrecarga de viento como acción dominante
	$Q_d = 1,35 \times 0,85 + 1,50 \times 1,20 + 1,50 \times 0,5 \times 0,3 + 1,50 \times 0 \times 0,40 = 3,18 \text{ KN/m}^2$
	E.L.S. - Tomando sobrecarga de viento como acción dominante
	$Q_k = 0,8 + 1,2 + 0,5 \times 0,3 + 0 \times 0,4 = 2,15 \text{ KN/m}^2$

Valores de cálculo de las resistencias y rigideces del material según CTE DB-SE-M

Material: madera maciza – conífera – C18

Condicionantes	Tipo de producto de madera	madera maciza
	Clase de servicio	2
	Duración de las acciones	corta
Coeficientes	Coeficiente de seguridad del material γ_M	1,30
	k_{mod}	0,90
	k_{def}	0,80

Propiedades del material					
Resistencia (N/mm²)		Valor característico	γ _M	K _{mod}	Valor de cálculo
Flexión	f _{m,k}	18	1,30	0,90	12,46
Tracción paralela	f _{t,0,k}	11			7,62
Tracción perpendicular	f _{t,90,k}	0,5			0,35
Compresión paralela	f _{c,0,k}	18			12,46
Compresión perpendicular	f _{c,90,k}	2,2			1,52
Cortante	f _{v,k}	2,0			1,38
Rigidez (KN/mm²)					Valor
M elast. paralelo medio					9,00
M elast. paralelo 5º percentil					6,00
M elast. perpendicular medio					0,30
M elast. transversal medio					0,56

Propiedades de las secciones empleadas

185x185mm

Ancho	b=	185 mm
Canto	h=	185 mm
Inercia	I_y =	$9761 \times 10^4 \text{ mm}^4$
Módulo resistente elástico	W_y =	$1.055 \times 10^3 \text{ mm}^3$
Módulo resistente elástico girado 20º	W_y =	$793 \times 10^3 \text{ mm}^3$
Área	A =	$342 \times 10^2 \text{ mm}^2$

150x150mm

Ancho	b=	150 mm
Canto	h=	150 mm
Inercia	I_y =	$4.219 \times 10^4 \text{ mm}^4$
Módulo resistente elástico	W_y =	$563 \times 10^3 \text{ mm}^3$
Área	A =	$225 \times 10^2 \text{ mm}^2$

Relación de elementos analizados

Denominación	Sección	Notas
Correas		
Correa superior	185x185	Perfil girado 20º
Correa central	185x185	Perfil girado 20º
Viga de fachada	185x185	
Entramado transversal tipo		
Cordón superior	185x185	Considerado como viga continua
Tornapunta	185x185	Apoya contra el muro
Tirante	185x185	
Entramado de esquina		
Cordón superior	185x185	Considerado como viga continua
Tornapunta	185x185	Apoya contra el muro
Vigas transversales (entrada)		
Antigua	150x150	
Renovada	185x185	
Cercha de entrada		
Barra A	150x150	Cordón inferior (continuo)
Barras B/C	150x150	Cordón superior (extremos)
Barras D/E	150x150	Diagonales
Barra F	150x150	Montante
Barras G/H	150x150	Cordón superior (centrales)
Uniones de la cercha de entrada		
Nudos 1/2		Apoyos
Cabeza comprimida	150x30	Compresión paralela
Resto sección	150x120	Flexión + tracción
Cogote	150x150	Cortante
Apoyo	150x150	Compresión perpendicular
Nudo 3		Encuentro diagonales - montante
Cabeza comprimida	150x30	Compresión paralela
Resto sección	150x90	Flexión + tracción
Cogote	150x150	Cortante
Nudos 4/5		Punto medio cordón superior
Cabeza comprimida	150x30	Compresión paralela
Apoyo	150x60	Compresión perpendicular
Nudo 6		Cumbrera
Cabeza comprimida	150x30	Compresión paralela
Cogote	150x150	Cortante
Compresión	150x150	Compresión perpendicular

Resistencias de cálculo de las secciones (sin interacción de esfuerzos)

Denominación	Esfuerzo	Valor X_{Rd}		
Correas				
Correa superior	Flexión	M_{Rd}	9,88	KN m
	Cortante	V_{Rd}	31,49	KN
Correa central	Flexión	M_{Rd}	9,88	KN m
	Cortante	V_{Rd}	31,49	KN
Viga de fachada	Flexión	M_{Rd}	13,15	KN m
	Cortante	V_{Rd}	31,49	KN
Entramado transversal tipo				
Cordón superior	Flexión	M_{Rd}	13,15	KN m
	Cortante	V_{Rd}	31,49	KN
	Compresión	$N_{c,Rd}$	426,44	KN
Tornapunta	Compresión	$N_{c,Rd}$	426,44	KN
Tirante	Tracción	$N_{t,Rd}$	260,79	KN
Entramado de esquina				
Cordón superior	Flexión	M_{Rd}	13,15	KN m
	Cortante	V_{Rd}	31,49	KN
	Tracción	$N_{t,Rd}$	260,79	KN
Tornapunta	Compresión	$N_{c,Rd}$	426,44	KN
Vigas transversales (entrada)				
Antigua	Flexión	M_{Rd}	7,01	KN m
	Cortante	V_{Rd}	20,70	KN
Renovada	Momento	M_{Rd}	13,15	KN m
	Cortante	V_{Rd}	31,49	KN
Cercha de entrada				
Barra A	Tracción	$N_{t,Rd}$	171,45	KN
Barras B/C	Compresión	$N_{c,Rd}$	280,35	KN
Barras D/E	Compresión	$N_{c,Rd}$	280,35	KN
Barra F	Tracción	$N_{t,Rd}$	171,45	KN
Barras G/H	Compresión	$N_{c,Rd}$	280,35	KN
Uniones de la cercha de entrada				
Nudos 1/2				
Cabeza comprimida	Compresión	$N_{c,Rd}$	56,07	KN
Resto sección	Tracción	$N_{t,Rd}$	137,16	KN
	Flexión	M_{Rd}	4,49	KN m
Cogote	Cortante	V_{Rd}	20,70	KN
Apoyo	Compresión 90°	$N_{c,90,Rd}$	34,20	KN
Nudo 3				
Cabeza comprimida	Compresión	$N_{c,Rd}$	56,07	KN
Resto sección	Tracción	$N_{t,Rd}$	102,87	KN
Cogote	Cortante	V_{Rd}	20,70	KN
Nudos 4/5				
Cabeza comprimida	Compresión	$N_{c,Rd}$	56,07	KN
Apoyo	Compresión 90°	$N_{c,90,Rd}$	13,68	KN
Nudo 6				
Cabeza comprimida	Compresión	$N_{c,Rd}$	56,07	KN
Cogote	Tracción	$N_{t,Rd}$	137,16	KN
Compresión	Compresión 90°	$N_{c,90,Rd}$	34,20	KN

Efectos de las acciones

Denominación	Esfuerzo	Valor X_{Ed}			
Hipótesis			MV-101	CTE	
Correas					
Correa superior	Flexión	M_{Ed}	7,44	9,00	KN m
	Cortante	V_{Ed}	7,36	8,90	KN
Correa central	Flexión	M_{Ed}	13,04	15,77	KN m
	Cortante	V_{Ed}	12,89	15,58	KN
Viga de fachada	Flexión	M_{Ed}	10,89	13,17	KN m
	Cortante	V_{Ed}	8,94	10,81	KN
Entramado transversal tipo					
Cordón superior	Flexión	M_{Ed}	12,89	15,58	KN m
	Cortante	V_{Ed}	16,91	20,45	KN
	Compresión	$N_{c,Ed}$	20,12	24,33	KN
Tornapunta	Compresión	$N_{c,Ed}$	35,24	42,61	KN
Tirante	Tracción	$N_{t,Ed}$	17,10	20,67	KN
Entramado de esquina					
Cordón superior	Flexión	M_{Ed}	12,18	14,72	KN m
	Cortante	V_{Ed}	13,75	16,63	KN
	Tracción	$N_{t,Ed}$	18,80	22,74	KN
Tornapunta	Compresión	$N_{c,Ed}$	27,09	32,75	KN
Vigas transversales (entrada)					
Antigua	Flexión	M_{Ed}	8,42	10,18	KN m
	Cortante	V_{Ed}	3,42	4,13	KN
Renovada	Momento	M_{Ed}	8,42	10,18	KN m
	Cortante	V_{Ed}	3,42	4,13	KN
Cercha de entrada					
Barra A	Tracción	$N_{t,Ed}$	17,67	21,37	KN
Barras B/C	Compresión	$N_{c,Ed}$	21,04	25,44	KN
Barras D/E	Compresión	$N_{c,Ed}$	7,10	8,59	KN
Barra F	Tracción	$N_{t,Ed}$	7,36	8,90	KN
Barras G/H	Compresión	$N_{c,Ed}$	13,94	16,85	KN
Uniones de la cercha de entrada					
Nudos 1/2					
Cabeza comprimida	Compresión	$N_{c,Ed}$	17,67	21,37	KN
Resto sección	Tracción	$N_{t,Ed}$	17,67	21,37	KN
	Flexión	M_{Ed}	1,32	1,59	KN m
Cogote	Cortante	V_{Ed}	17,67	31,37	KN
Apoyo	Compresión 90°	$N_{c,90,Ed}$	11,05	13,36	KN
Nudo 3					
Cabeza comprimida	Compresión	$N_{c,Ed}$	3,68	4,45	KN
Resto sección	Tracción	$N_{t,Ed}$	7,36	8,90	KN
Cogote	Cortante	V_{Ed}	3,68	4,45	KN
Nudos 4/5					
Cabeza comprimida	Compresión	$N_{c,Ed}$	2,52	3,50	KN
Apoyo	Compresión 90°	$N_{c,90,Ed}$	6,26	7,57	KN
Nudo 6					
Cabeza comprimida	Compresión	$N_{c,Ed}$	7,36	8,90	KN
Cogote	Tracción	V_{Ed}	7,36	8,90	KN
Compresión	Compresión 90°	$N_{c,90,Ed}$	11,84	14,31	KN

Comprobación de las secciones

Denominación		Resist.	Solicitud					
Hipótesis			MV-101	Aprov.	CTE	Aprov.	Cumple	
Correas								
Correa superior	M	9,88	7,44	0,75	9,00	0,91	SÍ	
	V	31,49	7,36	0,23	8,90	0,28	SÍ	
Correa central	M	9,88	13,04	1,32	15,77	1,60	NO	
	V	31,49	12,89	0,41	15,58	0,50	SÍ	
Viga de fachada	M	13,15	10,89	0,83	13,17	1,00	SÍ	
	V	31,49	8,94	0,28	10,81	0,34	SÍ	
Entramado transversal tipo								
Cordón superior	M	13,15	12,89	0,98	15,58	1,18	SÍ	
	V	31,49	16,91	0,54	20,45	0,65	SÍ	
	N _c	426,44	20,12	0,05	24,33	0,06	SÍ	
Tornapunta	N _c	426,44	35,24	0,08	42,61	0,10	SÍ	
Tirante	N _t	260,79	17,10	0,07	20,67	0,08	SÍ	
Entramado de esquina								
Cordón superior	M	13,15	12,18	0,92	14,72	1,12	SÍ	
	N _t	260,79	18,80	0,07	22,74	0,09		
				0,99		1,21		
	V	31,49	13,75	0,44	16,63	0,53		
	N _t	260,79	18,80	0,07	22,74	0,09	SÍ	
Tornapunta	N _c	426,44	27,09	0,06	32,75	0,08	SÍ	
Vigas transversales (entrada)								
Antigua	M	7,01	8,42	1,20	10,18	1,45	NO	
	V	20,70	3,42	0,17	4,13	0,20	SÍ	
Renovada	M	13,15	8,42	0,64	10,18	0,77	SÍ	
	V	31,49	3,42	0,11	4,13	0,13	SÍ	
Cercha de entrada								
Barra A	N _t	171,45	17,67	0,10	21,37	0,12	SÍ	
Barras B/C	N _c	280,35	21,04	0,08	25,44	0,09	SÍ	
Barras D/E	N _c	280,35	7,10	0,03	8,59	0,03	SÍ	
Barra F	N _t	171,45	7,36	0,04	8,90	0,05	SÍ	
Barras G/H	N _c	280,35	13,94	0,05	16,85	0,06	SÍ	
Uniones de la cercha de entrada								
Nudos 1/2								
Cabeza comprimida	N _c	56,07	17,67	0,32	21,37	0,38	SÍ	
Resto sección	N _t	137,16	17,67	0,13	21,37	0,16	SÍ	
	M	4,49	1,32	0,30	1,59	0,35		
Interacción				0,43		0,51	SÍ	
Cogote	V	20,70	17,67	0,85	21,37	1,03	SÍ	
Apoyo	N _{c,90}	34,20	11,05	0,32	13,36	0,39	SÍ	
Nudo 3								
Cabeza comprimida	N _c	56,07	3,68	0,07	4,45	0,08	SÍ	
Resto sección	N _t	102,87	7,36	0,07	8,90	0,09	SÍ	
Cogote	V	20,70	3,68	0,18	4,45	0,22	SÍ	
Nudos 4/5								
Cabeza comprimida	N _c	56,07	2,52	0,05	3,50	0,06	SÍ	
Apoyo	N _{c,90}	13,68	6,26	0,46	7,57	0,55	SÍ	
Nudo 6								
Cabeza comprimida	N _c	56,07	7,36	0,13	8,90	0,16	SÍ	
Cogote	V	137,16	7,36	0,05	8,90	0,07	SÍ	
Compresión	N _{c,90}	34,20	11,84	0,35	14,31	0,42	SÍ	

- El cumplimiento se evalúa conforme a las acciones establecidas en la norma MV-101. La evaluación de la estructura conforme al Código Técnico es meramente informativa.
- Se ha considerado innecesario incluir el efecto del pandeo en la comprobación de las piezas comprimidas, dada la escasa longitud de las barras.

Conclusiones

Las comprobaciones relativas a los estados límite últimos (resistencia) arrojan como resultado que la mayoría de los elementos están suficientemente dimensionados para resistir las cargas previstas en el momento de la ejecución de la estructura. Se encuentran únicamente unas pocas excepciones:

- La viga transversal situada a la derecha de la entrada principal (la de la izquierda ha sido sustituida y es correcta).
- La correa central, solo en el vano más desfavorable, que es donde se ha hecho la comprobación.

En cuanto a los estados límite de servicio, las flechas calculadas están dentro de unos límites razonables considerando el tipo de estructura del que se trata.

No obstante, el problema se encuentra en los estados límite últimos relativos a la estabilidad. En particular, el análisis estructural revela que el diseño de los entramados transversales no es el adecuado para resistir las cargas y transmitir las a la cimentación.

En efecto, debido a un incorrecto diseño de las uniones, dicho elemento no funciona como una cercha triangulada, en el que cada encuentro entre barras funciona como una articulación. Precisamente en el apoyo inferior sobre el muro el tirante y la tornapunta no están ensambladas entre ellas sino que ambas están simplemente apoyadas: el tirante apoya sobre la ménsula y la tornapunta apoya sobre el tirante. La segunda empuja contra el muro, mientras que el primero, que trabaja a tracción, no tiene otra sujeción contra los esfuerzos horizontales que el rozamiento contra la ménsula de apoyo.

Si se realiza el cálculo de las cargas verticales y horizontales que actúan sobre este apoyo, puede comprobarse que la fuerza normal ejercida entre las superficies de contacto puede ser suficiente para generar una fuerza de rozamiento que contrarreste los esfuerzos horizontales, si se considera un coeficiente de rozamiento estático de 0,35¹. Sin embargo, la estabilidad de la estructura no puede fiarse a una fuerza de rozamiento que puede verse alterada por diferentes fenómenos:

- Rachas de viento que succionen el faldón de cubierta, reduciendo la fuerza normal y por tanto la fuerza de rozamiento.
- Acciones horizontales adicionales que no incrementen proporcionalmente la fuerza normal.
- Vibraciones que alteren instantáneamente las condiciones del apoyo haciendo desaparecer súbitamente el contacto.
- Golpes accidentales o tensiones no previstas.
- Que se inicie bruscamente el movimiento relativo entre las superficies, provocando el rozamiento dinámico, mucho menor que el estático

La práctica ha demostrado que un apoyo simple es adecuado cuando las acciones horizontales son despreciables, o bien estas acciones son transmitidas por medio de otro apoyo distinto. Por ejemplo, en el caso de puentes, es frecuente fijar uno de los apoyos y permitir que el otro deslice. Esto evita que aparezcan tensiones debidas a dilataciones térmicas, dado que el elemento tiene holgura para dilatar.

Sin embargo, un apoyo simple por rozamiento es completamente inadecuado en el caso de que deban transmitirse esfuerzos horizontales, puesto que carece de la fiabilidad necesaria. Por otra parte, la disposición de un tirante horizontal, lo que pretende es precisamente empalmar los dos elementos diagonales (tornapunta y cordón superior) de forma que el empuje horizontal que ejerce uno de ellos sea exactamente contrarrestado por el que ejerce el otro, y así no se transmitan esfuerzos horizontales al resto de la estructura. Pero en este caso al no haber conexión directa entre las dos barras los esfuerzos se transmiten de la tornapunta al muro y del muro al tirante –o eso se pretende–, lo cual es un error de concepto.

Como el tirante no cumple su función de atirantar, aparecen esfuerzos horizontales no contrarrestados actuando sobre el muro y sobre el pórtico perimetral. En el muro esto no supone un excesivo problema puesto que por su grosor y peso puede absorberlo. No obstante, un pórtico está pensado para resistir cargas verticales, e incluso puede resistir cargas horizontales moderadas en la dirección paralela al pórtico. Sin embargo, carece de cualquier rigidez para resistir cargas horizontales perpendiculares a su plano –se producen los llamados empujes al vacío, puesto que no existe un elemento rígido que los contrarreste– provocando su desplome respecto de la vertical.

¹ El coeficiente de rozamiento estático entre superficies de madera y madera puede estimarse entre 0,25 y 0,50. (Serway R. A., *Física*, Editorial McGraw-Hill, 1992). Sin embargo este valor depende en gran medida de las imperfecciones de la superficie de contacto a escala microscópica, por lo que no se puede estimar con precisión en un caso como este, donde no existe ningún control sobre la ejecución de los materiales.

El resultado final es que el tirante puede verse arrancado del apoyo, tal como ha sucedido en uno de los entramados. Esto descentra la carga vertical transmitida al muro, aumentando el momento flector que actúa sobre la ménsula y provocando su vuelco. Al fallar la sujeción en este punto se altera la geometría de la estructura y la distribución de esfuerzos internos, provocando tensiones excesivas para las que no ha sido concebida, y que ya han provocado que se parta la viga del cordón superior de dicho entramado.

Este problema se debe a un diseño incorrecto, por lo que es generalizado. De hecho, además del entramado mencionado, se aprecian otros dos en los que se han producido movimientos similares aunque no tan pronunciados.

La gravedad del problema es importante, puesto que provoca la desorganización de la estructura, el deslizamiento de las vigas respecto de sus apoyos, el desplome de los pórticos y la inversión de esfuerzos en las vigas. Dichos fenómenos, si no se les pone remedio, es previsible que empeoren, pudiendo llegar en el peor de los casos a provocar el derrumbe parcial de la estructura.

Bilbao a 7 de julio de dos mil quince



Fdo: Pedro María Anasagasti Echeita