



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



Diseño y construcción del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry

Desafíos, soluciones y oportunidades
de una estructura compleja
de madera laminada encolada

Leandro Damián Domenech Aguiar

Maestría en Ingeniería Estructural

Instituto de Estructuras y Transporte
Facultad de Ingeniería
Universidad de la República

Montevideo, Uruguay
Mayo de 2022



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



Diseño y construcción del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry

Desafíos, soluciones y oportunidades de una estructura compleja de madera laminada encolada

Leandro Damián Domenech Aguiar

Tesis presentada al
Programa de Posgrado de Ingeniería Estructural
para la obtención del título de
Magister en Ingeniería Estructural

Tutor y director académico:
Dr. Ing. Gonzalo Cetrangolo

Cotutora:
Dr. Ing. Vanesa Baño

Montevideo, Uruguay
Mayo de 2022

Domenech Aguiar, Leandro Damián

Diseño y construcción del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry : Desafíos, soluciones y oportunidades de una estructura compleja de madera laminada encolada / Leandro Damián Domenech Aguiar – Montevideo : Universidad de la República, Facultad de Ingeniería, 2022.

158 p. 25 cm.

Tutor: Gonzalo Cetrangolo.

Cotutora: Vanesa Baño.

Director académico: Gonzalo Cetrangolo.

Tesis de Maestría – Universidad de la República, Programa en Ingeniería Estructural, 2022.

Referencias bibliográficas: p. 105 – 111.

1. Ingeniería estructural, 2. Estructura de madera, 3. Madera en Uruguay, 4. *Eucalyptus grandis*, 5. Viento en cubierta curva, 6. Modelado computacional, 7. Unión rígida a momento, 8. Reacción taninos – óxido de hierro.

I. Cetrangolo, Gonzalo; Baño, Vanesa. II. Universidad de la República, Programa de Posgrado en Ingeniería Estructural. III. Título.

CDD 624.184

Integrantes del tribunal

Dr. Ing. Fernando Sima

Dr. Arq. Daniel Godoy

Dr. Arq. Juan José Fontana

Agradecimientos

Esta tesis —así como el trabajo presentado— no hubiera sido posible sin el apoyo de varias personas e instituciones, a las que me gustaría mostrar mi profundo agradecimiento.

Gracias a mi tutor y mentor, Gonzalo, quien me sugirió relatar el proceso de diseño y construcción de la estructura del museo. Gonzalo es el principal responsable de formar un grupo humano —en el Instituto de Estructuras y Transporte— que ha sido una segunda casa para muchos. A él le debo gran parte de mi afecto por la docencia y la investigación.

Gracias a mi cotutora y mentora, Vanesa, con quien transitamos el difícil pero hermoso desafío de hacer realidad la estructura del museo. Vanesa vino de España llena de dinamismo y nuevas ideas, y se convirtió en la semilla de la madera como material estructural en Uruguay. A ella le debo gran parte de mi conocimiento y mi pasión por las estructuras de madera.

Gracias a mi amigo, Carlos (Mazzei), con quien trabajamos codo a codo desde que comenzó el prediseño, hasta que terminó el montaje de la estructura. Con Carlos nos entendemos, nos complementamos y nos divertimos trabajando. Ojalá la vida nos regale otro proyecto compartido.

Gracias a Pablo, de la Fundación Pablo Atchugarry; a Federico y Gastón, de la constructora Atchugarry; a Gustavo, Thomas y Alexis, de la empresa de estructuras de madera Simonin; y a Carlos (Ott), del estudio arquitectónico homónimo. Gracias por confiar en nosotros y por haber formado un equipo interdisciplinario que trabajó respetuosa y colaborativamente.

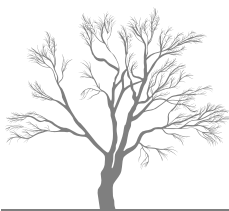
Gracias a mis compañeros de oficina, Agustín y Luis, quienes me alentaron a terminar la maestría y me aconsejaron en muchas oportunidades.

Gracias a todos los que forman parte de la Universidad de la República, así como a los que colaboran para que esta institución funcione. La posibilidad de hacer una carrera de grado y de posgrado prácticamente gratis es un privilegio y patrimonio invaluable que tenemos los uruguayos.

Gracias a mi hermana, Lucía, quien diseñó la portada de la edición digital y la tapa y contratapa de la edición impresa. Lucía, con sus conocimientos en diseño de comunicación visual, me ha transmitido conceptos muy valiosos, que de alguna forma he intentado plasmar en este documento.

Gracias a mis padres, Claudia y Daniel, quienes me apoyaron durante toda la carrera de grado, primero, y de posgrado, después. Su amor y sus consejos son lo más determinante de quién soy como persona.

Gracias al amor de mi vida, Valentina, que me ayudó con la corrección y la redacción de varias partes de la tesis. Valentina me ha transmitido parte de su pasión por la escritura y el inglés, y me ha cambiado en tantos sentidos que, sin ella, esta tesis, no sería esta tesis. Gracias por tus enseñanzas, por estar siempre presente y por tu amor incondicional.



Resumen

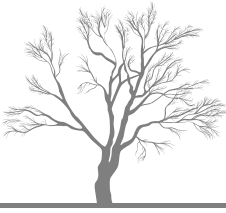
Diseño y construcción del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry: Desafíos, soluciones y oportunidades de una estructura compleja de madera laminada encolada

En enero de 2022 se inauguró el Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry, un proyecto emblemático por su finalidad y alcance, pero también por el diseño de la estructura de la sala de esculturas. Esta consiste en una nave con una cubierta de doble curvatura, apoyada sobre un esqueleto de elementos lineales de madera laminada encolada (MLE), fabricados en Europa, con madera de eucalipto (frondosa) de procedencia local.

Esta tesis expone el proceso de diseño, fabricación y montaje de la estructura de MLE de la sala de esculturas. Para ello, el documento examina algunos de los principales desafíos que surgieron durante este proceso, y cómo estos fueron resueltos. Estos desafíos sirven para presentar la obra, pero también para discutir ciertos aspectos generales de las estructuras de madera, como el cálculo de las acciones debidas al viento, el modelado y dimensionado de estructuras complejas, o el diseño de uniones rígidas.

Una estructura así representa un gran desafío, pero también una fuente de oportunidades. Por un lado, porque permite que distintos profesionales y académicos trabajen en conjunto y coordinadamente, lo que termina por beneficiar a todos los actores y a la sociedad. Por otro lado, porque sus particularidades la convierten en una estructura icónica, a nivel nacional e incluso internacional. Este es uno de los hitos que aún quedaban en Uruguay para que la madera continúe en su importante ascenso.

Palabras clave: *Eucalyptus grandis*, viento en cubierta curva, modelado computacional, unión rígida a momento, reacción taninos – óxido de hierro.



Abstract

Design and construction of the Atchugarry Museum of Contemporary Art: Challenges, solutions and opportunities of a glulam complex structure

January 2022 saw the inauguration of the Atchugarry Museum of Contemporary Art, an emblematic project due to its purpose and scope, but also due to the design of the sculpture room's structure. This structure consists of a great hall covered by a double-curved roof, supported on a skeleton of glued laminated timber (glulam) linear elements, manufactured in Europe, with locally sourced eucalyptus hardwood.

This thesis presents the process of design, manufacture and assembly of the glulam sculpture room's structure. To this end, the document examines some of the main challenges that arose during this process, and the way they were resolved. These challenges serve to present the work, but also to discuss some general features of wooden structures, such as calculating the wind actions, modeling and dimensioning complex structures, or designing joints with an almost-rigid behavior.

Such a structure represents a great challenge, but also a source of opportunities. On the one hand, because it allows different professionals and academics to collaborate, which ends up benefiting all the actors and society. On the other hand, because its particularities make it an iconic structure, at a national and even international level. This awaited milestone can finally be celebrated, so that timber continues its rise.

Keywords: *Eucalyptus grandis*, wind on double-curved roof, computational modelling, moment resisting joint, tannins – iron oxide reaction.

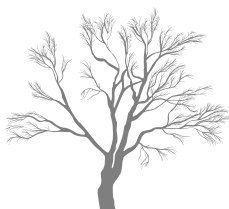


Tabla de contenidos

Agradecimientos.....	i
Resumen	iii
Abstract.....	v
Tabla de contenidos	vii
Lista de figuras	xi
Lista de tablas	xvii
1. Introducción	1
1.1. Antecedentes	1
1.1.1. La arquitectura e ingeniería en Uruguay.....	1
1.1.2. La madera en Uruguay.....	3
1.2. Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry	7
1.2.1. Descripción del proyecto.....	7
1.2.2. Descripción de la estructura	8
1.2.3. Desafíos y oportunidades.....	12
1.3. Objetivos y estructura.....	12
2. Prediseño estructural	15
2.1. Estudio de viabilidad	15
2.1.1. Diseño preliminar básico	16
2.1.2. Viabilidad técnica	19
2.1.3. Viabilidad económica	21
2.2. Disposición geométrica de las correas.....	21

2.2.1.	Primeras aproximaciones	22
2.2.2.	Metodología seguida.....	24
2.2.3.	Resultados y solución adoptada.....	25
2.3.	Anteproyecto de los pórticos	27
2.3.1.	Geometría de las vigas	27
2.3.2.	Encuentro entre los pórticos y la fachada.....	30
3.	Diseño estructural	35
3.1.	Acciones de viento.....	35
3.1.1.	Metodología	37
3.1.2.	Resultados.....	40
3.2.	Modelo estructural computacional	43
3.2.1.	Metodologías de modelado	43
3.2.2.	Aplicación a la estructura del museo.....	46
3.3.	Verificación de las vigas principales	51
3.3.1.	Verificaciones y desarrollo teórico	52
3.3.2.	Metodología	56
3.3.3.	Resultados	58
3.4.	Diseño de las uniones viga-pilar	61
3.4.1.	Antecedentes y desarrollo teórico	63
3.4.2.	Aplicación a la estructura del museo.....	69
4.	Ajuste y montaje estructural	79
4.1.	Uniones en pórticos principales.....	79
4.1.1.	Uniones de transporte.....	80
4.1.2.	Uniones entre vigas y pilares.....	83
4.1.3.	Procedimiento de montaje de los pórticos.....	85
4.2.	Cambio de la especie de madera	87
4.2.1.	Introducción.....	87
4.2.2.	Aparición de manchas negras.....	89
4.2.3.	Experimento de verificación	93

4.2.4.	Conclusiones	94
5.	Conclusiones	97
	Referencias bibliográficas	105
A.	Fotografías de la estructura.....	113
A.1.	Fotografías durante la obra.....	113
A.2.	Fotografías de la obra terminada.....	121
B.	Rigidez en pórticos	127
B.1.	Rigidez de una unión	127
B.2.	Rigidez relativa a momento en un pórtico	129
B.2.1.	Desarrollo en una viga	129
B.2.2.	Desarrollo en un pórtico	131
B.2.3.	Clasificación de una unión aporticada	133

Lista de figuras

Figura 1.1.	Fases de vida de obra de arquitectura e ingeniería (Kliger 2016)	1
Figura 1.2.	Vectorización del bosquejo del museo realizado por Carlos Ott en la fase de diseño (arquitectónico) conceptual	8
Figura 1.3.	Render del museo producido en la fase de diseño (arquitectónico) preliminar —cortesía de Carlos Ott Architect—	8
Figura 1.4.	Planta de la cubierta en la fase de diseño (estructural) preliminar	10
Figura 1.5.	Alzado del pórtico 11 en la fase de diseño (estructural) detallado (cortesía de Simonin)	11
Figura 2.1.	Perspectiva axonométrica del pórtico 14 prediseñado	16
Figura 2.2.	Diagramas de solicitaciones obtenidos del prediseño: directa para la C4A (a) y para la C5B (b), cortante para la C4A (c) y para la C5B (d), y momento flector para la C4A (e) y para la C5B (f)	18
Figura 2.3.	Vista lateral de la geometría del pórtico 14 inicialmente propuesta (a) y ajustada en el prediseño (b)	19
Figura 2.4.	Disposición de las correas en planta siguiendo los procedimientos 1 y 2	23
Figura 2.5.	Disposición de las correas en planta siguiendo el procedimiento descrito en la metodología (ver Punto 2.2.2)	25
Figura 2.6.	Fotografía de la estructura durante la construcción, donde se aprecia la distribución de correas de los pórticos 12 a 18	26

Figura 2.7.	Canto en función de la distancia relativa normalizada al apoyo sobre la viga de hormigón	28
Figura 2.8.	Geometría inicial y propuesta (modificada) del pórtico 1	
Figura 2.9.	Tipos de uniones rígidas en madera: gran empalme por unión dentada entre los elementos (a); unión mediante barras de acero encoladas —fijadas a un herraje metálico— (b); unión mediante conectores y una chapa interna (c); y unión mediante conectores y duplicando uno de los elementos de madera (d)	29
Figura 2.10.	Modelo tridimensional del pórtico 9 con la solución propuesta para el encuentro entre los pórticos y la fachada	32
Figura 3.1.	Parámetros angulares (a) y planta de ubicación de direcciones locales de viento (b) de cada elemento esquemático	38
Figura 3.2.	Localización de la zona de borde para el caso de viento a 135°	39
Figura 3.3.	Diagramas de presiones totales obtenidas del método simplificado	41
Figura 3.4.	Diagrama de presiones exteriores obtenidas del método basado en la dinámica de fluidos computacional para el caso de viento a 135°	42
Figura 3.5.	Geometría de la estructura de madera obtenida de MATLAB	47
Figura 3.6.	Geometría del modelo computacional de la estructura de madera, una vez definidos los elementos de barra	48
Figura 3.7.	Geometría del modelo computacional de la estructura de madera, una vez definidos los elementos de área	50
Figura 3.8.	Asignación de presiones de viento a los elementos de área para el caso de viento 135° (1) —ver Figura 3.3—	50
Figura 3.9.	Modelo computacional de la viga del pórtico 15 para el cálculo de las cargas críticas de pandeo	57

Figura 3.10.	Modelo computacional de todas las vigas para el cálculo de las cargas críticas de pandeo	57
Figura 3.11.	Desplazamientos laterales de la viga del pórtico 15 para los modos de pandeo lateral a compresión (a) y pandeo lateral-torsional a flexión (b)	58
Figura 3.12.	Desplazamientos verticales de la viga del pórtico 15 para el modo de pandeo vertical a compresión	59
Figura 3.13.	Coeficientes de verificación de cortante en función del pórtico	60
Figura 3.14.	Coeficientes de verificación de flexión y directa en función del pórtico	61
Figura 3.15.	Esquema de una unión genérica sometida (a) a una carga excéntrica y (b) a un sistema (centrado) de cargas equivalentes	64
Figura 3.16.	Esquema estructural de un pórtico genérico	67
Figura 3.17.	Esquema de la unión de los pórticos principales	70
Figura 3.18.	Coeficientes de rigidez (M_{real}/M_{emp}) de las uniones aporticadas	74
Figura 3.19.	Esquema de la unión, las fuerzas y los coeficientes de verificación (en escala de colores) de la combinación más crítica del pórtico 15	75
Figura 3.20.	Coeficientes de verificación de la unión en función del pórtico	76
Figura 3.21.	Coeficientes de verificación de la unión en función del pórtico luego de ajustada la cantidad de filas	77
Figura 3.22.	Mínima cantidad de conectores por pórtico para cumplir con las verificaciones de rigidez y resistencia	78
Figura 4.1.	Esquema del sistema de uniones Resix® —pórtico 15—	81
Figura 4.2.	Esquema del sistema de uniones Resix® para las uniones rígidas entre vigas y pilares—pórtico 15—	83
Figura 4.3.	Fotografía del ensamblado de la viga del pórtico 11	85

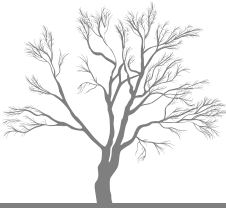
Figura 4.4.	Fotografía de los pórticos 8 a 10 ya montados y de los pilares de los pórticos 11 y 12 presentados y apuntalados	85
Figura 4.5.	Fotografía de la unión aporticada Resix® del pórtico 10	86
Figura 4.6.	Fotografía de la colocación de las correas una vez armados los pórticos	86
Figura 4.7.	Fotografía de dos pórticos terminados, con los pilares «falsos» y con los complementos —ver Figura 4.2—	87
Figura 4.8.	Fotografía de las manchas negras detectadas en uno de los pilares	89
Figura 4.9.	Fotografías de manchas negras muy acentuadas en el canto de un pilar, por donde corría agua de lluvia desde el techo (a); y de manchas negras en tablas (de <i>Eucalyptus grandis</i>) al costado de la obra	90
Figura 4.10.	Experimento de verificación de la reacción entre los taninos y el óxido de hierro	93
Figura 4.11.	Fotografía del estado actual de la estructura, habiendo realizado el procedimiento recomendado —de lijar la madera, aplicar el ácido, limpiar la superficie y pintar con el protector de madera—	95
Figura A.1.	Acopio de elementos de MLE y herrajes del primer contenedor	113
Figura A.2.	Montaje de una correa de MLE entre los primeros pórticos colocados	114
Figura A.3.	Detalle de herraje y anclaje de uno de los pilares; se observa un herraje en forma de «T» para recibir el pilar no estructural	114
Figura A.4.	Izaje de una correa de MLE mediante una grúa pluma	115
Figura A.5.	Acopio de correas de MLE; se observa como todas tienen cortes distintos en las testas y en el canto superior	115

Figura A.6.	Acopio de herrajes de correas y correas-riostra; se observa como todos son distintos y tienen un quiebre en la chapa en contacto con las vigas	116
Figura A.7.	Carlos Mazzei y Leandro Domenech en la losa de techo de la sala de pinturas; al fondo, la estructura de la sala de esculturas	116
Figura A.8.	Vista de la cubierta de la sala de esculturas desde la losa de techo de la sala de pinturas	117
Figura A.9.	Inclinación de los pilares de los pórticos; se observa que tienen colocados los complementos pero no los pilares «falsos»	117
Figura A.10.	Vista de la estructura desde el desde el parque de esculturas de la Fundación Pablo Atchugarry; se observa el cartel de obra	118
Figura A.11.	Vista interior de la estructura en el comienzo de la colocación del techo	118
Figura A.12.	Detalle de herraje Resix® en la unión rígida de uno de los pórticos; se observa el pilar «falso» y el complemento	119
Figura A.13.	Detalle de herraje Resix® en una de las uniones de transporte, y de una tornapunta de arriostramiento lateral torsional	119
Figura A.14.	Curvatura de la cubierta y de los pórticos vista desde el parque de esculturas de la Fundación Pablo Atchugarry	120
Figura A.15.	Vista interior de la estructura luego de colocada la estructura metálica de fachada complementaria	120
Figura A.16.	Leandro Domenech con el cartel de inauguración del museo	121
Figura A.17.	Vista exterior de la estructura desde el edificio de acceso al museo	121
Figura A.18.	Vista interior general de la estructura hacia los últimos pórticos	122
Figura A.19.	Vano arriostrado mediante tensores metálicos y riostras de acero a nivel de fachada	122

Figura A.20.	Vista interior general de la estructura hacia los primeros pórticos; se observan varias esculturas de Pablo Atchugarry	123
Figura A.21.	Curvatura de los pórticos y entrada de luz desde las ventanas superiores, colocadas fundamentalmente por razones estéticas	123
Figura A.22.	Vista interior general de la estructura hacia la sala de pinturas; se observa el apoyo de las vigas en la viga de hormigón	124
Figura A.23.	Vista interior hacia las fachadas; la elección de una fachada cubierta responde a criterios estéticos, lumínicos y térmicos	124
Figura A.24.	Curvatura de los primeros pórticos; al fondo se observa el acceso a la cafetería	125
Figura A.25.	Vista exterior de la estructura desde el parque de esculturas de la Fundación Pablo Atchugarry	125
Figura B.1.	Esquema estructural de una viga genérica	129
Figura B.2.	Esquema estructural de la viga con las cargas aplicadas y los giros resultantes	130

Lista de tablas

Tabla 1.1.	Objetivos y logros asociados al Plan para el desarrollo de la tecnología de construcción con madera en Uruguay»	6
Tabla 2.1.	Cargas consideradas en la fase de prediseño	17
Tabla 2.2.	Comentarios respecto a la fabricación y el transporte de los proveedores contactados en el estudio de viabilidad	20
Tabla 2.3.	Precios normalizados de las cotizaciones iniciales	21
Tabla 2.4.	Número (N) de divisiones obtenidas por pórtico	25
Tabla 3.1.	Ventajas y desventajas de los métodos utilizados para determinar las acciones debidas al viento sobre una estructura	36
Tabla 3.2.	Comprobaciones correspondientes a las vigas principales	53
Tabla 3.3.	Tensiones críticas y coeficientes de estabilidad asociados para las vigas de los pórticos de la estructura	59
Tabla 3.4.	Parámetros considerandos en el cálculo de las uniones	72
Tabla 3.5.	Parámetros de rigidez de los elementos de los pórticos	73
Tabla 4.1.	Medidas interiores de los contenedores más utilizados (ISO 668 2020)	80
Tabla 4.2.	Comparativa entre una unión mediante conectores metálicos y otra mediante barras de acero encoladas y fijadas a herrajes metálicos	84
Tabla B.1.	Coefficientes del resorte a torsión para distintas geometrías (o configuraciones) de conectores	128



1

Introducción

*The beautiful thing about learning
is nobody can take it away from you.*
Riley Ben (B.B.) King

1.1. Antecedentes

1.1.1. La arquitectura e ingeniería en Uruguay

Toda obra de arquitectura e ingeniería transita una serie de etapas, que van desde la concepción inicial hasta la demolición final. La Figura 1.1 presenta un esquema de estas fases de vida, indicando mediante flechas grandes el orden cronológico de las sucesivas etapas (Kliger 2016).

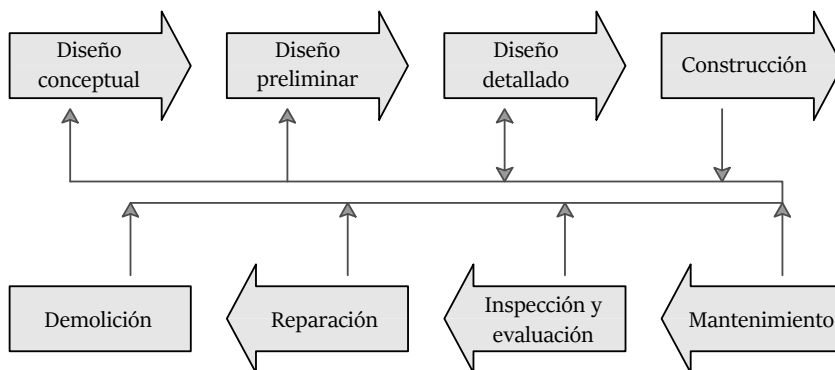


Figura 1.1. Fases de vida de obra de arquitectura e ingeniería (Kliger 2016)

La primera etapa de una obra (de arquitectura o ingeniería) es el diseño conceptual, que consiste en identificar los fines de la construcción, analizar sus requerimientos, y proponer y evaluar potenciales soluciones. Una vez que se define una solución, se pasa a la fase de diseño, que a su vez se puede dividir en dos subetapas: diseño preliminar y diseño detallado. En esta fase se estudia el proyecto con detalle y se generan los documentos necesarios para la construcción y el mantenimiento de la obra.

Previo a la construcción —y aunque no indicado en el diagrama original (Kliger 2016)—, en muchas obras se realiza una licitación. En esta etapa se preparan los documentos de oferta —como ser instrucciones, formularios, contratos modelo, vínculos de pago, etc.— para entregar a los potenciales constructores. Luego de recibidas las ofertas, estas se evalúan con el objetivo de elegir un ganador. El último paso de esta etapa consiste en ajustar la oferta con el contratista elegido, lo que abarca desde la parte legal hasta la parte más técnica (de la solución arquitectónica e ingenieril).

Una vez culminado el proceso de diseño y ajuste de la solución, comienza la construcción del proyecto. La obra se empieza a utilizar cuando finaliza la construcción e inicia el plan de mantenimiento —comienzo de la vida útil—. Aunque reciba un cuidado adecuado, la estructura comenzará a sufrir daños —idealmente, sobre el final de la vida útil—; estos deben ser evaluados y reparados. Cuando el nivel de daño es muy elevado y ya no es conveniente mantener la edificación, se procede a la demolición.

Un buen proyecto es aquel que no solo tiene una correcta planificación de cada una de las etapas, sino que también cuenta con una gran coordinación entre ellas. Desafortunadamente, esto no es lo que ocurre en la práctica —al menos, a nivel nacional—. Por ejemplo, en Uruguay, es muy frecuente que los proyectos no incluyan un plan de mantenimiento, o que no consideren las etapas de evaluación, reparación y demolición en el diseño.

En esta línea, existe un alto —y creciente— grado de especialización entre etapas. Por un lado, esto tiene como aspecto positivo que cada una de las partes se realiza de manera más eficiente y perfeccionada. Por otro lado, tiene como aspecto negativo que conduce a la falta de coordinación entre las etapas. Por ejemplo, es habitual que haya conflictos entre los profesionales encargados del diseño y la construcción como consecuencia de la falta de comunicación y trabajo conjunto desde el comienzo del proyecto.

Esta falta de coordinación no ocurre solo entre etapas, sino también internamente, entre profesionales de distintas áreas. Por ejemplo, el proyecto de un edificio comienza por un estudio de arquitectos, que realiza el diseño conceptual y preliminar (anteproyecto) de la obra. Las distintas ingenierías entran sobre el final de la etapa de diseño preliminar y, fundamentalmente, en la etapa de diseño detallado, para brindar y ajustar soluciones específicas —como la estructura, las instalaciones y los acondicionamientos—. Cuando una ingeniería comienza su trabajo, es muy limitado lo que puede cambiar, por lo que su rol se centra más en ajustar una solución ya preconcebida, que en participar en la conceptualización original de la solución. Pero esta dinámica no solo ocurre entre arquitectos e ingenieros, sino también entre las distintas ingenierías; cuando, por ejemplo, un pilar colisiona con un desagüe o una instalación eléctrica se debe instalar en un muro portante.

La última capa de descoordinación —en el área de la ingeniería estructural— ocurre entre la industria y academia. Idealmente, este intercambio debería ser muy fluido; por un lado, porque la industria puede resolver problemas que de otro modo no podría o le resultaría difícil solucionar; por otro lado, porque la academia puede aprender de problemas aplicados, que luego puede volcar en actividades de enseñanza e investigación. Sin embargo, en la práctica, estos campos no están tan integrados, y son pocas las ocasiones en las que se trabaja conjuntamente en un proyecto.

A pesar de los obstáculos expuestos, y como consecuencia de la calificación de sus profesionales, Uruguay se destaca por ofrecer servicios de calidad. Tan es así, que, en 2016, un 41 % de los estudios de arquitectura exportó servicios (Uruguay SmartServices 2016). Solo queda preguntarse cuáles son las posibilidades de un trabajo más coordinado entre todos los actores.

1.1.2. La madera en Uruguay

La construcción con madera está viviendo una época dorada en Uruguay: en menos de diez años, ha progresado más —en todos los sentidos— que en el resto de su historia. Aunque este avance se explica parcialmente por el auge de la madera a nivel internacional, los principales motivos son endógenos. Pero para entender mejor todos los ingredientes que hacen de esta la «época dorada», es necesario explicar cómo se llegó a este punto.

Pasado

Los siglos XVIII y XIX fueron testigos de un significativo uso de la madera como material arquitectónico y estructural (Marchesoni y Evans 2011). En particular, en el período entre 1870 y 1930 se construyeron algunas de las obras más emblemáticas de madera de Uruguay. Entre ellas: el Balneario Ramírez, Montevideo (1871); el puente Capurro, Durazno (1903); el nuevo Hotel de los Pocitos, Montevideo (1913); los tres pabellones de la Rural del Prado, Montevideo (1913); y la Parroquia Stella Maris, Montevideo (1918) (Marchesoni y Evans 2011, Baño 2018).

A partir de 1930, como consecuencia del fin de un período de prosperidad económica del país y de una popularización de otros materiales de construcción —como el hormigón armado primero, la mampostería luego, y el acero más recientemente—, la madera fue quedando relegada a un segundo plano. Como material estructural, se mantuvo vigente en viviendas de contextos socioeconómicos bajos; lo que —sumado a su mal uso— al final condujo a la estigmatización del material (Marchesoni y Evans 2011).

En este contexto de estigmatización del material y de pérdida de la tradición de diseñar y construir con madera, la investigación e innovación asociada a las estructuras de madera tuvo un desarrollo casi nulo. Hasta hace algunos años, el país no disponía de madera aserrada producida localmente, casi no había empresas capaces de fabricar productos de ingeniería de madera y no había ninguna norma nacional o documento que prescribiera cómo adaptar la normativa internacional. Incluso, ninguna de las universidades instruía a los estudiantes de arquitectura e ingeniería civil en cómo utilizar de manera estructural el material (Domenech, Cetrangolo y Baño 2019).

Presente

Hace cerca de una década, la realidad del país —respecto al uso de la madera en las estructuras— comenzó a cambiar. Uno de los principales motores de este cambio ha sido la revolución que el material ha experimentado a nivel internacional (Dangel 2016). Por un lado, los productos de ingeniería de madera han avanzado a un ritmo vertiginoso, difuminando cada vez más los límites tecnológicos, y permitiendo a arquitectos e ingenieros la creación de obras cada vez más complejas —como el Metrosol Parasol, Sevilla (2011)—.

Por otro lado, la humanidad está cada vez más preocupada por el impacto ambiental de la industria de la construcción y por los efectos nocivos del cambio climático. Aquí, la madera aventaja al resto de los materiales por su carácter natural, renovable y sostenible; por su menor huella de carbono; y por el bajo requerimiento de energía para su transformación en productos de ingeniería de madera y para el posterior montaje (Dangel 2016).

A nivel nacional, la mano de obra se ha encarecido (INE 2022). Este proceso —que llega con retraso con respecto a países más desarrollados— ha promovido el uso de sistemas estructurales que permiten la prefabricación y que reducen los tiempos de construcción (Gibb 1999, Egan 2014). Entre estos se encuentran los propios de las estructuras de acero y mixtas, pero también los de madera (con sus distintos productos).

Por otra parte, en 1987 se promulgó una ley forestal (Ley N° 15939 1987), que en su artículo 1 declara de interés nacional «la creación de los recursos forestales y el desarrollo de las industrias forestales», así como «la defensa, el mejoramiento y la ampliación de la economía forestal». Desde esa fecha, este tema se ha convertido en una política de estado, lo que ha conducido a un crecimiento muy acelerado del sector.

En la actualidad, Uruguay cuenta con alrededor de un millón de hectáreas de plantaciones forestales de especies de rápido crecimiento —sobre todo de pino (*Pinus taeda* y *Pinus elliottii*) y de eucalipto (*Eucalyptus grandis* y *Eucalyptus globulus*)— (Baño y Moya 2015). Si bien un importante porcentaje de la madera obtenida se utiliza para la producción y exportación de pasta de celulosa, otra parte queda ociosa para su transformación mecánica. Esta disponibilidad ha incentivado la instalación de aserraderos y de fábricas de productos de ingeniería de madera (como contrachapados).

Sin embargo, entre todos los motivos, el que quizá más haya incidido en el crecimiento inaudito de los últimos años es el «Plan para el desarrollo de la tecnología de construcción con madera en Uruguay» (Baño y Moya 2015). Este plan consiste, fundamentalmente, en una hoja de ruta que establece los principales desafíos para el desarrollo de la madera en las estructuras. Estos desafíos se pueden clasificar en cuatro categorías: materiales y productos, normativa y reglamentación, prototipos y estructuras icónicas, y recursos humanos. En la Tabla 2.1 se presentan los objetivos del plan discriminados por áreas, y los logros alcanzados desde su puesta en marcha.

Tabla 1.1. Objetivos y logros asociados al Plan para el desarrollo de la tecnología de construcción con madera en Uruguay» (Baño y Moya 2015)

Área	Objetivos	Principales logros
Material es y productos	Conocer las propiedades físicas y mecánicas de los productos de ingeniería de madera producidos en el país	Publicación de las normas UNIT 1261 (2018), UNIT 1262 (2018), UNIT 1263 (2018), UNIT 1264 (2019), y UNIT 1265 (2020); que proponen procedimientos de clasificación visual y proporcionan valores característicos de la madera aserrada de pino y de eucalipto nacional, y establecen los requisitos de fabricación y de producto de la madera laminada encolada
Normativa y reglamentación	Complementar las normas de materiales y productos con un documento técnico enfocado en el diseño y cálculo estructural	Propuesta de adopción del Eurocódigo 5-1 (CEN, UNE-EN 1995-1-1 2006, CEN, UNE-EN 1995-1-2 2011) y de redacción de un anexo nacional de carácter normativo; publicación de un informe técnico (Baño, Moya, <i>et al.</i> 2015) que recoge un proyecto de anexo nacional a las dos normas citadas
Prototipos y estructuras icónicas	Promover el uso de la madera y generar conocimiento técnico aplicado mediante la construcción de prototipos y obras icónicas	Construcción —con bajos recursos— de un puente vehicular recto para el tránsito de maquinaria agrícola, fabricado de vigas de madera laminada encolada y tableros de madera contralaminada de pino nacional (Baño, Mazzei, <i>et al.</i> 2018)
Recursos humanos	Producir recursos humanos calificados, capaces de interactuar en las distintas áreas de conocimiento relacionado con la madera en las estructuras	Creación de la unidad curricular Estructuras de madera, dentro de la carrera de Ingeniería Civil de la UdelaR; creación del Diploma de especialización en diseño, cálculo y construcción de estructuras de madera, tras un convenio entre la Facultad de Ingeniería y la Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo de la UdelaR, y la Facultad de Arquitectura de la ORT

Al examinar la Tabla 2.1, se observa que Uruguay ha avanzado mucho en el desarrollo de la madera en las estructuras. Sin embargo, también se aprecia que entre los logros aún hace falta la construcción de una obra icónica y relevante para el país, que —complementando a los prototipos— promueva el uso de la madera en el público general, y contribuya al aprendizaje y al desarrollo de conocimiento de los profesionales e investigadores.

1.2. Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry

1.2.1. Descripción del proyecto

El Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry —abreviado como MACA— es un proyecto cultural de exhibición y promoción de arte contemporáneo, inaugurado en enero de 2022, en Manantiales —Maldonado, Uruguay—. El museo alberga, de forma permanente, una gran colección de reconocidos artistas latinoamericanos y europeos —como Julio Le Parc, Carlos Cruz-Diez, Joaquín Torres García, Ernesto Neto y Carmelo Arden Quin, entre otros—. Adicionalmente, el museo realiza exposiciones temporales.

La obra se emplaza dentro del predio de la Fundación Pablo Atchugarry, una organización sin fines de lucro concebida por el escultor uruguayo Pablo Atchugarry con el fin de promover las artes. Pablo Atchugarry —principal impulsor del proyecto— planteó como objetivo para el museo amalgamar el arte contemporáneo latinoamericano, generando un diálogo entre obras de distintos artistas de la región (Uruguay Natural 2019).

El diseño arquitectónico y proyecto del museo estuvo a cargo del arquitecto uruguayo Carlos Ott. Carlos Ott obtuvo el reconocimiento internacional cuando ganó, entre más de 700 proyectos, el concurso internacional para construir el edificio de la Ópera de la Bastilla en París. Hoy en día, su estudio de arquitectura cuenta con oficinas en Toronto, Quebec, Shanghai, Dubai y Montevideo. Algunas de sus obras destacadas son: la Terminal de pasajeros del Aeropuerto Internacional de Ushuaia Malvinas Argentinas, Argentina (1995); el National Bank of Dubai, Emiratos Árabes (1997); y la Torre de las Telecomunicaciones de Montevideo, Uruguay (2002).

Esta tesis se centra en la estructura de la nave de la sala de esculturas, cuyo diseño estructural estuvo a cargo de un equipo de trabajo conformado por Carlos Mazzey, Leandro Domenech y Vanesa Baño. La estructura de la nave cubre un área de 1600 m² y fue realizada, casi en su totalidad, por elementos de madera laminada encolada (MLE) fabricados en Europa con madera de procedencia local. La Figura 1.2 muestra un bosquejo del museo realizado por Carlos Ott en la fase de diseño conceptual, mientras que la Figura 1.3 presenta un render producido por su estudio en la fase de diseño preliminar.

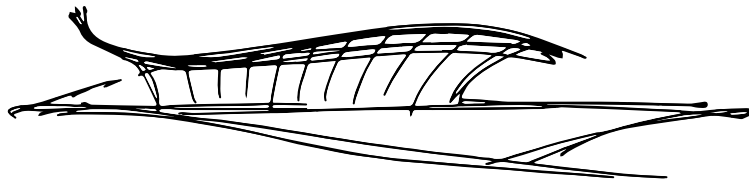


Figura 1.2. Vectorización del bosquejo del museo realizado por Carlos Ott en la fase de diseño (arquitectónico) conceptual

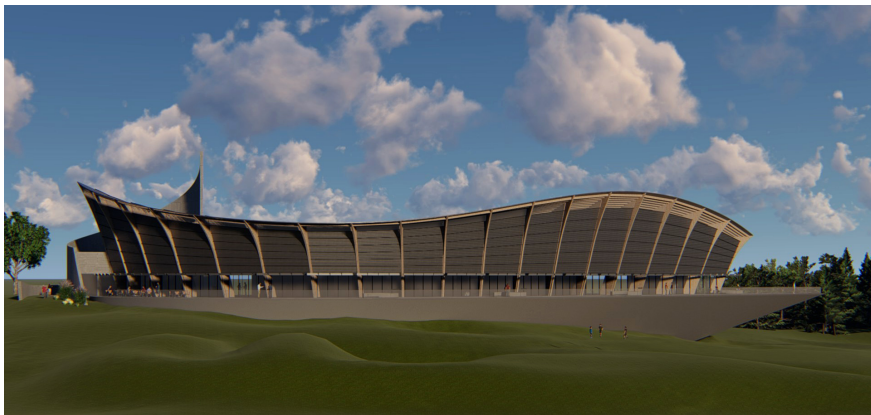


Figura 1.3. Render del museo producido en la fase de diseño (arquitectónico) preliminar —cortesía de Carlos Ott Architect—

1.2.2. Descripción de la estructura

Desde el punto de vista técnico, las características que hacen de esta una obra particularmente compleja se describen a continuación.

La estructura de la sala de esculturas del MACA se compone, simplificada-mente, de tres grupos de elementos: los pórticos principales, las riostras y las correas, y los elementos de arriostramiento (Domenech, Mazzei y Baño 2019). La gran mayoría de los elementos son de MLE, fabricados en Europa por la empresa Simonin, con madera de *Eucalyptus grandis* de procedencia uruguaya —ver Capítulo 4.2—. Complementando la estructura de madera, algunos elementos —como las uniones, ciertos arriostramientos, etc.— son de acero al carbono, de diferentes calidades.

Los 19 pórticos principales —representados en planta en la Figura 1.4— son de geometría (longitud, altura y forma) única, de manera de otorgarle una doble curvatura a la cubierta. Cada uno de los pórticos biarticulados —ver alzado de la Figura 1.5— se compone de una viga de curvatura y sección variable ($180 \times 1000\text{-}1300 \text{ mm}^2$), unida rígidamente en el vértice a un pilar de sección constante ($180 \times 1000 \text{ mm}^2$). La longitud horizontal máxima es 27.45 m y la altura vertical máxima al vértice de fachada es 15.23 m.

Como se muestra en la Figura 1.5, los pórticos se completan con pilares «falsos» y complementos curvos, no estructurales, para darles la geometría diseñada por el estudio de Carlos Ott y para que la madera expuesta a la intemperie no forme parte de la estructura —ver Punto 2.3.2—.

Entre las vigas de los pórticos se ubican 323 correas y correas-riostra de geometría variable. Cada correa tiene un largo distinto —que varía entre 0.74 y 6.82 m—, una sección constante pero diferente ($100\text{-}140 \times 200\text{-}320 \text{ mm}^2$), y unos cortes únicos para adaptarse a los pórticos de apoyo y a la forma de la cubierta. Las correas se unen a las vigas por medio de apoyos simples —que transmiten cortante y directa—, diseñados paramétricamente con tornillos o herrajes dependiendo de las solicitaciones.

El sistema de arriostramiento consiste en tres líneas de arriostramiento (que en la fase de diseño preliminar eran dos), entre los pórticos 3-4, 9-10 y 15-16. A nivel de cubierta, el sistema está compuesto por correas-riostra y tensores de acero circulares de 16 mm de diámetro. A nivel de cubierta, se mantienen los mismos tensores diagonales (que llegan hasta el suelo), y se incorporan riostras (que también son vigas de fachada) de acero, con una sección tubular cuadrada de $200 \times 200 \times 8 \text{ mm}$.

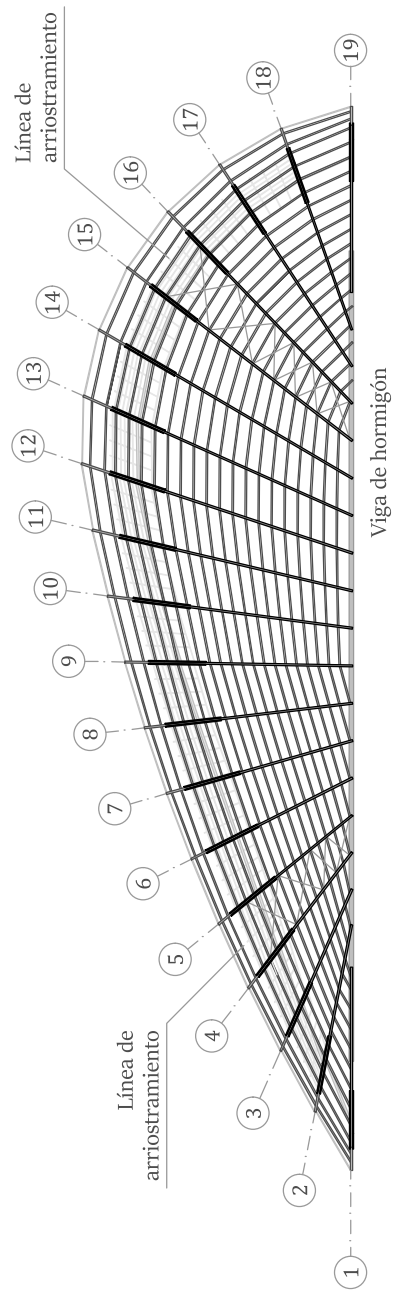


Figura 1.4. Planta de la cubierta en la fase de diseño (estructural) preliminar

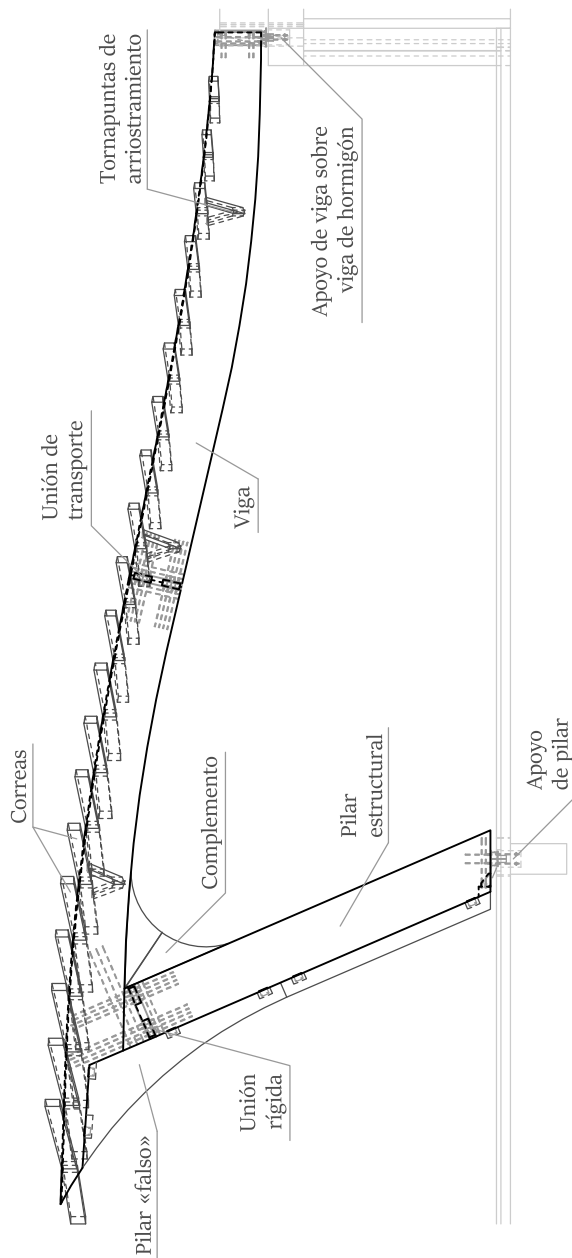


Figura 1.5. Alzado del pórtico 11 en la fase de diseño (estructural) detallado (cortesía de Simonin)

1.2.3. Desafíos y oportunidades

La descripción realizada en el punto anterior evidencia que el proceso de diseño, fabricación y montaje de la estructura constituye una tarea muy compleja para todos los actores involucrados. Pero además de ser un desafío excelso, representa una fuente de oportunidades dignas de mencionar.

Por un lado, por ser un proyecto en el que la estructura es muy compleja y está estrechamente relacionada con el diseño arquitectónico, requiere de un trabajo conjunto entre los arquitectos e ingenieros estructurales desde la concepción y el anteproyecto de la obra. En una estructura así, el diseño debe considerar todas las etapas —incluyendo la fabricación, el montaje y el mantenimiento—, por lo que también requiere de un trabajo sumamente coordinado entre los ingenieros calculistas, los fabricantes y montadores, y el cliente, que luego deberá mantener la estructura.

En esta línea, un proyecto de estas características ofrece una oportunidad estupenda de trabajo conjunto entre la industria y la academia. Aunque en este punto, esto puede parecer forzado, a lo largo de la tesis se demuestra el enorme beneficio de este trabajo coordinado.

Por último, es probable que el MACA se convierta en una de las atracciones culturales más importantes de la costa este uruguaya, tanto para residentes como extranjeros. Que un proyecto de tal magnitud, además, exhiba una estructura de madera tan compleja y bonita, sin duda convierte al MACA en una obra relevante e icónica para el país. Esto representa una muy buena oportunidad de promover el uso de la madera en el público general —eliminando el estigma atribuido a este material, y generando conciencia sobre la urgencia del cambio climático y los beneficios asociados de la madera— y de contribuir al aprendizaje y desarrollo de conocimiento.

1.3. Objetivos y estructura

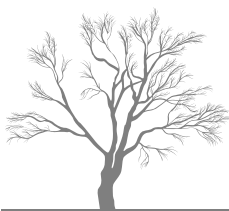
El objetivo principal de esta tesis es presentar el diseño, la fabricación y el montaje de la estructura de madera laminada encolada (MLE) de la sala de esculturas del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA).

Asimismo, y en consonancia con las oportunidades comentadas en el Punto 1.2.3, esta tesis tiene dos objetivos secundarios. El primero es enfatizar en la importancia del trabajo coordinado entre los distintos profesionales en todas las etapas de la obra, así como el trabajo conjunto entre la industria y la academia. El segundo es contribuir en la visibilización de la estructura de MLE del MACA desde una óptica técnica, de modo de generar conocimiento aplicado que sirva para otros profesionales e investigadores.

Para cumplir con estos objetivos, el documento discurre por algunas de las principales dificultades que surgieron durante el diseño, la fabricación y el montaje de la estructura, y en cómo estas fueron resueltas. Cada una de las siguientes tres secciones se centra en una de las etapas del proceso de la estructura y presenta algunos temas de especial interés.

En particular, la Sección 2 trata sobre el prediseño estructural, y presenta el estudio de viabilidad técnica y económica inicial (Capítulo 2.1), el análisis de la disposición geométrica de las correas (Capítulo 2.2) y el anteproyecto de los pórticos (Capítulo 2.3), centrándose en la geometría de las vigas (Punto 2.3.1) y en el encuentro entre los pórticos y la fachada (Punto 2.3.2). Luego, la Sección 3 aborda el diseño estructural, enfocándose en el cálculo de las acciones de viento (Capítulo 3.1), en el modelado estructural computacional (Capítulo 3.2), en la verificación de las vigas principales (Capítulo 3.3), y en el diseño de las uniones entre las vigas y los pilares (Capítulo 3.4). La Sección 4 discute el ajuste de la solución y el montaje de la estructura, y en especial expone el ajuste de las uniones en los pórticos principales (Capítulo 4.1), el procedimiento de montaje de los pórticos asociado (Punto 4.1.3), así como el problema que ocurrió por cambiar la especie de madera a *Eucalyptus grandis* y cómo este fue solucionado (Capítulo 4.2). Por último, la Sección 5 expone las conclusiones y comentarios finales.

Al final del texto se incluyen dos apéndices: el Apéndice A consiste en una recopilación de fotografías tomadas durante la obra (A.1) y una vez que el museo se estrenó (A.2); el Apéndice B expone un método analítico desarrollado para evaluar la rigidez relativa de las uniones de pórticos de madera, y está pensado para leerse junto con el Capítulo 3.4.



2

Prediseño estructural

Un objetivo sin un plan es solo un deseo.
Antoine de Saint-Exupéry

2.1. Estudio de viabilidad

Cuando la Fundación Pablo Atchugarry (Fundación Pablo Atchugarry s.f.) —junto con el estudio de arquitectura de Carlos Ott (Carlos Ott Architect s.f.)— planteó construir la estructura de la sala de esculturas de madera, surgió una pregunta básica: ¿era viable —desde un punto de vista técnico y económico— diseñar, fabricar, transportar y montar una estructura de esas características, con los desafíos presentados en la Sección 1?

Para responder esta pregunta, la Fundación Atchugarry consultó al Instituto de Estructuras y Transporte (IET) de la Facultad de Ingeniería (FING). Así, el IET elaboró un informe¹, cuyo objetivo fue realizar un diseño preliminar básico y —en función de este— analizar la viabilidad técnica y económica de fabricación, transporte y montaje de la estructura de madera.

Este capítulo presenta, de manera resumida, el diseño preliminar básico de la estructura —particularmente de los pórticos— (Punto 2.1.1); el análisis de viabilidad técnica de fabricación, transporte y montaje (Punto 2.1.2); y unos comentarios respecto a la viabilidad económica (Punto 2.1.3).

¹ El informe «Estudio de viabilidad de construcción de una estructura aporticada de madera laminada encolada para el Centro de exposiciones de la Fundación Atchugarry» fue realizado por Vanesa Baño, Leandro Domenech y Carlos Mazzey.

2.1.1. Diseño preliminar básico

El estudio de viabilidad técnica comenzó con el prediseño de la estructura de madera. Si bien este se centró en toda la estructura —y por tanto abarcó las correas y los pórticos principales—, la parte más relevante fue el diseño preliminar de los pórticos, por estar constituidos por elementos de madera laminada encolada (MLE) de eje curvo, sección variable y grandes luces.

Desde un punto de vista conceptual, cada pórtico se concibió formado por un pilar doble y una viga simple, tal cual muestra la Figura 2.1. Esta solución facilita la fabricación y el montaje, y permite generar una unión rígida y resistente a momentos entre los elementos. Así planteada, la unión tiene dos ventajas: por un lado, es más sencilla de construir que otros tipos de uniones empotradas; y, por otro lado, genera un pórtico biarticulado, que requiere elementos de secciones más pequeñas que si fuera triarticulado².

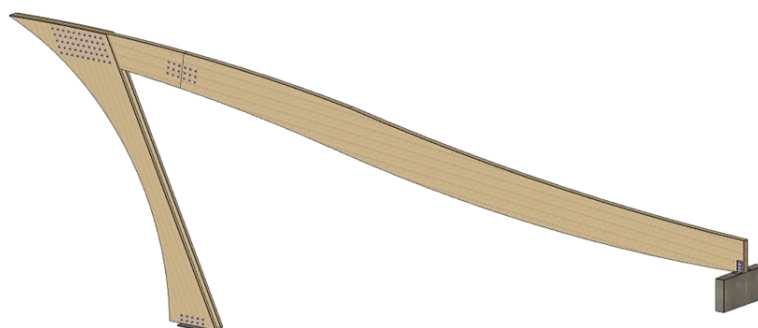


Figura 2.1. Perspectiva axonométrica del pórtico 14 prediseñado

Viga y pilar de madera

El prediseño se basó en el pórtico 14 (ver Figura 1.4), por tener la viga de mayor longitud (superior a 28 m). El primer paso consistió en tomar las propiedades de la MLE clase GL24h, según la norma UNE-EN 14080 (2013). Esta clase resistente es la más utilizada por los fabricantes de MLE.

² Más adelante en el capítulo, y en especial luego en el Punto 2.3.2, se entra en mayor detalle sobre los aspectos técnicos de esta unión.

En paralelo, se calcularon las combinaciones en estado límite último (ELU) —para las verificaciones de situaciones persistentes—, y las combinaciones en estado límite de servicio (ELS) —para la comprobación de deflexiones (activas y totales)—, según lo establece la norma UNE-EN 1990 (2003).

En el segundo paso se hallaron las acciones actuantes sobre la estructura. Para ello —dado que la separación entre vigas es variable— se midió el ancho de influencia de la cubierta para cada posición de la viga. Contrariamente, la separación entre ejes de pilares es constante, por lo que se halló un único ancho de influencia de la fachada (igual a 6.32 m).

Los anchos de influencia se multiplicaron por las cargas estimadas indicadas en la Tabla 2.1. Para hallar las acciones debidas al viento primero se obtuvo la velocidad característica para una ubicación a menos de 25 km de la costa —según la norma UNIT 50:84 (1994)—, y se convirtió a la velocidad básica del viento —definida en la norma UNE-EN 1991-1-4 (2018)—, de acuerdo con la ecuación propuesta por Páez (2014). Luego se utilizó la segunda norma para calcular las presiones sobre la estructura, hallando coeficientes de presión aproximados —adecuados a la fase de diseño estructural—.

Tabla 2.1. Cargas consideradas en la fase de prediseño

Acción	Carga		Norma
	Viga	Pilar	
Peso propio (PP)	Según la densidad (420 kg/m^3)		(CEN, UNE-EN 14080 2013)
Peso añadido (PA)	0.40 kPa	Se despreció	–
Sobrecarga (SCU)	0.40 kPa	–	(CEN, UNE-EN 1991-1-1 2019)
Viento A (VA)	$0.6 \cdot 1.35 \text{ kPa}$	$0.2 \cdot 1.35 \text{ kPa}$	(CEN, UNE-EN 1991-1-4 2018, UNIT 50:84 1994, Páez 2014)
Viento B (VB)	$1.2 \cdot 1.35 \text{ kPa}$	$-1.2 \cdot 1.35 \text{ kPa}$	
Viento C (VC)	$-0.3 \cdot 1.35 \text{ kPa}$	$-0.3 \cdot 1.35 \text{ kPa}$	

El tercer y último paso consistió en modelar la estructura plana en SAP2000 (Computers & Structures 2017): un *software* de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos (MEF). El pórtico se modeló con elementos de barra —considerando las deformaciones por corte—, con las secciones variables del anteproyecto original de arquitectura.

El pilar y la viga se verificaron para cada combinación y para toda sección, de acuerdo con las indicaciones de la norma UNE-EN 1995-1-1 (2006). En cada sección en que alguno de los ELU no cumplió, se modificó la altura hasta que todos los ELU verificaran. Para los ELS de deflexiones se procedió de manera similar, con la diferencia de que el cambio de altura se hizo de manera uniforme, sobre todas las secciones del pórtico. Esto se debe a que las deflexiones en una posición determinada dependen de las secciones de todo el pórtico y no de la sección en dicha posición particular —como ocurre (en general y simplificada) con los ELU—.

La Figura 2.2 muestra los diagramas de solicitaciones (de directa, cortante y flexión) para las dos combinaciones que generan mayores esfuerzos:

- C4A, correspondiente a $1.35 (PP + PA) + 1.50 VA$;
- C5B, correspondiente a $1.00 (PP + PA) + 1.50 VB$.

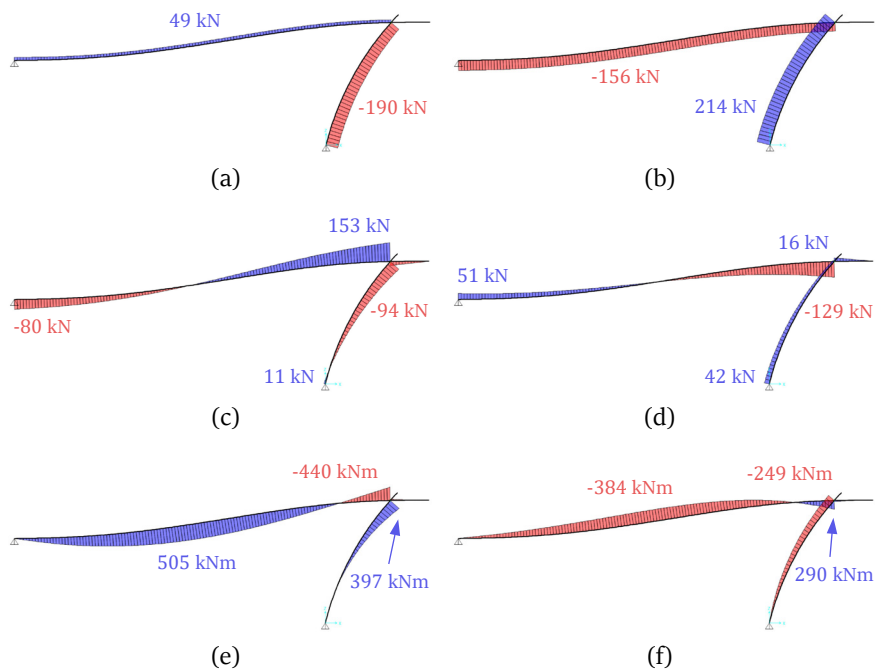


Figura 2.2. Diagramas de solicitaciones obtenidos del prediseño: directa para la C4A (a) y para la C5B (b), cortante para la C4A (c) y para la C5B (d), y momento flector para la C4A (e) y para la C5B (f)

La Figura 2.3 muestra la geometría del pórtico 14 inicialmente propuesta por el estudio de arquitectura (a), y la geometría del mismo pórtico una vez ajustada en el prediseño (b). Este ajuste se hizo en conjunto con el estudio de arquitectura, considerando los resultados del prediseño estructural, pero también la estética del edificio en general.

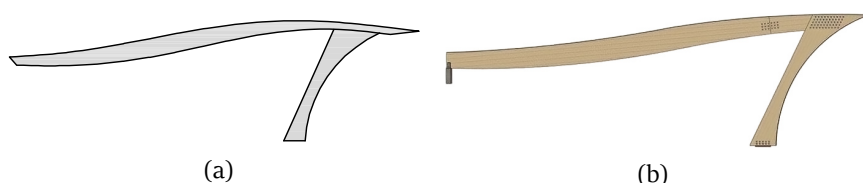


Figura 2.3. Vista lateral de la geometría del pórtico 14 inicialmente propuesta (a) y ajustada en el prediseño (b)

Unión rígida entre elementos

Como se comentó al comienzo de este capítulo y se observa en la Figura 2.1, la unión entre la viga y el pilar doble se proyectó mediante un arreglo de pernos pasantes trabajando a corte doble. Esta unión, resistente a momento, es sencilla —incluso se puede fabricar en obra—, lo que amplía el espectro de posibles proveedores. Cabe destacar que para entonces aún no se sabía si alguna empresa iba a poder fabricar, transportar y montar la estructura, por lo que resultaba primordial simplificar todo lo máximo posible.

Una unión resistente a momento debe cumplir dos requisitos: por un lado, debe ser capaz de transmitir las fuerzas y los momentos entre los elementos que conecta; por otro lado, debe ser lo suficientemente rígida para que esas fuerzas y momentos efectivamente se desarrollen. En el prediseño realizado se verificaron los dos requisitos para comprobar que la unión era viable desde un punto de vista técnico. En el Capítulo 3.4 se profundiza más sobre la unión, particularmente sobre el segundo requerimiento.

2.1.2. Viabilidad técnica

Habiendo culminado el prediseño básico de la estructura de madera, se pidió presupuesto a varios proveedores de la región y un proveedor internacional.

Al pedir presupuesto, se abordaron dos interrogantes en simultaneo: ¿era viable —desde un punto de vista técnico— fabricar, transportar y montar la estructura prediseñada?; y, en caso afirmativo, ¿era viable —desde un punto de vista económico—invertir en la construcción de la obra? En este punto se aborda brevemente la primera pregunta.

La mayor parte de los proveedores contactados manifestaron mucho interés en la obra y aseguraron poder fabricar, transportar y montar la estructura de madera. Aun así, todos presentaron ciertos comentarios, particularmente respecto a la fabricación y el transporte. La Tabla 2.2 resume las limitantes planteadas y las posibles soluciones inicialmente propuestas.

Tabla 2.2. Comentarios respecto a la fabricación y el transporte de los proveedores contactados en el estudio de viabilidad

País	Etapas	Comentarios
Argentina	Fabricación	<i>Limitante:</i> elementos de MLE de largo menor a 28 m y canto menor a 1.20 m. <i>Propuesta:</i> cambiar el ancho de las vigas para reducir su canto máximo de 1.30 m a 1.20 m.
Brasil	Fabricación	<i>Limitante:</i> piezas de MLE de largo menor a 20 m. <i>Propuesta:</i> generar juntas de transporte en las vigas, idealmente en los puntos de momento nulo (ver Figura 2.1 y Figura 2.2).
Chile	Transporte	<i>Limitante:</i> complejidad de transporte a través de la Cordillera de los Andes. <i>Propuesta:</i> no se llegó a considerar una posible solución ya que no se recibió un presupuesto.
España	Transporte	<i>Limitante:</i> elementos de MLE de longitud menor a 12 m, por el tamaño de los contenedores. <i>Propuesta:</i> generar juntas de transporte en las vigas y los pilares, resistentes a momento; o usar un transporte especial en bodega.

De este trabajo se concluyó que la estructura era viable desde un punto de vista técnico. El capítulo siguiente trata sobre la viabilidad económica.

2.1.3. Viabilidad económica

Sin entrar en el detalle de las cotizaciones recibidas, la Tabla 2.3 muestra los precios normalizados entregados por los proveedores. Para calcularlos, se tomó el precio final de la obra como valor de referencia.

Tabla 2.3. Precios normalizados de las cotizaciones iniciales

País	Precio normalizado	Comentarios
Argentina	87 %	La cotización solo incluyó la fabricación de la MLE; se estimaron los rubros restantes
Brasil	84 %	Cotización completa, teniendo en cuenta los comentarios de la Tabla 2.2
España	121 %	

Es interesante destacar que los precios recibidos fueron muy buenos, en el sentido que mostraron una baja dispersión y todos fueron muy aproximados al precio final de la obra. Asimismo —como dato adicional que demuestra la calidad de las cotizaciones—, el precio normalizado promedio fue de 97 %. Este resultado no es casualidad, sino que se debió al meticuloso prediseño inicial y a la buena estimación efectuada por los ofertantes.

Afortunadamente, los precios estaban dentro de lo previsto por la Fundación Atchugarry, por lo que la idea de proyectar y construir la estructura —de la sala de esculturas— de madera pudo seguir adelante.

2.2. Disposición geométrica de las correas

El paso siguiente al estudio de viabilidad fue el anteproyecto de la estructura de madera. Esta fue la etapa inicial de un extenso trabajo, que incluyó la elaboración del anteproyecto y del proyecto ejecutivo, el asesoramiento en la licitación, el ajuste de la solución con el proveedor elegido, el control de calidad de la fabricación y el asesoramiento durante el montaje.

Todas estas tareas fueron realizadas —entre principios de 2019 y finales de 2020— por un equipo constituido por Carlos Mazzey, Leandro Domenech y Vanesa Baño, extraoficialmente llamado Oak Ingeniería³.

En el anteproyecto estructural se terminó de definir la geometría general y se estudiaron algunos detalles de particular importancia, como el encuentro entre los pórticos principales y la fachada frontal (ver Capítulo 2.3). Uno de los problemas más interesantes de la definición geométrica fue la disposición en planta de las correas. Esto se debe a la concepción arquitectónica, en la que los pórticos no son paralelos entre sí, y los pilares y las vigas tienen distintos largos, inclinaciones y formas.

Este capítulo presenta las dos primeras aproximaciones de resolución, la metodología seguida y la solución finalmente adoptada. Al final se comenta brevemente sobre el sistema de arriostramiento de la estructura, por estar este estrechamente relacionado con la planta del edificio.

2.2.1. Primeras aproximaciones

Como criterio general, la forma más eficiente de disponer las correas es lo más separadas posible. Por ejemplo, cuando se diseña un galpón metálico, se suelen colocar a la máxima distancia que permite la cubierta. En este caso, la cubierta elegida no fue la limitante, sino el criterio estético del estudio de Carlos Ott. Para darle mayor profundidad y volumen al techo interior, los arquitectos solicitaron que las correas estuvieran separadas una distancia promedio de alrededor de 1.00 m y no más de 1.30 m.

Dada la geometría del edificio, y fijada una separación máxima, existen dos procedimientos «naturales» de disponer las correas en planta.

³ Todos los trabajos posteriores al estudio de viabilidad requerían la asunción de responsabilidades legales, por lo que no se podían hacer institucionalmente a través de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República. Los dos docentes en Régimen de Dedicación Total —Leandro Domenech y Vanesa Baño— solicitaron la debida autorización a la Comisión Central de Dedicación Total.

1. Tomar la longitud relativa a la viga más larga (26.40 m) y dividirla entre 1.30 m; redondear el valor obtenido (20.3) y dividir todas las vigas en partes iguales (misma distancia en planta).
2. Considerar la línea de correas exterior como un único objeto —una polilínea—; desfazar esta polilínea una distancia de 1.30 m hasta cubrir toda el área de la cubierta; contar la cantidad de cortes entre cada una de las vigas y el conjunto de polilíneas creadas; dividir cada una de las vigas entre la cantidad de cortes; trazar las correas desde la correa exterior inicialmente planteada.

El primer procedimiento da lugar a la disposición de correas mostrada en la Figura 2.4 (a), mientras que el segundo procedimiento, a la mostrada en la Figura 2.4 (b). En rojo se identifican los principales problemas: en el primer caso, se genera un amontonamiento de correas en los primeros vanos, al extremo que la separación entre ejes queda menor al ancho de las correas; en el segundo caso, queda una disposición poco «armónica», con polilíneas de correas que no siguen un trazo suave (ver ángulos entre correas).

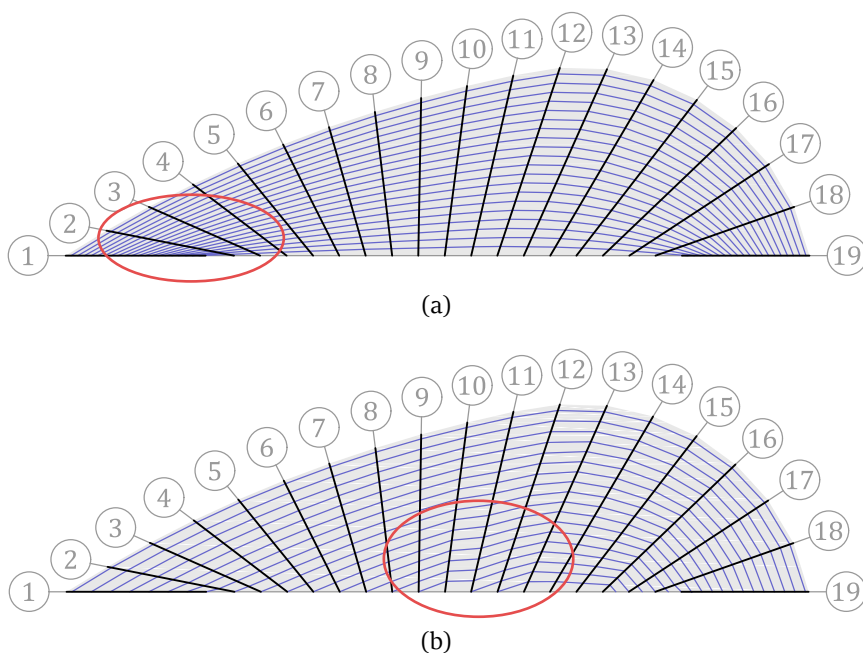


Figura 2.4. Disposición de las correas en planta siguiendo los procedimientos 1 y 2

Los dos problemas presentados revelan dos requisitos sobre la disposición de correas, que se agregan al requisito inicial de los arquitectos. Estos son: la separación entre correas debe tener un mínimo, que —a los efectos de que el promedio esté cercano a 1.00 m— se fijó en 0.70 m; y la distribución debe ser «armónica», en el sentido que respete la concepción arquitectónica.

2.2.2. Metodología seguida

Si bien el primer requisito es preciso, no ocurre lo mismo con el segundo, porque no existe un concepto claro y consensuado de qué implica que la distribución de correas sea «armónica». Esto condujo a que el problema se resolviera mediante un procedimiento manual (no computacional). En este punto se describe la metodología llevada a cabo.

En primer lugar, se colocó la polilínea de correas exteriores lo más afuera posible. Tomando como referencia la Figura 2.3 (b), esto implica lo más a la derecha posible, dejando la unión entre la correa y el plano de contacto del pórtico totalmente contenido en el propio pórtico. Esta tarea sola, de por sí, es relativamente compleja porque implica trabajar en tres dimensiones.

En segundo lugar, se ubicó la polilínea de correas riostra coincidente con los pilares inclinados. Estas correas debían quedar en el interior del edificio y próximas a la fachada, y no debían interceder con otros elementos como las uniones entre vigas y pilares. Sobre este tema se profundiza en el Capítulo 2.3, que trata sobre el diseño conceptual de los pórticos. Entre esta línea de correas y la descrita en el párrafo anterior, se colocaron otras dos, de forma equiespaciada y también considerando los detalles de la fachada.

Habiendo ubicado las cuatro líneas de correas exteriores —constreñidas—; en tercer lugar, se aplicó el siguiente procedimiento:

- tomar el pórtico en el que la polilínea de correas riostras de los pilares fuera más perpendicular al propio pórtico (17);
- dividir la distancia entre el apoyo de la viga y las correas riostras de los pilares (18.15 m) entre 1.30 m y redondear este valor;
- dividir el pórtico elegido en partes de igual longitud, a partir del número de divisiones calculado (14);

- moverse hacia los dos pórticos contiguos (16 y 18) y probar con distintos números de divisiones hasta obtener una disposición de correas parcial que cumpla con los requisitos;
- repetir este último paso hasta cubrir la totalidad de la cubierta.

2.2.3. Resultados y solución adoptada

La Tabla 2.4 presenta el número de divisiones obtenidas por pórtico, una vez seguido el procedimiento descrito en el punto anterior. Luego, la Figura 2.5 muestra la disposición asociada en planta. Esta distribución se puede observar con mayor detalle en el plano de la Figura 1.4.

Tabla 2.4. Número (N) de divisiones obtenidas por pórtico

Pórtico	1	2	3	4	5	6	7	8-16	17	18	19
N	12	14	15	16	17	18	19	20	18	16	14

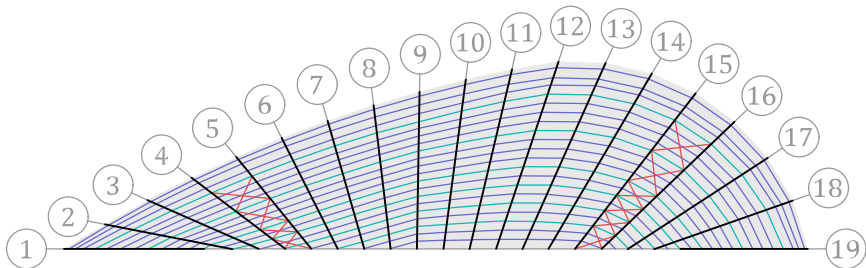


Figura 2.5. Disposición de las correas en planta siguiendo el procedimiento descrito en la metodología (ver Punto 2.2.2)

La disposición de correas obtenida cumple con los dos requisitos fijados: por un lado, la separación es relativamente uniforme, con una distancia mínima de 0.70 m —y una distancia máxima que no supera 1.30 m—; por otro lado, la distribución en planta es «armónica» y agradable de ver, a diferencia de la mostrada en Figura 2.4 (b). Aunque este concepto es muy personal, es claro que no existen ángulos extraños en las polilíneas de correas.

Una vez adoptada esta disposición, no se modificó en todo el proyecto. Este es un buen ejemplo que enseña la importancia que puede tener la etapa de anteproyecto en el desarrollo de un proyecto de ingeniería —en especial cuando la obra tiene una alta complejidad—. La Figura 2.6 muestra una foto de la estructura durante la construcción donde se aprecia la disposición de las correas, particularmente entre los pórticos 12 y 18.



Figura 2.6. Fotografía de la estructura durante la construcción, donde se aprecia la distribución de correas de los pórticos 12 a 18

Como último comentario, la Figura 2.5 muestra la concepción del sistema de arriostramiento de la cubierta mediante trazos de distintos colores: en turquesa se representan las correas riostra y en rojo los tensores metálicos. Este planteamiento se hizo casi en simultaneo con el de la disposición de las correas, por estar estrechamente relacionados entre sí.

Resumidamente, se eligieron dos vanos perpendiculares entre sí, de manera de tener vigas contraviento que resistan esfuerzos horizontales en cualquier sentido (Argüelles, *et al.* 2013). Luego, los tensores se colocaron de afuera hacia adentro, buscando que formaran ángulos de entre 30° y 60° con los pórticos y que las líneas de correas riostras fueran coincidentes.

2.3. Anteproyecto de los pórticos

A modo de resumen, en el Capítulo 2.1 se presentó el estudio de viabilidad realizado —que se enfocó, primero, en el prediseño del pórtico 14 y, luego, en el análisis de viabilidad técnica y económica de la obra—; mientras que en el Capítulo 2.2 se presentó el trabajo de disposición geométrica de las correas y de planeación del sistema de arriostramiento. Una tercera parte fundamental del prediseño estructural fue la resolución de todos los pórticos de la estructura, con especial énfasis en las siguientes preguntas:

- ¿cuál sería la geometría (o forma) de todas las vigas de los pórticos —exceptuando el pórtico 14 ya resuelto—;
- ¿cómo se resolvería el (complicado) encuentro entre los pilares, las vigas principales y la fachada frontal?;
- ¿cómo sería el prediseño estructural de las uniones rígidas —breve-mente comentadas en el Punto 2.1.1—?

Las respuestas a estas preguntas se tratan en los siguientes puntos.

2.3.1. Geometría de las vigas

Como resultado del prediseño del pórtico 14 —expuesto en el Punto 2.1.1—, se llegó a la geometría mostrada en la Figura 2.3 (b). Esta se caracteriza por tener un canto de 1.00 m en los puntos de momento nulo y de 1.30 m en los puntos de momento máximo, con una variación continua entre puntos.

Teniendo en cuenta que el prediseño se basó en el pórtico —*a priori*— más exigido, desde el anteproyecto se planteó aplicar un criterio de variación del canto semejante para todas las vigas, inspirado en el pórtico prediseñado. Esta idea tenía varios objetivos, listados a continuación:

1. disminuir el canto de las vigas propuestas por el estudio Carlos Ott, que en algunos casos alcanzaban 1.50 m;
2. cumplir los requisitos relativos a los estados límite últimos (ELU) y de servicio (ELS) —sintetizados en Punto 2.1.1—;
3. uniformizar las geometrías, de manera de lograr una armonía entre las formas de la cubierta (requisito estético).

Aunque este problema parece relativamente sencillo, no lo es tanto si se considera el requisito adicional de no cambiar la envolvente de la cubierta⁴. Esto se debe a que las vigas son de eje curvo y sección variable, por lo que las curvas que definen el canto superior, el eje y el canto inferior pueden ser completamente diferentes entre sí, y no guardar una relación evidente.

Para resolver este problema, se siguió la metodología descrita en seguida. Primero, se obtuvo la curva que define el canto superior de cada una de las vigas, a partir de los planos de arquitectura. Luego, se definió un canto (o altura) en función de la distancia relativa normalizada al apoyo sobre la viga de hormigón (ver Figura 2.6), según se muestra en la Figura 2.7.

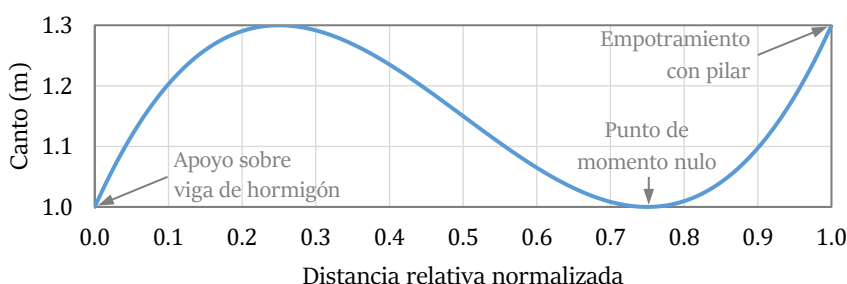


Figura 2.7. Canto en función de la distancia relativa normalizada al apoyo sobre la viga de hormigón

La curva de la Figura 2.7 se halló considerando un polinomio genérico de tercer grado $-P_3(x)-$, e imponiendo las siguientes condiciones:

- que el canto en el apoyo sobre la viga de hormigón fuera igual a 1.00 m (mínimo) $-P_3(0) = 1.00 \text{ m}-$;
- que el canto en el empotramiento con el pilar fuera igual a 1.30 m (máximo) $-P_3(1) = 1.30 \text{ m}-$;
- que el canto en el punto de momento nulo fuera 1.00 m (mínimo) $-P_3(3/4) = 1.00 \text{ m}-$;
- que el canto a lo largo de toda la viga no superara 1.30 m (máximo) $-\max(P_3(x): 0 \leq x \leq 1) = 1.30 \text{ m}-$.

⁴ A los efectos de esta tesis, se le llama envolvente a la superficie de las chapas, que coincide con la superficie que forman los cantos superiores de las vigas.

El último paso fue programar un algoritmo en MATLAB (MathWorks 2012) para hallar las curvas que definen el eje y el canto inferior en función de la curva del canto superior (envolvente) y de la altura variable de la sección. Este algoritmo (de optimización) opera de la siguiente forma:

1. determina una curva inicial del eje de la viga desplazando hacia abajo la curva del canto superior —y tomando como referencia la mitad de la altura de la sección en cada punto—;
2. calcula la pendiente a la curva en cada punto, y luego obtiene la recta perpendicular —coincidente con la dirección normal—;
3. determina la curva del canto superior a partir de las direcciones normales y de las alturas de las secciones en cada punto;
4. computa la diferencia entre la curva obtenida y la curva del canto superior dada por la geometría de la envolvente;
5. desplaza nuevamente la curva del eje —tomando esta vez como referencia las diferencias en el punto 4—;
6. repite los pasos 2 a 5 hasta que la diferencia máxima entre puntos —calculada en el punto 4— es despreciable;
7. determina la curva del canto inferior de la misma manera que en el punto 3, pero en el sentido contrario.

El algoritmo detallado se aplicó a todas las vigas principales. En la Figura 2.8 se muestra la geometría inicial y propuesta (modificada) del pórtico 1, luego de utilizado el programa desarrollado. En el dibujo también se puede ver que se modificaron los cantos de los pilares, aunque este proceso fue bastante más sencillo que el presentado en este punto.

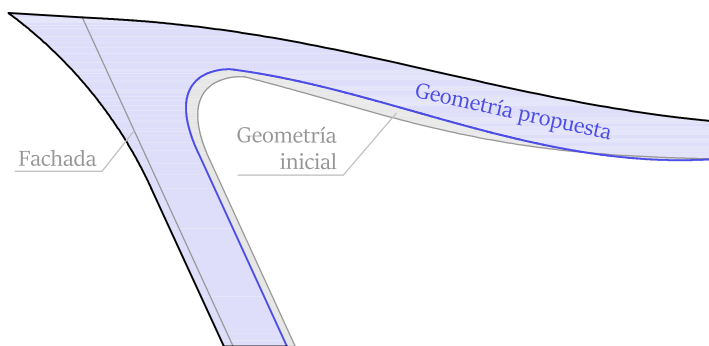


Figura 2.8. Geometría inicial y propuesta (modificada) del pórtico 1

Se puede observar que se logró una disminución general en el canto, sin afectar la armonía de la forma. Este trabajo permitió reducir el volumen de madera de los pórticos hasta un 10 %, lo que es significativo si se considera que es la parte de la estructura más compleja, que implica mayor volumen de madera, y que por tanto impacta más en el presupuesto. Adicionalmente —y quizás más importante—, al mantener el canto máximo en 1.30 m, se permitió que más fabricantes pudieran cotizar la estructura.

2.3.2. Encuentro entre los pórticos y la fachada

Una vez definida la geometría de las vigas y los pilares, esta no se volvió a modificar. No obstante, al estudiar cada pórtico como un todo, se revelaron varios temas a resolver: primero, debía diseñarse una unión rígida entre el pilar y la viga; segundo, la sección del pilar tenía un canto excesivo —aun cuando no era necesario desde un punto de vista estructural—; y tercero, una parte del pórtico quedaba expuesto a la intemperie. Estos últimos dos aspectos pueden verse en el pórtico representado en la Figura 2.8.

Por lo general, las uniones son los puntos más delicados en el diseño de estructuras de madera (Argüelles, *et al.* 2013). Más aún, la mayoría de las uniones se comporta de manera articulada, a no ser que se diseñen especialmente para resistir momentos. El diseño de uniones rígidas es complejo y permanece como tema de investigación —al punto que la norma UNE-EN 1995-1-1 (2006), por ejemplo, solo incorpora el cálculo de un tipo de unión rígida particular (tipo corona), no siempre practicable—.

En términos generales, las uniones rígidas (a momento) pueden resolverse de dos maneras: mediante el encolado de piezas, y mediante la colocación de conectores mecánicos. El encolado puede hacerse entre los dos elementos de madera que se quieran conectar, a través de un gran empalme por unión dentada (en inglés: *finger joint*) que una completamente las dos secciones transversales de los elementos (Racher 2017). Asimismo, los elementos pueden unirse mediante barras —o chapas— de acero encoladas —de forma análoga a como se refuerza el hormigón armado— (Tlustochowicz, Serrano y Steiger 2011, Xu, Bouchaïr y Racher 2012). Finalmente, la conexión por medio de conectores consiste en duplicar uno de los elementos —o usar una chapa interna— y disponer fijaciones metálicas que trabajen a corte doble.

La Figura 2.9 muestra cuatro tipos de uniones rígidas en madera: los dos primeros –(a) y (b)– mediante el encolado de piezas, y los últimos –(c) y (d)– mediante la colocación de conectores mecánicos.

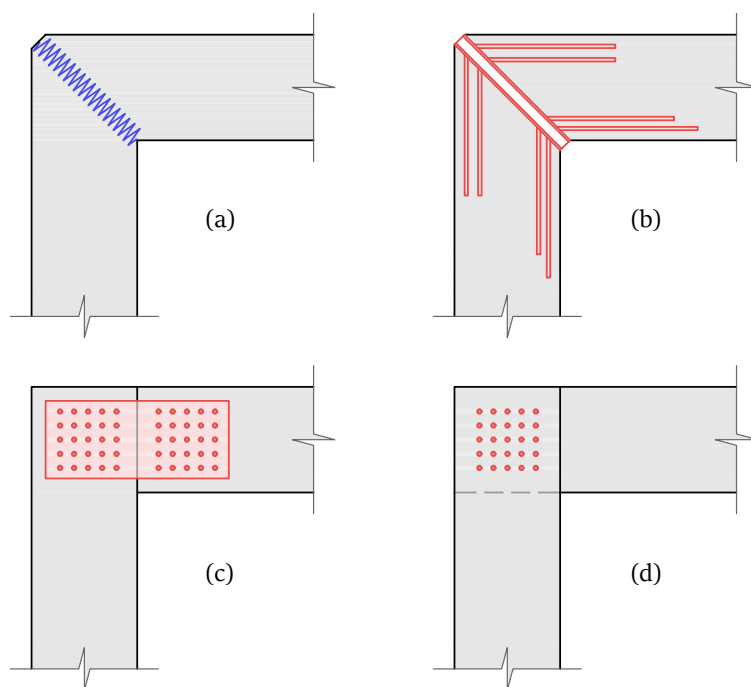


Figura 2.9. Tipos de uniones rígidas en madera: gran empalme por unión dentada entre los elementos (a); unión mediante barras de acero encoladas –fijadas a un herraje metálico– (b); unión mediante conectores y una chapa interna (c); y unión mediante conectores y duplicando uno de los elementos de madera (d)

Como resulta claro a partir de los diagramas, cualquiera de las primeras tres opciones es –desde un punto de vista constructivo– más complicada que la última. En la unión mediante conectores y duplicando uno de los elementos de madera solo es necesario perforar perpendicularmente los elementos y enhebrar las fijaciones que se utilicen. Este es un trabajo que (en principio) pueden realizar todos los suministradores, incluso aquellos sin máquinas de control numérico. Dado que ampliar el espectro de posibles fabricantes era uno de los objetivos iniciales (ver Punto 2.1.1), se optó por esta unión.

Entre duplicar los pilares y duplicar las vigas, se eligió la primera, por tres motivos: primero, porque implicaba menor volumen de madera —los pilares son más cortos que las vigas—; segundo, porque es la opción más frecuente en las estructuras de madera; y tercero, porque era la solución preferida por los arquitectos del estudio de Carlos Ott.

Habiendo desarrollado el proceso de elección de un tipo de unión⁵, queda explicar cómo se resolvieron los otros dos problemas: el canto excesivo de la sección del pilar y la exposición a la intemperie de parte del pórtico. Para ello, el pilar se dividió en tres piezas: un pilar estructural —interior, de eje recto y sección doble constante—, un pilar «falso» —exterior y sujeto al pilar estructural— y un complemento —interior y sujeto a la viga principal—. La Figura 2.10 presenta una imagen del modelo tridimensional realizado en Cadwork —un *software* de diseño y fabricación asistido por computadora (CAD/CAM)— con la solución propuesta para el pórtico 9.

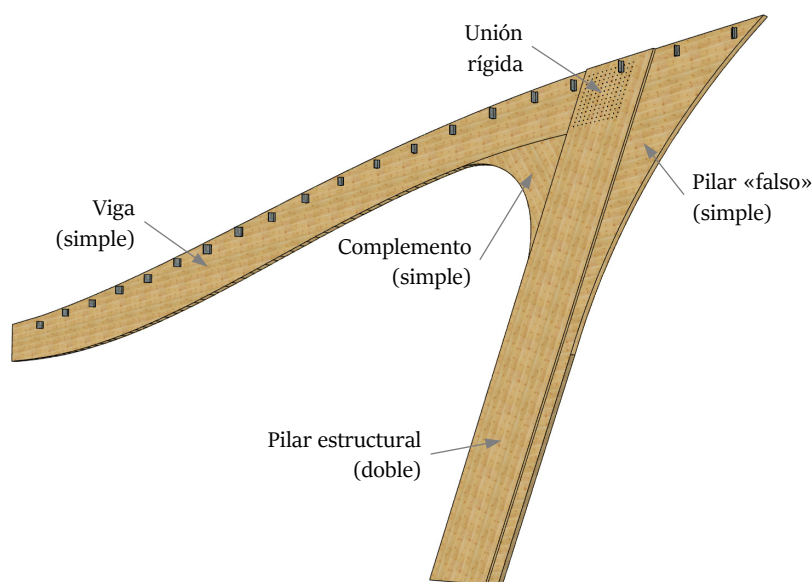


Figura 2.10. Modelo tridimensional del pórtico 9 con la solución propuesta para el encuentro entre los pórticos y la fachada

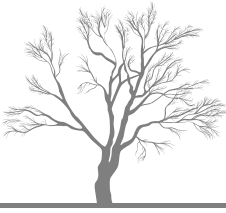
⁵ La disposición precisa de los conectores y su cálculo estructural se realizaron en la fase de diseño de la estructura, por lo que se tratan en el Capítulo 3.4.

La solución propuesta cumple con los dos objetivos planteados al comienzo: reducir el canto excesivo del pilar, y aislar la parte expuesta a la intemperie —el pilar «falso»—, de manera de proteger diferencialmente la madera al exterior. Un ejemplo de protección diferencial podría ser aplicar un lasur (recubrimiento superficial transpirable) transparente a todos los elementos de madera al interior, y un tratamiento de impregnación en profundidad a todos los elementos de madera al exterior (DB SE-M 2009).

Los antes comentados no son los únicos aspectos positivos de la solución, sino que hay algunos adicionales:

- el pilar estructural interior queda de sección constante, por lo que su fabricación es más sencilla y económica;
- la unión rígida queda completamente al interior, y entre dos piezas cuyo contenido de humedad no debería variar significativamente, por lo que se reduce en gran medida la probabilidad de aparición de fendas por hinchazón y merma (Argüelles, *et al.* 2013);
- la fachada queda en la intersección del pilar estructural con el pilar «falso», por lo que se simplifica mucho la resolución estructural y arquitectónica del encuentro con los pórticos.

El trabajo presentado en este capítulo muestra —otra vez— cuán importante es la etapa de anteproyecto de una estructura. Esta etapa incluye el diseño conceptual y diseño preliminar (Kliger 2016), en dónde se identifican las necesidades de la estructura, se analizan sus requerimientos, se plantean y evalúan potenciales soluciones, y se predimensiona la solución elegida. Las decisiones que se toman en esta etapa suelen permanecer durante todo el desarrollo del proyecto, por lo que cada una de ellas debería ser meditada lo máximo posible, hasta llegar a una definición satisfactoria. Aun cuando no permanecen, afectan notablemente en la etapa de presupuestación.



3

Diseño estructural

*In the end we retain from our studies
only that which we practically apply.*
Johann Wolfgang Von Goethe

3.1. Acciones de viento

La primera etapa del diseño estructural consistió en determinar las acciones y combinaciones de acciones actuantes sobre el edificio. En Uruguay, cuando se diseñan estructuras livianas —de acero o madera—, las acciones debidas al viento suelen ser las más preponderantes y laboriosas de calcular. Este aspecto se acentúa cuando la geometría del edificio es particular —como ocurre en el caso de la sala de esculturas—, ya que la forma no se encuentra contemplada por las normas de viento de aplicación como la UNIT 50:84 (1994) o la UNE-EN 1991-1-4 (2018).

En la práctica, existen tres métodos para determinar las acciones debidas al viento sobre una estructura: a partir de coeficientes de presión definidos en las normas; mediante un modelo numérico basado en la dinámica de fluidos computacional (en inglés: *computational fluid dynamics*, o *CFD*); o usando un túnel de viento (o aerodinámico) y aplicando las leyes de la semejanza para hallar las cargas equivalentes con un prototipo a escala.

Como ocurre frecuentemente cuando existen varios métodos para resolver un mismo problema, cada uno tiene sus ventajas y desventajas. Estas se presentan —de manera comparativa— en la Tabla 3.1 (Jeong y Choi 2008, Clannachan, *et al.* 2009, Sayed, Hussien y Eid 2018).

Tabla 3.1. Ventajas y desventajas de los métodos utilizados para determinar las acciones debidas al viento sobre una estructura

Método	Ventajas	Desventajas
Coefficientes normativos	Es relativamente sencillo y universalmente conocido por arquitectos e ingenieros. Es económico y no requiere de recursos especiales. Está respaldado por normas, por lo que es muy confiable.	Por sus simplificaciones, tiende a generar presiones mayores a las reales. Es muy rígido, en el sentido que solo algunas geometrías clásicas están contempladas.
Dinámica de fluidos de fluidos computacional	Es enormemente moldeable, pues puede aplicarse a cualquier geometría, incluso teniendo en cuenta los efectos de aberturas o construcciones aledañas. Por lo anterior, permite hacer estudios paramétricos sin dificultades adicionales.	Permanece como tema de investigación, por lo que no se acepta como sustituto de los otros métodos. Es complejo y requiere de conocimiento específico en el tema para su aplicación. Es muy demandante computacionalmente.
Túnel de viento	Los resultados son fiables, precisos y pueden ser usados en la práctica, dando lugar a estructuras optimizadas. Permite estudiar y predecir varios fenómenos de difícil análisis, relacionados con la aeroelasticidad.	Es caro comparativamente, pues requiere de fabricar el prototipo, instalar sensores, entre otros puntos. Requiere de instalaciones, por lo que está restringido a servicios ofrecidos por institutos de investigación. No permite estudiar de forma sencilla cambios en la geometría de la estructura.

Teniendo en cuenta que la estructura no tiene características que la hagan propensa a fenómenos aeroelásticos, se optó por el primer método, con un complemento (pues no sirve como sustituto) del segundo método.

3.1.1. Metodología

Este punto presenta las metodologías para la determinación de las presiones por el método de los coeficientes normativos —primero— y por el método basado en la dinámica de fluidos computacional —segundo—.

Presión correspondiente a la velocidad de pico

Del mismo modo que se hizo en el prediseño (ver Punto 2.1.1), todas las acciones se determinaron utilizando el cuerpo normativo europeo. Para ello —en el caso de las acciones debidas al viento— se debió convertir la velocidad característica (v_k) definida en la UNIT 50:84 (1994) en la velocidad básica (v_b) definida en la UNE-EN 1991-1-4 (2018).

Esta conversión se hizo utilizando la Ecuación (3.1) —propuesta por Páez (2014)— que, mediante tres coeficientes correctores, permite pasar de una definición de ráfaga de 3 s de duración a una de 10 min, de un terreno de rugosidad I (lago o área con vegetación despreciable y sin obstáculos) a uno de rugosidad II (campo abierto, con vegetación baja como la hierba, y con obstáculos aislados con una separación de al menos 20 veces la altura de los obstáculos), y de un período de retorno de 20 años a uno de 50 años.

$$v_b = 0.676 \cdot 0.858 \cdot 1.149 \cdot v_k = 0.667 v_k \quad (3.1)$$

Calculada la velocidad básica — $v_b = 29.3$ m/s— en función de la velocidad característica — $v_k = 43.9$ m/s (correspondiente a una ubicación a menos de 25 km de la costa)—, se siguió la UNE-EN 1991-1-4 (2018) para hallar la presión correspondiente a la velocidad de pico. A tal efecto, se consideró un terreno de rugosidad II y la máxima altura de la edificación (~15 m).

Coeficientes de presión exterior

Como se adelantó al comienzo de este capítulo, la geometría de la estructura no se encuentra contemplada en la norma UNE-EN 1991-1-4 (2018), por lo que fue necesario elaborar una metodología —basada en simplificaciones— para su aplicación, como se detalla en este apartado.

En este punto, el objetivo fue obtener los coeficientes de presión exterior en la cubierta —por ser esta la forma más complicada de la estructura— para cada dirección de viento, partiendo de 0° perpendicular a la fachada trasera y aumentando de a 45° en sentido horario.

En primer lugar, la estructura se discretizó en 18 elementos, tomando como referencia la ubicación de los pórticos. Luego, en cada elemento se evaluaron tres ángulos diferentes (α_1 , α_2 y α_3), según se indica en la Figura 3.1 (a). Obtenidos α_1 , α_2 y α_3 para cada elemento, se aplicaron las tablas 7.3a y 7.3b de la norma UNE-EN 1991-1-4 (2018), analizando las situaciones de viento según las direcciones locales de cada elemento —ver Figura 3.1 (b)—.

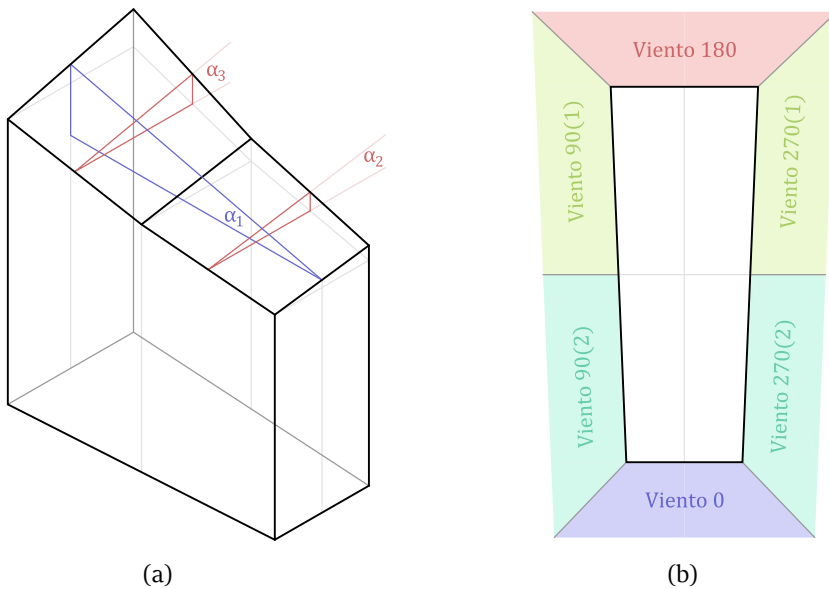


Figura 3.1. Parámetros angulares (a) y planta de ubicación de direcciones locales de viento (b) de cada elemento esquemático

Cabe destacar que para las direcciones 90° y 270° el elemento se dividió en dos zonas: una superior con inclinación α_2 y otra inferior con inclinación α_3 . En caso de que uno de esos dos ángulos fuera menor a 5°, se consideró —para ese sector— que la cubierta era plana y, por lo tanto, se aplicó la tabla 7.3b de la UNE-EN 1991-1-4 (2018) con α_1 como único parámetro.

Continuando con la metodología desarrollada, para cada elemento y para cada dirección local —ver Figura 3.1 (b)— se determinaron los coeficientes F, G, H e I, según la figura 7.7 de la norma UNE-EN 1991-1-4 (2018) —que presenta la leyenda para cubiertas a un agua—. Luego, dependiendo de la orientación en planta de cada elemento, se convirtió cada dirección global en una dirección local particular. Así se obtuvieron —para cada elemento— los coeficientes F, G, H e I asociados a cada dirección global.

En un principio, el coeficiente I se calculó solo en aquellos casos en los que α_2 o α_3 resultaron menores a 5° . Esta situación se da solo en tres elementos, por lo que, a modo de simplificación y del lado de la seguridad, finalmente no se tuvo en cuenta este coeficiente. En estos casos se adoptó el coeficiente H como el correspondiente a presión exterior general.

Por otra parte, para localizar la zona de aplicación de los coeficientes de borde F y G, se evaluó dimensionalmente a la estructura completa respecto a las direcciones globales de viento. A modo de ejemplo, en la Figura 3.2 se muestra la localización de los efectos de borde para la dirección de viento 135° . El ancho de influencia de la zona F-G es de aproximadamente 3 m.

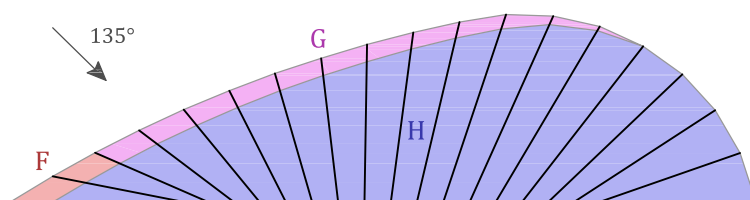


Figura 3.2. Localización de la zona de borde para el caso de viento a 135°

Los coeficientes de presión exterior en fachada se determinaron siguiendo una metodología análoga a la anterior: se evaluó para cada dirección global la orientación de la fachada de cada elemento y se calcularon los coeficientes asociados según la norma UNE-EN 1991-1-4 (2018).

Coeficientes de presión interior y totales

Los coeficientes de presión interna se calcularon de acuerdo con lo indicado en el apartado 7.2.9 de la norma UNE-EN 1991-1-4 (2018).

De forma conservadora, se consideró al coeficiente de presión interna como el 90 % del coeficiente de presión externa en los huecos de fachada, teniendo en cuenta que el 90 % de los huecos se encuentran en la fachada frontal. Finalmente, los coeficientes totales se obtuvieron sumando los coeficientes de presión interior y exterior (con signo).

Modelo basado en la dinámica de fluidos computacional

De manera de contrastar las distribuciones de presiones obtenidas mediante el método simplificado —de los coeficientes normativos— propuesto en este trabajo, se hizo un modelo basado en la dinámica de fluidos computacional. Para ello, se usó el *software* Autodesk Flow Design (descontinuado en el año 2018), que permite simular un túnel de viento de forma sencilla.

El procedimiento consistió en crear un modelo tridimensional sólido a partir de los planos y modelos elaborados por los arquitectos. Una vez generado, el modelo se importó desde el *software* y se impusieron las condiciones del viento y de la estructura. En particular, la estructura se giró de a 45°, de forma de analizar las mismas direcciones que con el primer método.

3.1.2. Resultados

Luego de convertir la velocidad de viento (de v_k a v_b) y de seguir los pasos establecidos en la norma UNE-EN 1991-1-4 (2018), se llegó a una presión correspondiente a la velocidad de pico igual a 1.4 kPa.

Por su parte, el método simplificado de los coeficientes normativos dio lugar a 16 distribuciones de presiones totales, tal cual se muestra en la Figura 3.3. Esto se debe a que se consideraron 8 direcciones de viento (de 0° a 315° cada 45°) y a que los coeficientes F, G y H relativos a cubiertas a un agua (CEN, UNE-EN 1991-1-4 2018) tienen dos valores de coeficientes exteriores distintos, que deben considerarse por separado.

Más adelante, la Figura 3.4 presenta el diagrama de presiones exteriores obtenido del método basado en la dinámica de fluidos computacional para el caso de viento a 135° (ver Figura 3.2).

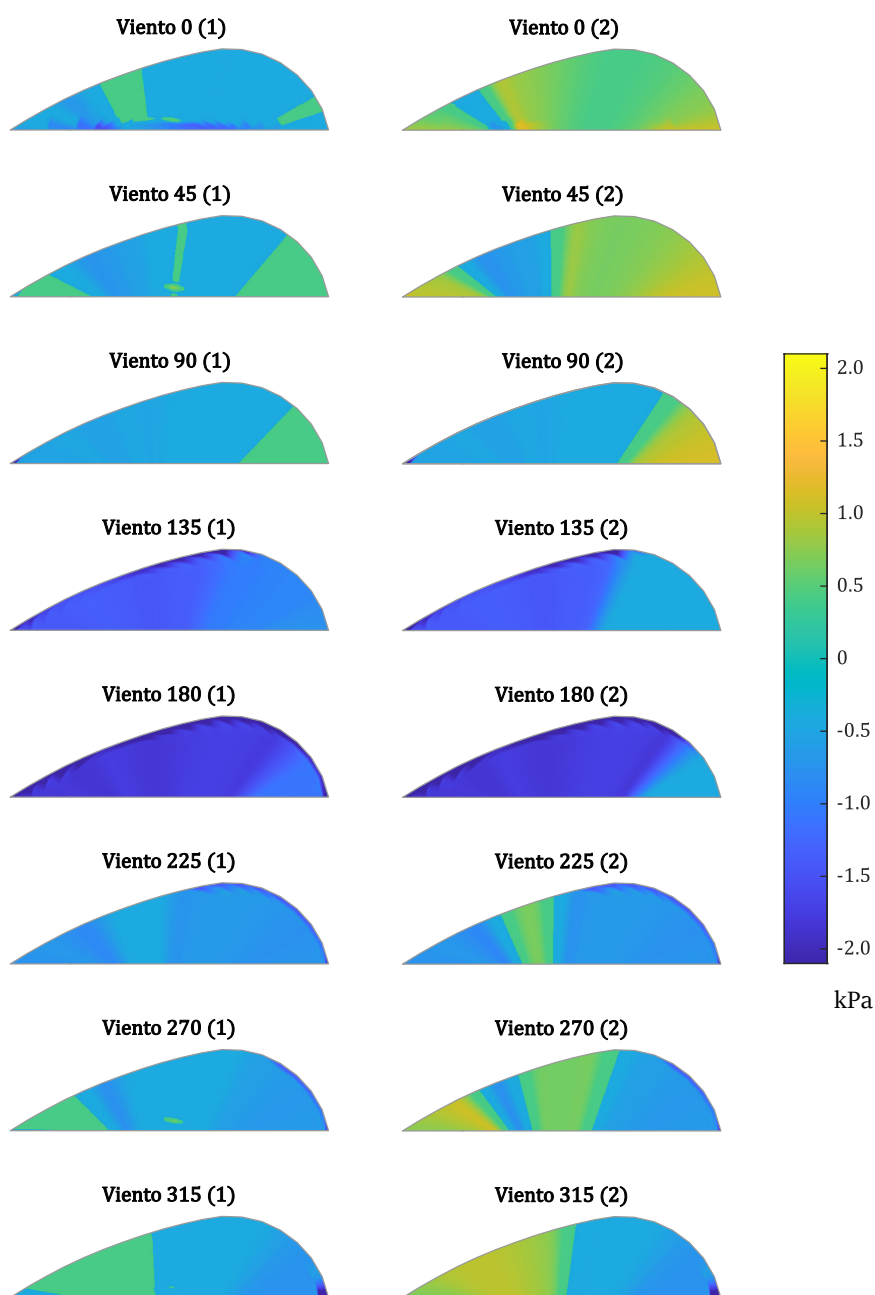


Figura 3.3. Diagramas de presiones totales obtenidas del método simplificado

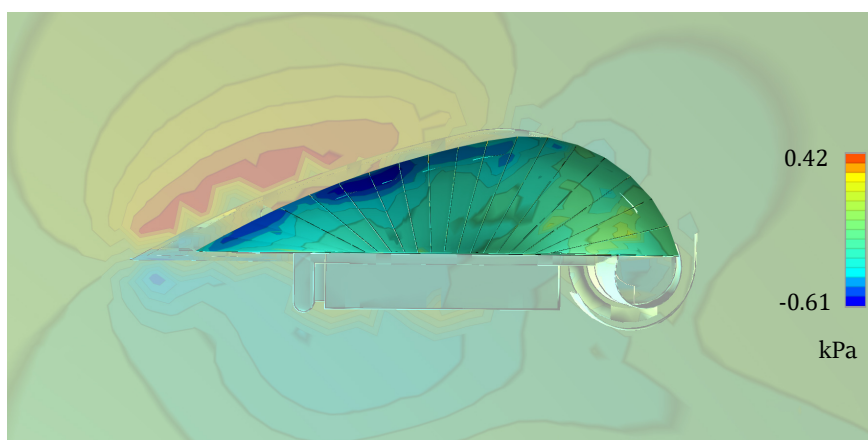


Figura 3.4. Diagrama de presiones exteriores obtenidas del método basado en la dinámica de fluidos computacional para el caso de viento a 135°

Aunque las presiones son menores, se observa una distribución similar a la presentada en la Figura 3.3, particularmente en el caso de viento 135° (2). Hay al menos tres motivos por los que las presiones son inferiores:

- la comparación es entre presiones totales y presiones exteriores, ya que el método basado en la dinámica de fluidos computacional no contempla las presiones uniformes interiores;
- el método basado en la dinámica de fluidos computacional entrega valores de presiones medios, mientras que el método desarrollado basado en los coeficientes normativos da valores característicos, asociados a los fenómenos turbulentos generados;
- las normas —como la UNE-EN 1991-1-4 (2018) usada— establecen coeficientes del lado de la seguridad, para cubrir la infinidad de casos que en la práctica pueden presentarse.

Más allá de la diferencia en los valores de presiones, el objetivo del método basado en la dinámica de fluidos computacional fue comparar y (de alguna manera) validar los resultados del método simplificado desarrollado. La comparación realizada en esta tesis para el viento a 135° se hizo en todas las direcciones, y en todos los casos se obtuvieron distribuciones coherentes con las halladas y mostradas en la Figura 3.3.

3.2. Modelo estructural computacional

El modelado numérico de la estructura —o análisis estructural asistido por computadora— se ha vuelto un paso casi ineludible en el diseño estructural. No solo aumenta drásticamente la productividad de los profesionales, sino que (cuando se realiza de manera correcta) permite lograr estructuras más seguras y optimizadas (Reddy 2005, Oñate 2009) —especialmente en el caso de estructuras de gran complejidad, como la sala de esculturas del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA)—.

La primera parte de este capítulo se centra en el proceso de modelado de las estructuras, y en las herramientas disponibles para tal fin. Comienza por describir las metodologías frecuentemente utilizadas, para luego explicar la metodología de modelado propuesta en el marco de este trabajo. La segunda parte del capítulo presenta la aplicación de la metodología al caso concreto de la estructura de madera de la sala de esculturas⁶.

3.2.1. Metodologías de modelado

Metodología «tradicional»: SAP2000

La forma más habitual de modelar una estructura es mediante un *software* de análisis y diseño estructural, que permite crear un modelo basado en el método de elementos finitos (MEF) a través de una interfaz gráfica. Algunos ejemplos de programas comúnmente utilizados son el SAP2000 (Computers and Structures), el Robot Structural Analysis Professional (Autodesk) y el CYPECAD o CYPE 3D (CYPE Ingenieros).

⁶ El trabajo desarrollado en este capítulo fue postulado, aceptado y presentado en el IV Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera, realizado en Montevideo, en 2019. El artículo se titula «Propuesta de modelado de estructuras complejas de madera: Museo de Arte Latinoamericano en Uruguay» y sus autores son Leandro Domenech, Carlos Mazzey y Vanesa Baño (2019).

SAP2000 es un *software* de modelado, análisis y dimensionado de diversas estructuras —como edificios, puentes, represas y plantas industriales, entre otras— (Computers & Structures 2017). A través de su interfaz gráfica es posible crear un modelo (de una, dos o tres dimensiones) de una estructura y luego analizarla numéricamente mediante el MEF. Entre otros estudios, se pueden realizar análisis estáticos y dinámicos (*modal*, *time-history*, *power-spectral-density*, entre otros), análisis lineales y no lineales (incluyendo no linealidades geométricas), análisis en el tiempo (por ejemplo, considerando la construcción por etapas o los efectos de la fluencia y retracción).

La relativa sencillez de su interfaz gráfica (que permite un modelado rápido y una visualización directa de los resultados) y la versatilidad para realizar diversos tipos de análisis en variadas estructuras lo convierten en uno de los *softwares* más usados por los profesionales en Uruguay. Es particularmente eficiente cuando se desea modelar estructuras geoméricamente sencillas o importables desde otro programa de dibujo —como AutoCAD (Autodesk) o Revit (Autodesk)—, y sometidos a cargas y condiciones de borde que puedan definirse de forma simple. Sin embargo, por sí solo, el SAP2000 presenta ciertas limitaciones cuando se trata de modelar estructuras que no reúnan estas condiciones, como en el caso de este trabajo.

Metodología «numérica»: MATLAB

Una alternativa al análisis con un *software* específico de cálculo estructural es el modelado numérico mediante un lenguaje de programación, generalmente utilizando un entorno de desarrollo integrado (en inglés, *integrated development environment* o *IDE*). Dos programas similares que entran en esta categoría son MATLAB (MathWorks) y GNU Octave (*software* libre). También es posible utilizar un lenguaje específico (como Fortran, Julia o Python) a través de un compilador.

Ampliamente utilizado en el ámbito científico, MATLAB (MathWorks 2012) es un *software* de análisis numérico que permite la manipulación directa de vectores y matrices, la visualización de funciones y datos, la implementación de algoritmos, y la creación de interfaces de usuario, entre otras variadas capacidades. El lenguaje de programación (multiparadigma) propio es muy fácil de aprender, y da lugar a algoritmos sencillos y cortos en comparación a otros lenguajes (Kwon y Bang 1997).

Por ser un *software* matemático de carácter general, es necesario plantear y resolver el problema de forma numérica mediante el MEF. Este proceso supone los siguientes pasos (Reddy 2005): a) representación y mallado del dominio; b) formulación simplificada del problema en los elementos finitos; c) ensamblaje de las ecuaciones de los elementos; d) imposición de las condiciones de contorno; y e) resolución e interpolación de la solución.

Este procedimiento debe repetirse para cada análisis particular que se desee realizar, lo que provoca que la metodología «numérica» de modelado sea extremadamente laboriosa y, por tanto, poco eficiente a nivel profesional. No obstante, presenta algunas ventajas en comparación a la metodología «tradicional»: el modelado y análisis es más transparente, en el sentido que se conoce más en profundidad el funcionamiento interno del *software*; es más flexible, pues es posible introducir cualquier tipo de estructura (por ejemplo, de geometría o rigidez variable) y realizar cualquier tipo de análisis estructural; y, por último, suele ser más adaptable, ya que todos los pasos se pueden programar (por ejemplo, el mallado), por lo que no es necesario rehacer manualmente todo el modelo si cambian los datos de entrada.

Metodología propuesta: combinación de los softwares

De las metodologías presentadas se desprende que ninguna es particularmente conveniente para el modelado de estructuras complejas —como la de la sala de esculturas—, ya sea por su geometría (ver Secciones 1 y 2) o por las características de sus cargas (ver Capítulo 3.1). Por tanto, en este trabajo se propone una metodología distinta, basada en la aplicación combinada y sinérgica de dos *softwares*: SAP2000 y MATLAB.

SAP2000 (Computers & Structures 2017) almacena los datos del modelo y otra información en una base de datos compuesta por tablas. Estas tablas pueden editarse a través de una herramienta llamada *Interactive database editing*, que permite añadir o modificar todos los parámetros que definen un modelo (como los materiales, las secciones, la geometría, la conectividad de los elementos, las condiciones de borde, las cargas, etc.). A su vez, una vez realizado el análisis, el *software* dispone de otra herramienta, llamada *Show Tables*, que permite obtener tabulados los resultados del análisis (como, por ejemplo, los desplazamientos y las solicitaciones).

La idea detrás de la metodología propuesta es usar SAP2000 para modelar y analizar la estructura compleja, pero apoyarse en MATLAB para aquellos aspectos del modelo que —por su complejidad— no puedan realizarse fácil y directamente en el primero. De esta manera se aprovechan las ventajas de las dos metodologías descritas inicialmente: SAP2000 sirve como *software* de análisis, con una potente interfaz gráfica —que permite modelar ciertas partes de la estructura y luego visualizar de forma directa los resultados—; y MATLAB sirve como herramienta general de matemática y programación para elaborar, con flexibilidad, los aspectos más difíciles del modelo —como partes de la geometría, el mallado o las cargas—, y para luego analizar y dimensionar la estructura a partir de los resultados numéricos.

3.2.2. Aplicación a la estructura del museo

Habiendo descrito la metodología propuesta, en este punto se presenta su aplicación a la estructura de madera de la sala de esculturas del MACA.

Particularidades de la estructura

Los recaudos gráficos que sirvieron —como punto de partida— para elaborar el modelo fueron una planta con la disposición de los pórticos (ver Figura 1.4), y un alzado de cada uno de ellos (ver Figura 1.5). Como se presentó en el Capítulo 2.3, los pórticos están formados por pilares dobles rectos y vigas simples de curvatura y sección variable. Por su parte, luego del proceso de prediseño presentado en el Capítulo 2.2, las correas se colocaron en planta, por lo que su disposición en altura quedó indirectamente definida a partir de la planta y del alzado de cada uno de los pórticos. La cubierta —sobre la que actúan las presiones de viento presentadas en el Capítulo 3.1— queda entonces definida por la cara superior de las vigas y de las correas. De estos comentarios se desprenden cuáles fueron las principales dificultades en el proceso de modelado de la estructura:

- las vigas son de curvatura y sección variable;
- las correas están definidas en planta, pero no en el espacio;
- las acciones de viento están aplicadas de forma distribuida no son uniformes a lo largo y ancho de la cubierta.

Metodología aplicada para la geometría

El proceso de modelado de la estructura comenzó con la obtención —desde AutoCAD— de la geometría de los pórticos. Los ejes de los pilares se hallaron directamente del dibujo, mientras que los ejes de las vigas principales se obtuvieron mediante el algoritmo de MATLAB presentado en el Punto 2.3.1. Este algoritmo define las alturas y las posiciones verticales de los baricentros de las secciones de cada viga en función de una coordenada horizontal en el plano perpendicular al suelo que contiene a cada pórtico.

El siguiente paso consistió en ubicar cada uno de los pórticos en el espacio. Para ello, cada pórtico se desplazó según la posición del origen —tomado en la intersección con la viga de hormigón (ver Figura 1.4)— y se giró según un eje vertical —un ángulo dado por la planta general—.

Luego, habiendo obtenido la geometría de los pilares y las vigas, se importó desde AutoCAD la posición en el plano de las correas. Mediante otro *script* de MATLAB, las correas se proyectaron a los pórticos —a los ejes de las vigas curvas—, de manera de posicionarlas en el espacio. La Figura 3.5 muestra la geometría de la estructura obtenida de MATLAB en este punto.

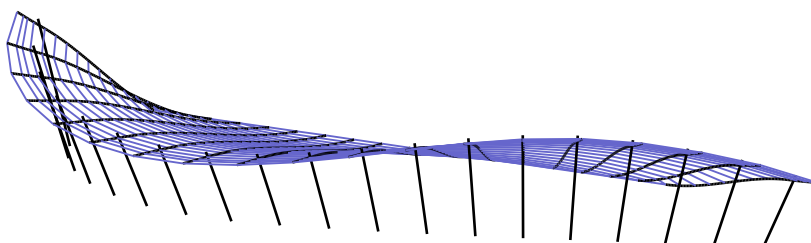


Figura 3.5. Geometría de la estructura de madera obtenida de MATLAB

Una vez introducida la geometría de la estructura de madera a MATLAB, se inició el proceso de generar las tablas con la geometría para importar desde SAP2000. Se obtuvieron las coordenadas de los puntos intersección entre las correas y las vigas, y se agregaron otros puntos intermedios en las vigas, de manera que no quedaran tramos de más de 25 cm. Este procedimiento dio lugar a una serie de nodos conectados por segmentos de línea, que luego se usaron para generar los elementos de barra del modelo.

A partir de la información obtenida, se generó en MATLAB una matriz de 2194 nodos, una matriz de 2511 elementos de barra (*frames*), y una matriz de conectividad asociada. La matriz de nodos contiene una lista de puntos con la siguiente información: un índice (que indica el nodo en particular) y tres coordenadas —x, y, y z, definidas de forma global—. La matriz de *frames* contiene una lista de los elementos de barra y de las secciones asociadas (previamente definidas en SAP2000). Por último, la matriz de conectividad contiene la misma lista de elementos de barra, pero con otra información: un índice (que indica el *frame* en particular), y dos índices adicionales, que representan aquellos nodos que cada elemento une.

Las tres tablas (o matrices) descritas se importaron desde SAP2000 usando la herramienta desarrollada en el Punto 3.2.1. Para ello, primero, se definió el material —transversalmente isótropo, por ser madera—; y segundo, se generaron las secciones empleadas en la matriz de *frames*. Solo entonces fue posible importar la geometría generada en MATLAB, para luego incorporar en SAP2000 elementos adicionales —como los tensores de acero— o definir las condiciones de contorno —apoyos fijos en los pórticos—. La Figura 3.6 muestra una imagen tridimensional del modelo en este punto, obtenida de la interfaz gráfica de SAP2000. En rojo se representan los pilares; en azul, las vigas; y en celeste, las correas y correas-riosta.

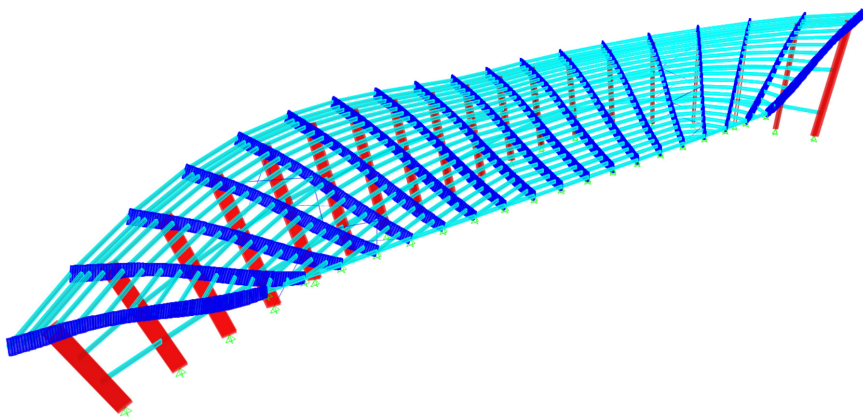


Figura 3.6. Geometría del modelo computacional de la estructura de madera, una vez definidos los elementos de barra

Metodología aplicada para las acciones

El siguiente gran obstáculo del modelo computacional fue la introducción de las acciones de viento, presentadas en el Capítulo 3.1. Por tratarse de cargas distribuidas, existen básicamente dos posibilidades de acoplarlas al modelo: a) asignando cargas uniformemente distribuidas a los elementos de barra (*frames*); o b) generando una cubierta ficticia con elementos de losa (*shell*) y asignando las presiones a los elementos de losa. Cada una de las opciones presenta ciertas ventajas y dificultades.

En el caso de la estructura de la sala de esculturas, se decidió generar una cubierta mediante *shells*. La ventaja de esta opción es que las presiones se aplican directamente sobre estos elementos, para lo cual basta con conocer la dirección del viento y la posición en la cubierta. La principal dificultad es que, como la cubierta es de doble curvatura, normalmente no ocurre que cuatro puntos «cercaños» estén contenidos en el mismo plano. Por lo tanto, el mallado se debe realizar de forma numérica —en MATLAB—, y todos los elementos deben ser triangulares (definidos por tres nodos).

El procedimiento seguido en MATLAB en este caso fue similar —aunque un tanto más laborioso— al presentado para la geometría⁷. Mediante varias funciones y *scripts* se generó una matriz de 11973 nodos, una matriz de 19763 elementos de área (*shells*), y una matriz de conectividad. Aquí, esta matriz vincula a tres nodos por elemento. Estas tablas se importaron desde SAP2000 (luego de definir la sección de los *shells*) y se obtuvo la geometría final del modelo, como se muestra en la Figura 3.7.

El siguiente paso fue generar una tabla de presiones sobre los elementos de área. Para ello se creó en MATLAB una matriz con la siguiente información: una columna con los índices (que indican los *shells*), otra columna con los nombres de los *Load Patterns* asociados a las direcciones de viento, y una tercera columna con los valores —que indican los coeficientes de presión total obtenidos mediante una interpolación en dos dimensiones— para cada combinación de elementos de área y direcciones de viento.

⁷ Para no extender demasiado el capítulo, el procedimiento se presenta de manera resumida y en analogía al procedimiento seguido para la definición de la geometría.

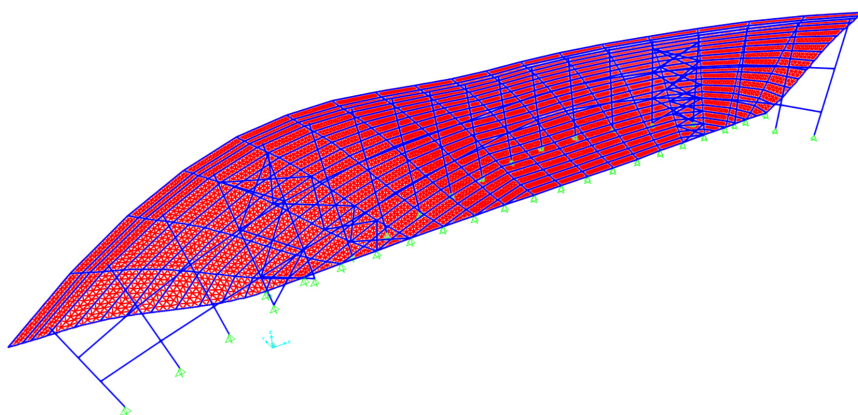


Figura 3.7. Geometría del modelo computacional de la estructura de madera, una vez definidos los elementos de área

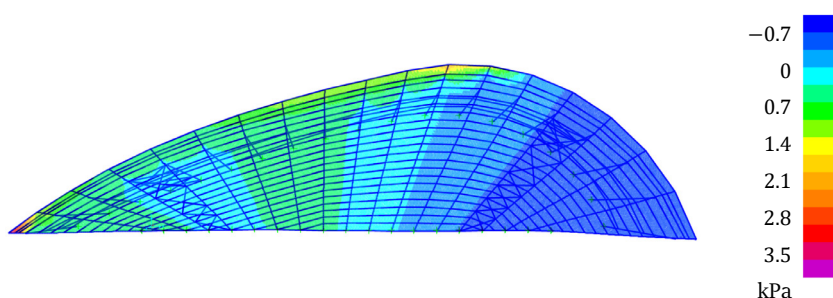


Figura 3.8. Asignación de presiones de viento a los elementos de área para el caso de viento 135° (1) —ver Figura 3.3—

El modelo fue completado luego con el resto de las acciones —gravitatorias— y con las combinaciones de carga. En todas estas etapas se siguió usando la metodología propuesta de combinación de *softwares*.

Comentarios finales

El desarrollo tecnológico de los productos de ingeniería de madera ha abierto un abanico de posibilidades a los diseñadores. Como consecuencia, las estructuras de madera se han vuelto cada vez más complejas de modelar, lo que se combina con las dificultades inherentes al material.

Este capítulo presentó una propuesta metodológica de modelado numérico de estructuras complejas de madera a partir de un caso particular: la sala de esculturas del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA). Este método posibilita la modelización y el análisis de estructuras como la del museo, que, ya sea por la complejidad de su geometría, por la dificultad en la introducción de las cargas, o por otra particularidad, hacen inviable el modelado directo utilizando solo un único *software*.

3.3. Verificación de las vigas principales

El propósito final del modelado computacional de una estructura es conocer su comportamiento y dimensionar los elementos que la componen. En este último sentido, la mayoría de los *softwares* de análisis estructural incluyen módulos de verificación o dimensionado según las normativas vigentes. Por ejemplo, en la actualidad, SAP2000 (Computers & Structures 2017) permite dimensionar estructuras aporticadas de acero —tanto de perfiles laminados en caliente como conformados en frío—, de hormigón y de aluminio según más de 50 normas nacionales e internacionales.

Aunque cada vez es más común que estos *softwares* incluyan módulos de dimensionado de estructuras de madera, el avance no es tan significativo como en los materiales tradicionales. Más aún, no existe ningún *software* comercial capaz de verificar elementos de madera laminada encolada como las vigas principales de la sala de esculturas —ya sea por la geometría o por las condiciones de contorno—. Cabe recordar que cada una de las 19 vigas principales —distintas entre sí— tiene curvatura y sección variable, cargas de tipos y distribuciones variables, y condiciones de borde distintas —por las posiciones de las riostras (ver Figura 2.5)—.

Aunque el primer impulso puede ser comprobar los estados límite últimos (ELU) y de servicio (ELS) manualmente, rápidamente se comprueba que es una tarea, o bien insensata, o bien inabarcable. Esto se debe a que la única manera de verificar manualmente todas las vigas es haciendo un sinfín de simplificaciones, que hacen perder el sentido a los cuidados tenidos en la fase de modelado computacional. A los efectos de ejemplificar, dados los 16 casos de viento (ver Punto 3.1.2), en el modelo de SAP2000 se ingresaron 118 combinaciones de acciones —67 en ELU y 51 en ELS—.

Los comentarios introductorios anteriores hacen evidente la importancia de comprobar todos los elementos de manera paramétrica, con la asistencia de varios algoritmos desarrollados en un lenguaje de programación apropiado —como, por ejemplo, MATLAB (MathWorks 2012)—. Esa fue la metodología que se usó para el dimensionado de la estructura, incluyendo los elementos de madera y de otros materiales —como las uniones—.

Este capítulo se centra en el dimensionado de las vigas principales, por ser estas las de mayor complejidad (e interés). Asimismo, se enfoca en los ELU en las situaciones persistentes y transitorias, particularmente en aquellos vinculados a la estabilidad global de las piezas⁸. El capítulo se divide en tres partes: en la primera se describen las verificaciones y se desarrolla la teoría detrás de los cálculos de estabilidad; en la segunda se explica la metodología; y en la tercera se presentan los resultados, tanto los intermedios —para las verificaciones de inestabilidad—, como los finales.

3.3.1. Verificaciones y desarrollo teórico

Conocidas las solicitaciones actuantes sobre los elementos de la estructura de madera, las comprobaciones pueden realizarse según la norma UNE-EN 1995-1-1 (2006). En particular, el capítulo 6 trata sobre las verificaciones en ELU de los elementos tipo viga (de directriz recta o curva y de sección constante o variable) sometidos a una solicitación preponderante o a una combinación de solicitaciones. En grandes términos, estas comprobaciones pueden clasificarse en dos categorías: aquellas que deben realizarse en todos los elementos de tipo viga, y aquellas que deben realizarse únicamente en elementos curvos o de sección variable (verificaciones singulares)⁹.

⁸ Se omite la verificación de los ELU en la situación accidental de incendio porque el cálculo es muy similar una vez adoptado el método de la sección eficaz (Argüelles, *et al.* 2013, CEN, UNE-EN 1995-1-2 2011). En cuanto a los ELS, por ser la estructura de una cubierta, solo se verificó el ELS de deflexiones. Esta verificación es relativamente sencilla una vez generadas las combinaciones y fijados los límites de flechas admisibles para cada una de las piezas (DB SE 2019).

⁹ Debido a que las vigas principales no tienen grandes curvaturas ni cambios de secciones muy abruptos, las comprobaciones singulares no resultaron limitantes. Este capítulo, por tanto, se centra en las verificaciones más usuales.

La lista de verificaciones de los elementos tipo viga en ELU es relativamente extensa, e incluye comprobaciones que no corresponde realizar en las vigas principales de la sala de esculturas. Las verificaciones que sí corresponde realizar se pueden resumir en las listadas en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Comprobaciones correspondientes a las vigas principales

Verificación	Punto	Ecuación	
Cortante	6.1.7	$\tau_d \leq f_{v,d}$	(3.2)
Flexión y tracción	6.2.3	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	(3.3)
Flexión y compresión sin inestabilidad	6.2.4	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ $\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	(3.4)
Flexión y compresión con inestabilidad	6.3.2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	(3.5)
	6.3.3	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} f_{m,y,d}} \right)^2 \leq 1$	(3.6)

En las expresiones de la Tabla 3.2, σ y τ representan los valores de cálculo de las tensiones normales y rasantes, mientras que f simboliza los valores característicos de las resistencias. La letra k se utiliza para los coeficientes modificadores adicionales, listados a continuación:

- k_m , que tiene su origen en la redistribución de tensiones y en el efecto de la falta de homogeneidad de la madera en la sección transversal —y afecta en las verificaciones de flexión compuesta—;
- $k_{c,y}$ y $k_{c,z}$, que tienen en cuenta la reducción de la resistencia a compresión debido al pandeo flexional según los ejes y y z ;
- k_{crit} , que tiene en cuenta la reducción de la resistencia a flexión debido a la posibilidad de pandeo lateral torsional.

Además, se usan los subíndices indicados a continuación:

- t, c, m y v , que indican tracción, compresión, flexión y cortante, respectivamente;
- 0 , que simboliza el ángulo (nulo) entre la dirección de la fuerza y la dirección de la fibra del elemento;
- d , que representa los valores de diseño, tanto para los efectos como para las resistencias características;
- y y z , que son los ejes principales de la sección de la pieza —eje fuerte y eje débil, respectivamente—.

De las verificaciones presentadas se deduce que la de cortante —Ecuación (3.2)—, la de flexión y tracción —Ecuación (3.3)— y la de flexión y compresión sin inestabilidad —Ecuación (3.4)— se realizan punto a punto (o sección a sección) a lo largo del elemento. En cada punto (o sección) es suficiente conocer los parámetros específicos de ese punto (o esa sección). En cambio, las verificaciones de flexión y compresión con inestabilidad —Ecuaciones (3.5) y (3.6)—, aunque también se realizan puntualmente, dependen de los parámetros $k_{c,y}$, $k_{c,z}$ y k_{crit} , que obedecen al comportamiento global de la pieza en estudio. Este comportamiento puede ser muy complejo en piezas con geometrías o condiciones de borde particulares.

La norma UNE-EN 1995-1-1 (2006) solo provee ecuaciones de $k_{c,y}$ y $k_{c,z}$ para elementos rectos y de sección constante. Ambos parámetros quedan dados a partir de las esbelteces relativas (λ_{rel}), definidas de forma genérica en la Ecuación (3.7) —en la que λ es la esbeltez mecánica, $f_{c,0,k}$ es el valor de resistencia característica a compresión en la dirección de la fibra, $E_{0,05}$ es el valor del quinto percentil del módulo de elasticidad paralelo a la fibra, e i es una dirección genérica, que puede valer y o z —.

$$\lambda_{rel,i} = \frac{\lambda_i}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (3.7)$$

Para deducir una expresión más general, conviene recordar la carga crítica elástica de Euler (P_{crit}) de una barra articulada solicitada a compresión pura (S. Timoshenko 1957). Su valor se presenta en la Ecuación (3.8) —en la que L es el largo del elemento, y A e I son el área y la inercia de la sección—.

$$P_{i,crit} = \frac{\pi^2 E_{0,05} I_i}{L_i^2 A} \quad (3.8)$$

A su vez, por definición, la esbeltez mecánica (λ) queda dada por la Ecuación (3.9) —en la que r es el radio de giro—. Por lo tanto, de las Ecuaciones (3.8) y (3.9), puede despejarse la tensión crítica de pandeo (σ_{crit}), definida como carga crítica de pandeo (P_{crit}) sobre el área (A) —Ecuación (3.10)—.

$$\lambda_i = \frac{r_i}{L_i} \Rightarrow \lambda_i^2 = \left(\frac{r_i}{L_i}\right)^2 = \frac{I_i}{L_i^2 A} \quad (3.9)$$

$$\sigma_{i,crit} = \frac{P_{i,crit}}{A} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_i^2} \quad (3.10)$$

Sustituyendo la Ecuación (3.10) en la Ecuación (3.7), se llega a la expresión más general de la esbeltez relativa —Ecuación (3.11)—. Esta fórmula es completamente análoga a la proporcionada por la norma UNE-EN 1995-1-1 (2006) para la esbeltez relativa a flexión ($\lambda_{rel,m}$) —Ecuación (3.12), en la que $f_{m,k}$ es el valor de resistencia característica a flexión y $\sigma_{m,crit}$ es la tensión crítica de flexión (calculada de acuerdo con la teoría clásica de estabilidad y usando los valores de rigidez relativos al quinto percentil)—.

$$\lambda_{rel,i} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{i,crit}}} \quad (3.11)$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (3.12)$$

De acuerdo con el desarrollo expuesto, el problema de hallar los coeficientes $k_{c,y}$, $k_{c,z}$ y k_{crit} puede verse como un problema de calcular las cargas críticas de pandeo —y sus tensiones críticas asociadas—. Si bien este análisis puede realizarse de forma analítica, el problema solo tiene solución en geometrías y condiciones de borde muy sencillas. En general, es necesario recurrir a un método de resolución de ecuaciones diferenciales complejas, como lo es el método de los elementos finitos (MEF).

3.3.2. Metodología

Coeficientes de estabilidad

Debido a que los coeficientes $k_{c,y}$, $k_{c,z}$ y k_{crit} condicionan las verificaciones presentadas en la Tabla 3.2, la metodología comenzó con la determinación de las cargas críticas de pandeo, para luego —mediante las Ecuaciones (3.11) y (3.12)— hallar los tres coeficientes de estabilidad.

Como se explicó en el Punto 3.2.1, SAP2000 (Computers & Structures 2017) dispone de diversos análisis estructurales basados en el MEF. Entre ellos, el análisis *buckling* (en español: pandeo) permite obtener los coeficientes y modos de pandeo asociados a una estructura y a unas condiciones de borde particulares —incluyendo los apoyos y las cargas actuantes—.

Por ejemplo, si se modela un pilar simplemente apoyado con una carga de compresión unitaria y se realiza un análisis *buckling*, entonces se obtiene un primer coeficiente de pandeo que coincide con la carga crítica elástica de Euler presentada en la Ecuación (3.8)¹⁰. Asociado a este primer coeficiente, el *software* también devuelve su característico modo sinusoidal.

La aplicación a las vigas principales de la estructura es más compleja. Para modelar la geometría, se recurrió al algoritmo desarrollado en MATLAB (MathWorks 2012) que permite hallar las curvas que definen a los cantos inferior y superior de cada una de las 19 vigas —ver Punto 2.3.1—. Obtenidas las dos curvas, se trazaron 9 curvas intermedias, de manera de dividir el canto de cada sección en 10 partes iguales. Luego, cada una de las curvas se dividió a lo largo un mismo número de veces, de forma tal que los puntos de intersección quedaran separados una distancia aproximada de 15 cm. Así, se generó una grilla de puntos distribuida en todo el largo y alto de cada viga. Por último, se enumeraron los puntos y se diseñó un algoritmo para unir los cuatro nodos cercanos que forman un cuadrilátero.

¹⁰ Para obtener exactamente la misma carga crítica, es necesario introducir ciertos coeficientes modificadores de modo que SAP2000 no considere las deformaciones por cortante en los elementos de tipo viga. De no realizarse esto, la carga crítica que el *software* devuelve es ligeramente inferior a la calculada analíticamente.

A partir de las coordenadas geométricas de los puntos se generó una matriz de nodos. Asimismo, utilizando el algoritmo desarrollado, se generó una matriz de conectividad. Estas dos matrices se importaron desde SAP2000 (Computers & Structures 2017) siguiendo el mismo procedimiento descrito en el Capítulo 3.2 (*Interactive database editing*).

Verticalmente, las vigas se apoyaron en las posiciones de los pilares y de la viga de hormigón. Lateralmente, las vigas se apoyaron en las posiciones de las riostras (ver Figura 2.5). A su vez, cada una de las vigas se cargó de forma independiente, con una directa unitaria y un momento unitario (aplicado en las testas). La Figura 3.9 muestra el modelo computacional de la viga del pórtico 15, mientras que la Figura 3.10, de todas las vigas.



Figura 3.9. Modelo computacional de la viga del pórtico 15 para el cálculo de las cargas críticas de pandeo

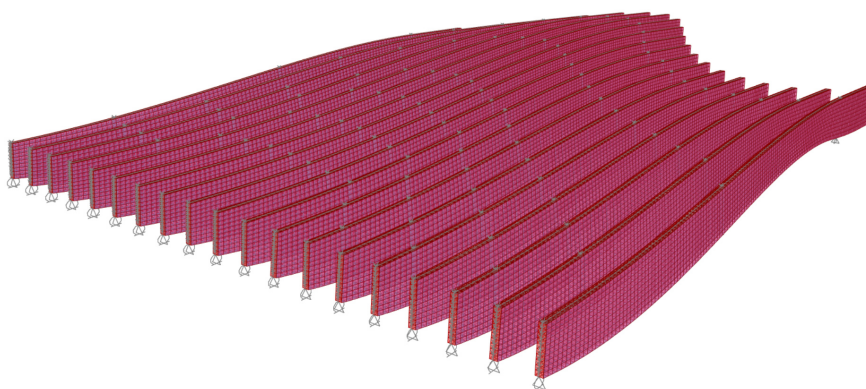


Figura 3.10. Modelo computacional de todas las vigas para el cálculo de las cargas críticas de pandeo

Verificaciones estructurales

Las verificaciones se realizaron en MATLAB (MathWorks 2012), con una idea similar a la presentada en el Punto 3.2.1. Resumidamente:

1. mediante la herramienta *Show Tables* de SAP2000 (Computers & Structures 2017), se exportaron dos tablas (hojas de cálculo) —una con las solicitaciones en cada elemento (resultantes del análisis) y otra con las secciones de cada elemento—;
2. las tablas se importaron desde MATLAB (MathWorks 2012) y se procesaron para agrupar los datos en una única matriz;
3. se programó una función en MATLAB que devuelve las resistencias características de diseño en función de la clase resistente —tomada como GL 24h (CEN, UNE-EN 14080 2013)—, del coeficiente parcial del material $\gamma_M = 1.25$ (CEN, UNE-EN 1995-1-1 2006)— y de los factores de modificación k_{mod} y k_h (CEN, UNE-EN 1995-1-1 2006) —que a su vez dependen de la combinación de acciones, de la clase de servicio y del tamaño de la sección—;
4. se programó una función que, dados los parámetros presentados en la Tabla 3.2, realiza todas las verificaciones listadas;
5. se generó un algoritmo iterativo que, dadas las funciones descritas en los puntos 3 y 4, y dados los coeficientes de estabilidad antes calculados, halla los coeficientes de verificación para cada punto de cada elemento y para cada combinación.

3.3.3. Resultados

La Figura 3.11 presenta los modos de pandeo lateral a compresión y pandeo lateral-torsional a flexión de la viga del pórtico 15, mientras que la Figura 3.12 muestra el modo de pandeo vertical a compresión de la misma viga.

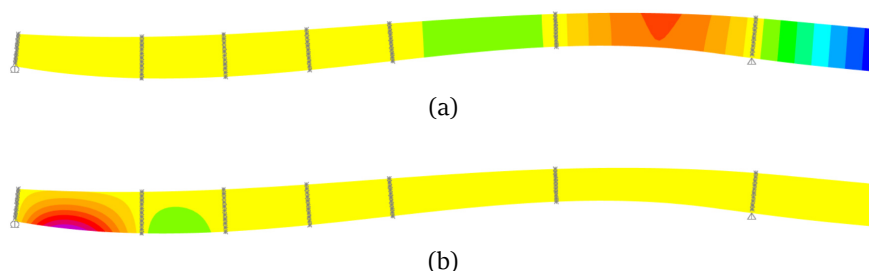


Figura 3.11. Desplazamientos laterales de la viga del pórtico 15 para los modos de pandeo lateral a compresión (a) y pandeo lateral-torsional a flexión (b)

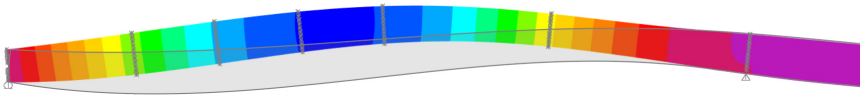


Figura 3.12. Desplazamientos verticales de la viga del pórtico 15 para el modo de pandeo vertical a compresión

Tabla 3.3. Tensiones críticas y coeficientes de estabilidad asociados para las vigas de los pórticos de la estructura

Pórtico	$\sigma_{y,crit}$ (MPa)	$\sigma_{z,crit}$ (MPa)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	k_{crit}
1	3.8	77.1	54.0	0.153	0.964	1.000
2	7.3	85.0	109.5	0.287	0.969	1.000
3	9.9	89.9	172.9	0.381	0.972	1.000
4	11.5	88.3	151.1	0.436	0.971	1.000
5	13.7	87.0	234.5	0.511	0.970	1.000
6	14.8	82.5	176.0	0.545	0.968	1.000
7	14.2	74.9	256.2	0.527	0.963	1.000
8	12.8	66.5	179.8	0.482	0.956	1.000
9	14.4	61.4	115.7	0.534	0.951	1.000
10	11.8	53.7	106.8	0.447	0.940	1.000
11	9.5	46.3	96.7	0.367	0.925	1.000
12	8.3	41.2	88.8	0.323	0.910	1.000
13	7.8	38.8	84.4	0.305	0.901	1.000
14	7.8	39.1	85.9	0.305	0.902	1.000
15	8.4	41.2	88.6	0.325	0.910	1.000
16	8.7	46.4	131.3	0.337	0.926	1.000
17	7.9	53.8	126.9	0.309	0.940	1.000
18	7.7	65.0	122.2	0.299	0.955	1.000
19	6.6	75.7	97.6	0.260	0.963	1.000

Los coeficientes de estabilidad $k_{c,y}$, $k_{c,z}$ y k_{crit} están asociados a las tensiones críticas $\sigma_{y,crit}$, $\sigma_{z,crit}$ y $\sigma_{m,crit}$, que a su vez se corresponden con los modos de la Figura 3.12, Figura 3.11 (a) y Figura 3.11 (b), respectivamente. En la Tabla 3.3 se presentan las tensiones críticas y los coeficientes de estabilidad asociados para las vigas de todos los pórticos de la estructura.

Las tensiones críticas de pandeo flexional ($\sigma_{m,crit}$) que se presentan en la Tabla 3.3 corresponden a las menores, que en todos los casos se obtuvieron para los momentos críticos positivos —ver Figura 3.11—. Aunque el estudio puede extenderse para los momentos críticos negativos (mayores en valor absoluto), el cálculo no resulta relevante porque los k_{crit} determinados son todos iguales a la unidad. La consecuencia inmediata de este resultado es que el ELU relativo a la estabilidad lateral-torsional —Ecuación (3.6)— no es determinante para las situaciones persistentes y transitorias.

En cuanto a los coeficientes $k_{c,y}$ y $k_{c,z}$, se observa que los primeros varían entre 0.15 y 0.55, y los segundos entre 0.90 y 1.00. Estos coeficientes fueron los utilizados para las verificaciones estructurales.

Los resultados de la verificación de cortante —Ecuación (3.2)— se presentan en la Figura 3.13. En este gráfico, cada uno de los 57 699 puntos representa una verificación para una determinada sección de un determinado pórtico, y para una determinada combinación de acciones. Los pórticos se indican en el eje de las abscisas, mientras que las combinaciones se representan con una escala de colores que varía entre el fucsia y el celeste.

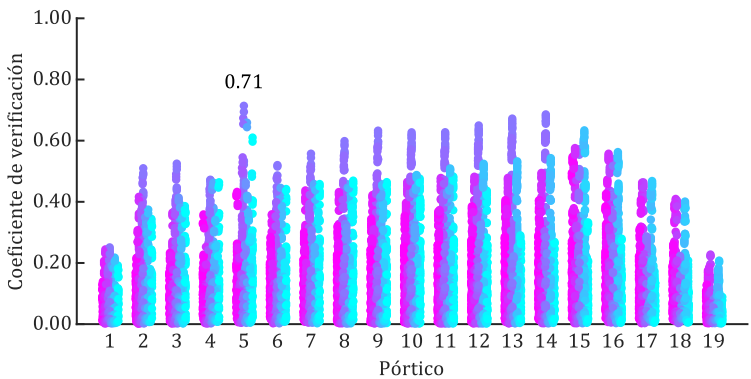


Figura 3.13. Coeficientes de verificación de cortante en función del pórtico

El gráfico de la Figura 3.14 es análogo al anterior pero con las verificaciones de flexión y directa combinadas —Ecuaciones (3.3), (3.4), (3.5) y (3.6)—.

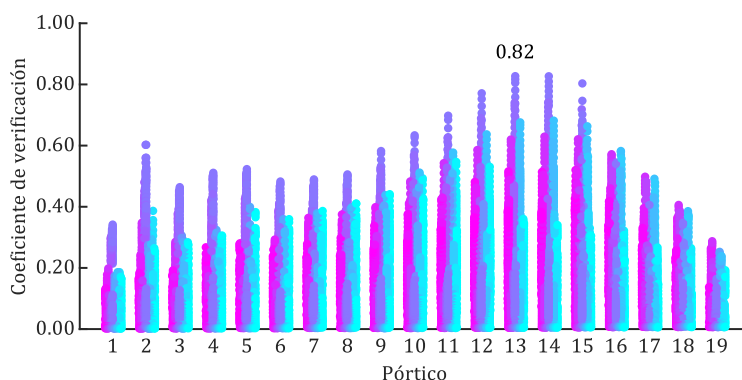


Figura 3.14. Coeficientes de verificación de flexión y directa en función del pórtico

En ambos gráficos está indicado el coeficiente de verificación mayor —0.71 y 0.82—. Los dos coeficientes son menores a la unidad, lo que muestra que todas las vigas verifican todos los ELU correspondientes a las situaciones persistentes y transitorias. A su vez, los coeficientes son «cercaños» a uno, lo que refuerza el diseño optimizado planteado en el Punto 2.3.1.

Como comentario final, y en la línea de lo presentado en el Capítulo 3.2, este capítulo enseña nuevamente la potencialidad de combinar dos *softwares* como SAP2000 y MATLAB en el diseño estructural. Limitados por separado, en conjunto permiten modelar, analizar y dimensionar estructuras muy complejas, como la sala de esculturas del del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA). Para su correcto uso y aprovechamiento es necesario de un conocimiento práctico aplicado —comúnmente asociado a la actividad profesional—, pero también de un conocimiento teórico y científico —por lo general, más asociado a la actividad académica—.

3.4. Diseño de las uniones viga-pilar

El diseño detallado es una etapa que insume mucho tiempo en el proyecto.

En esta etapa —que por lo general se realiza habiendo concluido el diseño básico (de los elementos principales)— deben conceptualizarse, diseñarse y representarse todos los detalles constructivos de la estructura.

En las estructuras de madera (al igual que en las de acero), las uniones entre elementos son los detalles principales. La estructura de MLE del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA) tiene varias uniones que, por sus particularidades, son interesantes de comentar; entre ellas:

- las uniones entre las correas (riostros) y las vigas principales —que tienen la dificultad de ser todas distintas, con ángulos variables en el eje de los pórticos y el eje vertical, y que transmiten cortantes y fuerzas axiales (en algunos casos, muy elevadas)—;
- las uniones entre las vigas y los pilares —que tienen la dificultad de que se deben comportar como «soldaduras» (desde el punto de vista de la rigidez y resistencia), lo que es muy desafiante dadas las dimensiones de la estructura, y el poco conocimiento generado y plasmado en las normas (ver Punto 2.3.2)—;
- los apoyos de las vigas y los pilares en el hormigón —que tienen la dificultad de que los herrajes son variables y deben diseñarse desde cero (esto es, incluyendo chapas, cartelas, soldaduras, etc.)—.

En todos los casos se usaron procedimientos y herramientas poco usuales en el diseño de estructuras de madera. Por ejemplo, para las uniones entre las correas y las vigas principales, se recurrió a un diseño totalmente paramétrico, usando MATLAB en el cálculo y una combinación de tres *softwares* para la representación gráfica: Autodesk Revit, Autodesk Dynamo y Cadwork¹¹. En el caso de los apoyos de las vigas y los pilares, se realizaron dos modelos paramétricos en Comsol¹² (uno para las vigas y otro para los pilares) para evaluar el comportamiento tridimensional global de los herrajes.

¹¹ Autodesk Revit es un *software* de modelado de información de construcción (en inglés: *Building Information Modeling*, o *BIM*) de carácter general (abarca el diseño arquitectónico, estructural y de las instalaciones). Autodesk Dynamo es un entorno de programación visual que permite el diseño paramétrico en softwares BIM (de Autodesk). Cadwork es un *software* de diseño y fabricación asistido por computadora (CAD/CAM) enfocado en las estructuras de madera.

¹² Comsol Multiphysics es un *software* avanzado de análisis y resolución mediante el MEF para varias aplicaciones físicas y de ingeniería.

Sin embargo, este capítulo se centra exclusivamente en las uniones entre las vigas y los pilares. Esto se debe a que es un tema de particular interés en las estructuras de madera —porque solo es parcialmente tratado en la literatura científica y técnica—, a que está vinculado con otras partes de la tesis —ver Puntos 2.1.1 y 2.3.2—, y a que se busca no extender demasiado el texto.

Por lo tanto, el objetivo de este capítulo es presentar las verificaciones de rigidez y resistencia de las uniones empotradas entre vigas y pilares. Para ello, se plantean como objetivos particulares: desarrollar un método teórico para evaluar la rigidez de las uniones de pórticos, aplicar el método a las uniones entre vigas y pilares, y verificar la resistencia de las uniones.

3.4.1. Antecedentes y desarrollo teórico

Como se comentó en el Punto 2.3.2, la mayoría de las uniones en estructuras de madera se comporta de forma articulada, a no ser que se diseñen para resistir momentos. Aunque las uniones resistentes a momentos son muy útiles —por ejemplo, para conformar pórticos biarticulados—, su diseño se mantiene como tema de investigación y apenas es tratado en la normativa (CEN, UNE-EN 1995-1-1 2006). Incluso en la literatura científica (según el conocimiento del autor de esta tesis), no hay documentado un método analítico para determinar si la unión de una estructura aporticada de madera (de cualquier tipo) es rígida, semirrígida o articulada.

El antecedente más relacionado es un trabajo (Leichti 2000) que estudia la incidencia de distintos factores —como el vano y la inercia de los elementos, y la rigidez de la unión— en el comportamiento de un pórtico de madera. Para ello, se basa en un trabajo anterior (McGuire 1995) que define cuándo una unión puede considerarse rígida, semirrígida o articulada en función de un único parámetro —calibrado a partir del comportamiento dinámico de una viga biapoyada con dos resortes de torsión en los extremos—.

Valiosos en su contribución, estos trabajos no aportan un enfoque analítico para determinar el nivel de rigidez de la unión de un pórtico de madera. El primer caso (Leichti 2000) se remite a estudiar casos particulares mediante un método computacional, mientras que el segundo (McGuire 1995) solo aplica a vigas biapoyadas con dos resortes iguales en los apoyos.

Este punto presenta un método teórico analítico para evaluar la rigidez (y resistencia) de las uniones de pórticos de madera¹³. De modo de no extender demasiado el cuerpo de la tesis, se presenta un resumen con las hipótesis y los resultados del desarrollo teórico. En el Apéndice B se presentan los pasos intermedios que justifican el método desarrollado.

Rigidez de una unión

Considérense dos elementos de madera (por ejemplo, una viga y un pilar) unidos por medio de un grupo de fijaciones metálicas de tipo pasador. Sobre esta conexión actúa una carga excéntrica (en el plano de corte), tal cual se muestra en la Figura 3.15 —en la que CG representa el centro de gravedad, e_x y e_y son las excentricidades de la fuerza P (ambas con signo), P_x y P_y son las componentes de $\vec{P}$, y x y y representan las coordenadas cartesianas—.

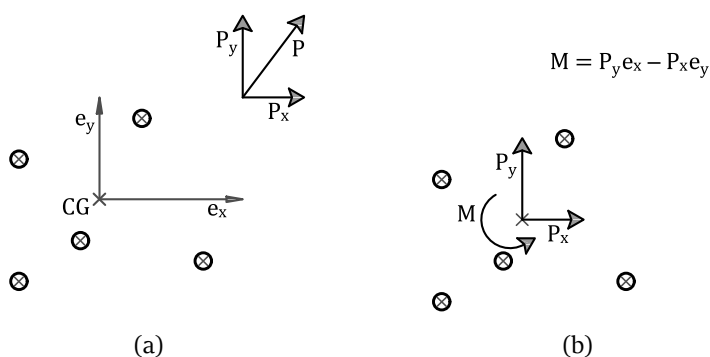


Figura 3.15. Esquema de una unión genérica sometida (a) a una carga excéntrica y (b) a un sistema (centrado) de cargas equivalentes

La norma UNE-EN 1995-1-1 (2006) propone, para cada medio de fijación, una relación entre la carga y el desplazamiento elástica y lineal¹⁴ —con un módulo de deslizamiento (K_{ser}) calculado por cada plano de cortadura—.

¹³ El objetivo del autor es publicar el trabajo presentado en esta tesis como artículo en alguna revista científica en el tema de ingeniería estructural (en madera).

¹⁴ Este modelo es una simplificación; un modelo más ajustado podría considerar el comportamiento elastoplástico y dependiente de la dirección de la fibra.

Para el caso de pasadores, pernos, tirafondos, clavos y grapas, K_{ser} viene dado por la Ecuación (3.13) —en la que ρ_m es la densidad media de las piezas de madera, d es el diámetro nominal del medio de fijación, y $k_{s,1}$ y $k_{s,2}$ son dos coeficientes de ajuste que dependen del medio de fijación y valen en el entorno de 1 y entre 23 y 80, respectivamente—.

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} d^{k_{s,1}}}{k_{s,2}} \quad (3.13)$$

Si bien las deformaciones que ocurren en los elementos de madera pueden tenerse en cuenta a partir de un modelo basado en la teoría de la elasticidad y en el MEF (Blass 2017), en la práctica se considera que la madera no sufre deformaciones considerables (Racher 2017). Bajo estas hipótesis, es posible plantear un análisis elástico de la unión genérica de la Figura 3.15.

Según este análisis —desarrollado y ampliado en el Apéndice B.1— las dos constantes elásticas de la unión, que relacionan fuerzas y desplazamientos (k_F), y momentos y giros (k_M), quedan dadas por las Ecuaciones (3.14) y (3.15) —en las que N es la cantidad de pernos, y $K_{ser,i}$ y d_i son el módulo de desplazamiento y la distancia al baricentro del perno i —. Luego, aplicando el principio de superposición, la fuerza que resiste cada perno ($\vec{F}_i$) se obtiene como la suma de las fuerzas debidas a la carga centrada ($\vec{P}$) y al momento (M)¹⁵: $\vec{F}_i^{\vec{P}}$ y $\vec{F}_i^{\vec{M}}$, respectivamente. De este modo, se llega a la expresión de $\vec{F}_i$ de la Ecuación (3.16) —en la que $\vec{i}$ y $\vec{j}$ representan los versores asociados a las coordenadas cartesianas x e y , respectivamente—.

$$k_F = \sum_{i=1}^N K_{ser,i} \quad (3.14)$$

$$k_M = \sum_{i=1}^N K_{ser,i} d_i^2 \quad (3.15)$$

$$\vec{F}_i = \vec{F}_i^{\vec{P}} + \vec{F}_i^{\vec{M}} = K_{ser,i} \left(\frac{P_x}{k_F} - \frac{M e_y}{k_M} \right) \cdot \vec{i} + K_{ser,i} \left(\frac{P_y}{k_F} + \frac{M e_x}{k_M} \right) \cdot \vec{j} \quad (3.16)$$

¹⁵ P y M refieren al sistema centrado de cargas equivalentes —ver Figura 3.15 (b)—.

Rigidez relativa a momento en un pórtico

La rigidez relativa de las uniones afecta la distribución de esfuerzos de una estructura. Por ejemplo, en el caso de la sala de esculturas del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA), la rigidez relativa a momento puede hacer que los pórticos principales —ver Figura 2.10— se comporten como biarticulados (unión rígida), triarticulados (unión articulada) o de manera intermedia (unión semirrígida).

Las dos constantes elásticas definidas —dadas por las Ecuaciones (3.14) y (3.15)— pueden usarse en un modelo computacional basado en el MEF para obtener las fuerzas y momentos resultantes sobre la unión —y su incidencia en el comportamiento de la estructura—. Sin embargo, aunque este método es muy útil para verificar una estructura, no lo es tanto para dimensionar, ya que cualquier cambio en los parámetros de la unión repercute en que deba actualizarse el modelo y reanalizarse los resultados.

En la práctica, la rigidez a fuerzas —dada por k_F — es lo suficientemente alta para que sea válido asumir que no se producen desplazamientos relativos entre los elementos (en el nodo conectado). En cambio, el giro (en el plano) relativo depende de la rigidez a momentos —dada por k_M — en relación con las rigideces de los elementos conectados.

Para estudiar analíticamente este problema, considérese la estructura de la Figura 3.16. En ella, se representa un pórtico genérico, constituido por un pilar de rigidez El_p y largo L_p , y una viga de rigidez El_v y largo L_v . Ambos elementos se encuentran unidos por un resorte a momentos de rigidez k ¹⁶, y formando un ángulo que —a los efectos del desarrollo teórico— puede ser cualquiera. La rigidez a momento del apoyo del pilar, en conjunto con la que el resto de la estructura le ejerce, se modela mediante un resorte a torsión de constante k_p . El mismo modelo aplica en el apoyo de la viga, de modo que por analogía se usa un resorte a torsión de constante k_v . Por último, como se observa en la Figura 3.16, la estructura está sometida a un conjunto de cargas externas genéricas, representadas con las variables q_p y q_v .

¹⁶ Para simplificar la nomenclatura, a partir de aquí se omite el subíndice M , ya que el desarrollo teórico se centra en la rigidez relativa a momento.

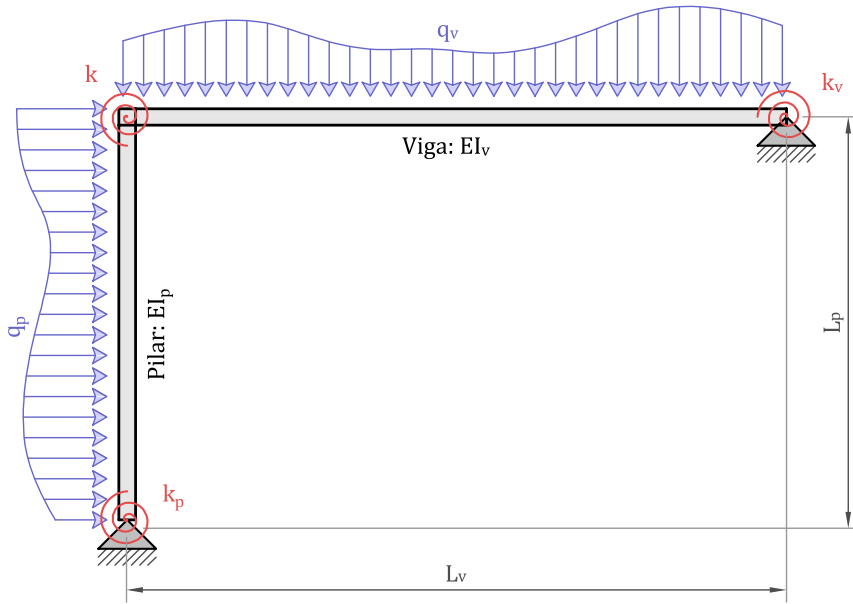


Figura 3.16. Esquema estructural de un pórtico genérico

Sea M_{real} el momento que se genera en la conexión entre el pilar y la viga. Sea también M_{emp} el momento que se generaría en la misma unión, pero cambiando esta por una rígida —esto es, con $k \rightarrow +\infty$ —. De acuerdo con el desarrollo teórico presentado en el Apéndice B.2, la relación entre M_{real} y M_{emp} queda dada por la Ecuación (3.17), en la que γ_p y γ_v son dos coeficientes adimensionales —del pilar y de la viga, respectivamente—.

$$\frac{M_{real}}{M_{emp}} = \frac{\gamma_p + \gamma_v}{\gamma_p + \gamma_v + \gamma_p \gamma_v} \quad (3.17)$$

Estos dos coeficientes adimensionales (γ_p y γ_v) quedan dados por las dos expresiones de la Ecuación (3.18). A su vez, los coeficientes adimensionales α_p , α_v , β_p y β_v se definen en las Ecuaciones (3.19) y (3.20).

$$\gamma_p = \frac{4 \alpha_p (3 \alpha_p + \beta_p)}{4 \alpha_p + \beta_p} \text{ y } \gamma_v = \frac{4 \alpha_v (3 \alpha_v + \beta_v)}{4 \alpha_v + \beta_v} \quad (3.18)$$

$$\alpha_p = \frac{EI_p}{k L_p} \text{ y } \alpha_v = \frac{EI_v}{k L_v} \quad (3.19)$$

$$\beta_p = \frac{k_p}{k} \text{ y } \beta_v = \frac{k_v}{k} \quad (3.20)$$

Clasificación de una unión aporticada

Habiendo desarrollado un método analítico que permite obtener la relación entre el momento «real» en la unión (M_{real}) y el momento que se generaría si esta fuera rígida (M_{emp}), surge la interrogante sobre qué límites se pueden establecer para clasificar la conexión como rígida, semirrígida o articulada. Para responder esta pregunta, es preciso aclarar que todas las uniones de estructuras reales son semirrígidas —puesto que no existen articulaciones o empotramientos perfectos—. Sin embargo, en la práctica del diseño, es usual y completamente razonable considerar una articulación cuando la rigidez relativa es lo suficientemente pequeña o un empotramiento (o soldadura) cuando la rigidez relativa es lo suficientemente grande. El problema es, así, clasificar cuándo la rigidez relativa es «pequeña» y cuándo es «grande».

Para ello conviene estudiar el universo de las estructuras de acero, que en este punto es muy similar al de las estructuras de madera. La norma UNE-EN 1993-1-8 (2013) propone un criterio simplificado para determinar si una unión es rígida, semirrígida o articulada. Este método es bastante más básico que el desarrollado en este capítulo y en el Apéndice B.2 puesto que aplica específicamente a las uniones de edificios, no contempla la posibilidad de que haya resortes en los apoyos, y exige una relación entre las rigideces de las vigas y de los pilares para clasificar las uniones como rígidas.

Más allá de sus limitaciones, el método de esta norma (CEN, UNE-EN 1993-1-8 2013) es útil para evaluar los límites que discriminan entre una unión rígida, semirrígida o articulada. De acuerdo con lo explicado en el Apéndice B.2, en este trabajo se propone que una unión pueda considerarse:

- articulada, cuando $M_{real}/M_{emp} \leq 1/10 = 10 \%$;
- rígida (o empotrada), cuando $M_{real}/M_{emp} \geq 9/10 = 90 \%$;
- y semirrígida, en el resto de los casos.

Resistencia de una unión

A modo de resumen del desarrollo presentado hasta aquí, supóngase un pórtico como el de la Figura 3.16 con una unión como la de la Figura 3.15.

En primer lugar, la Ecuación (3.15) permite calcular la constante del resorte torsional $k_M = k$ en función de la geometría de la unión y de los valores de $K_{ser,i}$ para los medios de fijación utilizados —que a su vez dependen de sus diámetros y de la densidad de la madera—. La Tabla B.1 del Apéndice B.1 presenta los valores de k para algunas geometrías particulares.

En segundo lugar, mediante la Ecuación (3.17) —que requiere el cálculo de los coeficientes definidos en las Ecuaciones (3.19), (3.20) y (3.18)— se puede determinar la relación entre el momento «real» en la conexión (M_{real}) y el momento que se generaría si esta fuera rígida (M_{emp}). Dependiendo de esta relación, la unión se puede considerar rígida, semirrígida o articulada.

En tercer lugar, habiendo determinado el tipo de unión, es posible modelar la estructura —ya sea de manera analítica o numérica— para obtener las solicitaciones resultantes; inclusive, la de la conexión bajo estudio ($\vec{P}$ y M). Estas solicitaciones pueden usarse ahora para calcular la fuerza que resiste cada perno ($\vec{F}_i$), de acuerdo con la Ecuación (3.16).

Una vez conocida la fuerza (vectorial) que cada fijación resiste, su cálculo es directo siguiendo el capítulo 8 de la norma UNE-EN 1995-1-1 (2006). El procedimiento allí detallado involucra obtener los parámetros geométricos —como el diámetro del medio de fijación (d) y los espesores de las piezas de madera (t_1 y t_2)—; calcular la resistencia característica al aplastamiento de la madera ($f_{h,k}$), el momento plástico característico de la fijación ($M_{y,Rk}$) y la capacidad de arranque característica de la fijación ($F_{ax,Rk}$); y, finalmente, verificar —con las ecuaciones de Johansen (1949)— la capacidad de carga.

3.4.2. Aplicación a la estructura del museo

Habiendo desarrollado un método para evaluar la rigidez y resistencia de las uniones aporticadas, en este punto se aplica a la estructura de madera de la sala de esculturas del MACA.

Descripción geométrica

Dada la geometría de los pórticos —ver Figura 2.10—, se generaron uniones a corte doble mediante una combinación de pernos y pasadores. Los pernos se pensaron para brindar un mínimo de resistencia lateral, mientras que los pasadores se colocaron por su buen comportamiento ante incendio.

Los conectores se dispusieron en un arreglo con forma de romboide —esto es, en forma de paralelogramo de lados contiguos desiguales y de ángulos opuestos iguales—. La Figura 3.17 muestra un esquema de la unión con la nomenclatura utilizada a lo largo del punto.

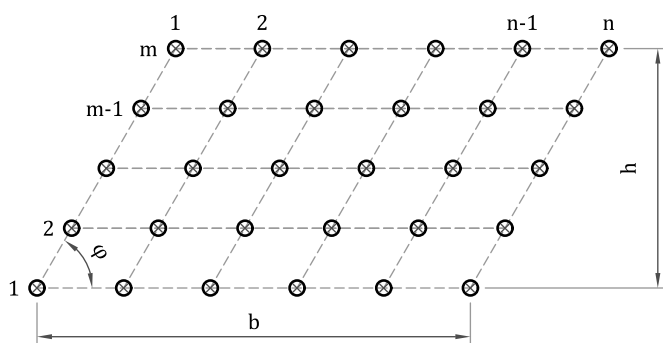


Figura 3.17. Esquema de la unión de los pórticos principales

Metodología

La metodología aplicada en el diseño y la verificación de las uniones de los pórticos se puede dividir en dos partes: una primera, relativa al diseño de las conexiones para que su comportamiento sea acorde al previsto (rígido); y una segunda, relativa a la verificación de la resistencia.

De acuerdo con lo presentado en el desarrollo analítico del Capítulo 3.4.1 y el Apéndice B, en primer lugar, se obtuvieron los parámetros de rigidez (E , I , y L) de las vigas y los pilares de todos los pórticos. El módulo de elasticidad se tomó igual a 11.5 GPa, según lo establece la UNE-EN 14080 (2013) para MLE clase GL 24h. En cuanto a los otros parámetros, dado que las vigas son de curvatura y sección variable, a modo de simplificación, se consideraron de eje recto y con una altura promedio de 1.15 m —(1.00 + 1.30)/2 m—.

El siguiente paso consistió en obtener la constante torsional del resorte ($k_M = k$) de una unión genérica como la mostrada en la Figura 3.17. Esta constante depende de la geometría de la conexión —específicamente, de la cantidad de pernos y pasadores (m y n) y de las dimensiones (b , h y φ)—, del diámetro de los pernos (d) y de la densidad media de la madera (ρ_m). De estos parámetros, el único definido de antemano es ρ_m , que para MLE clase resistente GL 24h vale 420 kg/m^3 (CEN, UNE-EN 14080 2013). Por lo tanto, los demás parámetros fueron utilizados en el proceso de optimización del diseño estructural de las uniones.

Los otros dos resortes torsionales —correspondientes a los apoyos del pilar y de la viga (ver Figura 3.16)— se consideraron con rigidez despreciable; esto es, $k_p = k_v = 0$. Esto se debe a que, por su diseño, tienen una rigidez muy baja en relación con la rigidez de la estructura. Así, aunque aquí no se presenta, la relación entre M_{real}/M_{emp} es menor al 10 %.

En tercer lugar, se elaboró una hoja de cálculo que determina la relación entre el momento «real» en la unión (M_{real}) y el momento que se generaría si esta fuera rígida (M_{emp}), de acuerdo con el desarrollo teórico presentado y en función de los parámetros variables (m , n , b , h , φ y d). Con esta hoja de cálculo, por último, se iteró hasta lograr que M_{real}/M_{emp} fuera mayor a 90 % en todas las uniones, de manera de cumplir con el criterio de unión rígida (o empotrada) establecido.

Habiendo diseñado las uniones para que se comporten según lo previsto, luego se verificó su resistencia. Para ello, primero se actualizó el modelo computacional con las constantes torsionales de los resortes en las uniones de las vigas con los pilares. Si bien esto no sería estrictamente necesario de acuerdo con el desarrollo del Capítulo 3.4.1, no es muy complejo de realizar en SAP2000 (Computers & Structures 2017), y permite obtener resultados más ajustados al comportamiento final de la estructura.

A continuación, se obtuvieron las solicitaciones para cada unión y para cada combinación de acciones mediante la herramienta *Show Tables* de SAP2000 (Computers & Structures 2017). Estos datos se importaron desde MATLAB (MathWorks 2012) y se procesaron —de manera análoga a los dos métodos explicados en los Puntos 3.2.1 y 3.3.2— de la siguiente manera:

1. se programó una función en MATLAB que, dada la geometría de la unión y las fuerzas actuantes ($\vec{P}$ y M), calcula la fuerza que resiste cada perno ($\vec{F}_i$), de acuerdo con la Ecuación (3.16);
2. se programó otra función que devuelve la resistencia característica de diseño de un medio de fijación en función de los parámetros de la Tabla 3.4, según el método del capítulo 8 de la UNE-EN 1995-1-1 (2006), brevemente resumido en el Punto 3.4.1;
3. se generó un algoritmo iterativo que, dadas las funciones descritas en los puntos 1 y 2, halla los coeficientes de verificación para cada unión y para cada combinación.

Tabla 3.4. Parámetros considerandos en el cálculo de las uniones

Parámetro	Símbolo	Valor	Comentario
Densidad característica de la madera	ρ_k	385 kg/m ³	GL 24h (CEN, UNE-EN 14080 2013)
Resistencia característica a tracción del acero	$f_{u,k}$	460 MPa	Según catálogo (Rothoblaas 2021)
Capacidad de arranque característica del conector	$F_{ax,Rk}$	0 N	Se desprecia el efecto sogá en los pernos (Argüelles, <i>et al.</i> 2013)
Diámetro de los conectores	d	–	Ver resultados
Espesor del pilar	t_1	90 mm	Resultado del diseño (ver Capítulo 3.3)
Espesor de la viga	t_2	180 mm	
Ángulo entre la dirección de las fibras de los elementos	–	Variable	Según unión
Ángulo entre la dirección de la fuerza y los elementos	–	Variable	Según unión y dirección de la fuerza aplicada

Resultados de rigidez

La Tabla 3.5 presenta los parámetros de rigidez de las vigas y los pilares de los 19 pórticos. Las rigideces a flexión de los pilares varían entre 27.2 y 42.5 MN·m, mientras que las de las vigas varían entre 11.2 y 18.0 MN·m.

Tabla 3.5. Parámetros de rigidez de los elementos de los pórticos

Pórtico	L_p (m)	L_v (m)	EI_p/L_p (MN·m)	EI_v/L_v (MN·m)
1	8.92	16.01	42.5	16.4
2	10.59	15.03	35.8	17.5
3	11.79	14.57	32.1	18.0
4	12.66	14.59	29.9	18.0
5	13.04	14.93	29.1	17.6
6	12.90	15.46	29.4	17.0
7	12.34	16.19	30.7	16.2
8	11.53	17.15	32.9	15.3
9	10.65	18.34	35.6	14.3
10	9.86	19.74	38.4	13.3
11	9.30	21.30	40.8	12.3
12	9.02	22.77	42.0	11.5
13	9.00	23.51	42.1	11.2
14	9.25	23.48	41.0	11.2
15	9.78	22.74	38.8	11.5
16	10.56	21.38	35.9	12.3
17	11.57	19.60	32.8	13.4
18	12.73	17.70	29.8	14.8
19	13.95	16.21	27.2	16.2

Al aplicar la Ecuación (3.15) a la geometría detallada en la Figura 3.17 se llega a que la constante torsional del resorte ($k_M = k$) queda dada por la Ecuación (3.21), muy similar a la Ecuación (B.6).

$$k = \frac{1}{12} mn \left(\frac{(m+1)h^2}{m-1} + \frac{(n+1)b^2}{n-1} \right) K_{ser} \quad (3.21)$$

Por otra parte, como se explicó en la metodología, se consideró $k_p = k_v = 0$, por lo que —de acuerdo con la Ecuación (3.20)— $\beta_p = \beta_v = 0$. Por lo tanto, sustituyendo la Ecuación (3.19) en la Ecuación (3.18), se obtiene que $\gamma_p = 3 \alpha_p$ y $\gamma_v = 3 \alpha_v$. Remplazando estas dos expresiones en la Ecuación (3.17), se llega a que la relación entre el momento «real» en la unión (M_{real}) y el momento que se generaría si esta fuera rígida (M_{emp}) queda dado por la Ecuación (3.22) —en la que α_p y α_v dependen de k —.

$$\frac{M_{real}}{M_{emp}} = \frac{\alpha_p + \alpha_v}{\alpha_p + \alpha_v + 3 \alpha_p \alpha_v} \quad (3.22)$$

Iterando, y teniendo en cuenta las limitaciones constructivas y las distancias mínimas que establece la norma (CEN, UNE-EN 1995-1-1 2006), se llegó a una unión genérica para todos los pórticos, con los siguientes parámetros: $m = 12$, $n = 11$, $b = 0.95$ m, $h = 1.10$ m, φ variable (en función de la inclinación de la viga respecto al pilar) y $d = 16$ mm.

Para el diámetro adoptado, se tiene que $K_{ser} = 2 \cdot 6.0$ MN/m = 12.0 MN/m —ver Ecuación (3.13)—, en donde el factor de 2 aplica por ser corte doble. Luego, remplazando todos los valores en la Ecuación (3.21), se obtiene que $k = 331.0$ MN·m para todas las uniones. Por último, aplicando primero la Ecuación (3.19), y después la Ecuación (3.22), se llega a los coeficientes de rigidez de las uniones aporticadas (M_{real}/M_{emp}) de la Figura 3.18.

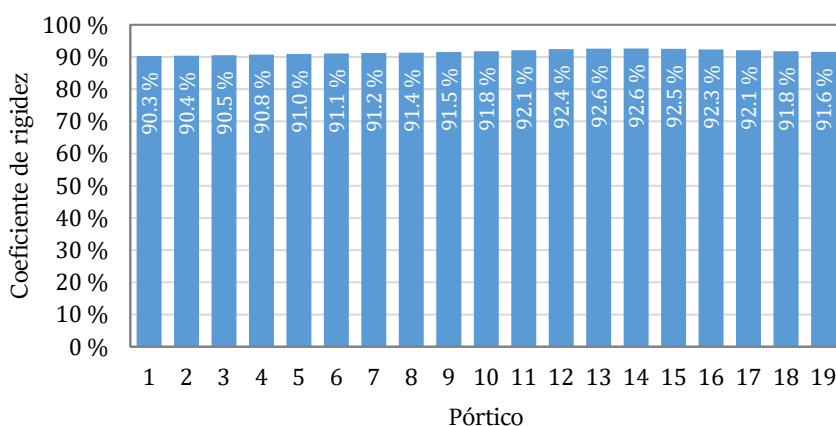


Figura 3.18. Coeficientes de rigidez (M_{real}/M_{emp}) de las uniones aporticadas

Del gráfico de la Figura 3.18 surgen dos comentarios. Primero, se observa que todos los coeficientes de rigidez (M_{real}/M_{emp}) son mayores a 90 %, que —de acuerdo con el desarrollo teórico— es específicamente lo que se buscaba de manera de considerar las uniones como rígidas. Segundo, se aprecia que hay variaciones pequeñas como consecuencia de las diferencias en las luces de las vigas y los pilares. El pórtico 1 es el de mayor exigencia, puesto que combina el pilar más corto con una de las vigas más cortas.

Resultados de resistencia

La Figura 3.19 muestra un esquema de la unión, las fuerzas y los coeficientes de verificación de la combinación más crítica del pórtico 15. Los 132 medios de fijación de la unión —12 (m) filas y 11 (n) columnas— están indicados mediante círculos de color gris. Las fuerzas que estos conectores resisten ($\vec{F}_i$) están representadas con flechas, de longitud (normalizada) variable, asociada con la magnitud de la fuerza actuante ($\|\vec{F}_i\|$). Por último, la escala de colores se utiliza para indicar el coeficiente de verificación, cuyo valor máximo es 0.949 —en el conector superior derecho—.

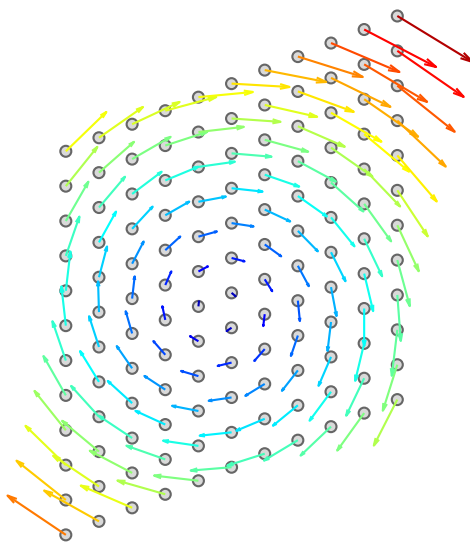


Figura 3.19. Esquema de la unión, las fuerzas y los coeficientes de verificación (en escala de colores) de la combinación más crítica del pórtico 15

Como se explicó en la metodología, este procedimiento se repitió para todas las uniones y combinaciones. Los coeficientes máximos de verificación se muestran en la Figura 3.20, en la que cada punto representa un coeficiente de verificación máximo —dentro de la unión— para un determinado pórtico y para una determinada combinación de acciones. Los pórticos se indican en el eje de las abscisas, mientras que las combinaciones se representan con una escala de colores que varía entre el fucsia y el celeste.

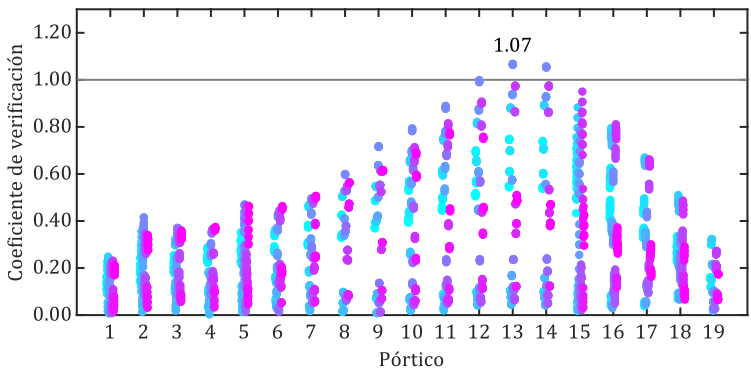


Figura 3.20. Coeficientes de verificación de la unión en función del pórtico

Al analizar el gráfico se observa que la mayor parte de los coeficientes de verificación son menores a la unidad; sin embargo, en los pórticos 13 y 14 hay dos puntos —correspondientes a los coeficientes de dos combinaciones— cuyos valores son ligeramente superiores a 1. Por ello, en esos dos pórticos se aumentó la cantidad de conectores hasta que todos los coeficientes de verificación fueran menores (o iguales) a 1. Esto se logró, sencillamente, aumentando la cantidad de filas (m) de 12 a 13.

Dado este resultado, y teniendo en cuenta que desde un principio se buscó simplificar una estructura que ya de por sí es muy compleja, se decidió que todas las uniones pasaran a tener esa cantidad de filas; esto es, que todas las conexiones quedaran con 13 (m) filas y 11 (n) columnas. En la Figura 3.21 se muestran los coeficientes de verificación luego de ajustada la cantidad de filas. En este nuevo gráfico se puede observar que todos los coeficientes son menores a la unidad, por lo que todas las uniones verifican todos los ELU correspondientes a las situaciones persistentes y transitorias.

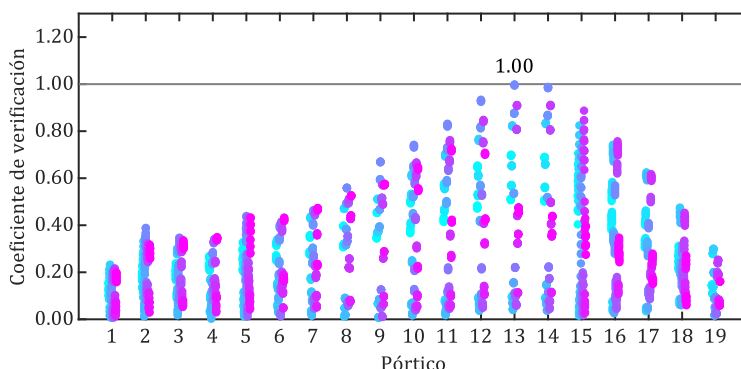


Figura 3.21. Coeficientes de verificación de la unión en función del pórtico luego de ajustada la cantidad de filas

Discusión

En este capítulo se presentaron las verificaciones de rigidez y resistencia de las uniones empotradas de los pórticos. Para su comprobación, fue necesario desarrollar un método teórico para evaluar la rigidez relativa de las uniones aporticadas, para luego aplicar el método a las uniones entre vigas y pilares de la estructura de la sala de esculturas del MACA.

El caso aplicado mostró que ninguna de las dos verificaciones —de rigidez y de resistencia— es autosuficiente. *A priori*, es difícil predecir cuál de las dos verificaciones va a ser más limitante, por lo que es necesario realizar las dos.

Para reforzar esta conclusión, la Figura 3.22 muestra la mínima cantidad de conectores —respetando la geometría de la Figura 3.17— por pórtico para cumplir con las verificaciones de rigidez y resistencia. En ella se puede ver como los dos criterios son completamente independientes: por ejemplo, en el pórtico 1 se requieren 132 (12×11) conectores por rigidez y solo 25 (5×5) por resistencia; en cambio, en los pórticos 13 y 14 se requieren 99 (10×9) conectores por rigidez y 143 (13×11) por resistencia.

En el caso de la estructura de la sala de esculturas del MACA, dado que la cantidad de conectores necesaria por los criterios de rigidez y resistencia de alguna manera se «compensa» y con el objetivo de simplificar la solución, se decidió colocar 143 (13×11) conectores en todos los pórticos.

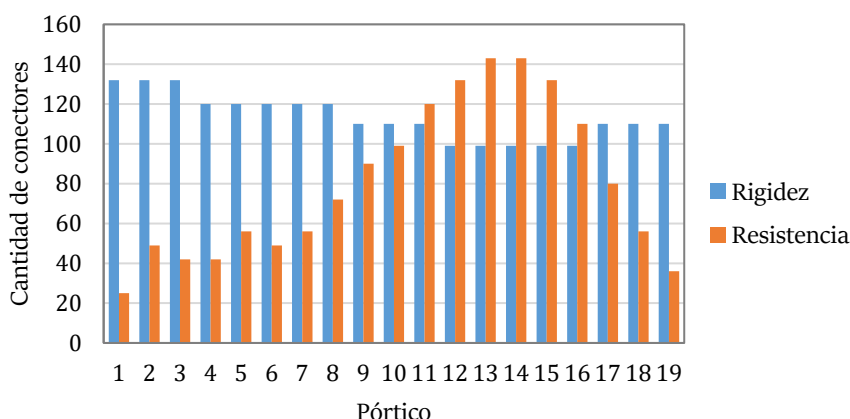
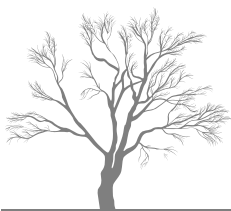


Figura 3.22. Mínima cantidad de conectores por pórtico para cumplir con las verificaciones de rigidez y resistencia

El caso aplicado también es de interés para reforzar el concepto de que en las estructuras de madera es complejo materializar —y analizar— uniones rígidas (o empotradas). Ante la idea de generar una conexión rígida entre elementos, la primera pregunta que debería hacerse un diseñador es si es realmente necesario generar una unión de ese tipo. Si la respuesta es sí, el siguiente paso es decidir el tipo de conexión —ver Capítulo 2.3.2 y Figura 2.9—, para luego pasar al estudio detallado, que contemple los requisitos de rigidez y resistencia de acuerdo con el tipo de conexión elegido.

Cuando la unión es mediante fijaciones —como en la estructura de la sala de esculturas—, un enfoque habitual es verificar únicamente la resistencia y no la rigidez. Tal cual lo muestra este capítulo, este enfoque es incorrecto. En esta línea, el método analítico desarrollado —en el Punto 3.4.1 y el Apéndice B— es muy útil, porque permite a los calculistas diseñar las uniones a rigidez de manera sencilla, pero con una base teórica sólida. Esta es la clase de cálculos que aporta valor a una norma de diseño estructural.



Ajuste y montaje estructural

Everything that is real was imagined first.
Margery Williams

4.1. Uniones en pórticos principales

Habiendo culminado el proyecto estructural, se convocó a una licitación para cotizar la fabricación, el transporte y el montaje de la estructura de madera del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA). La solicitud se envió a más de quince empresas de Alemania, Austria, España, Finlandia, Francia, Suiza, Canadá, Brasil, Chile y Uruguay.

Recibidas las ofertas, se evaluó (de manera global) la oferta económica, la experiencia, la capacidad de fabricación y montaje, y la propuesta de cada ofertante. Así, la Fundación Pablo Atchugarry eligió a Simonin, una empresa —radicada desde hace más de 50 años en Montlebon, Francia— especializada en el diseño y la fabricación de estructuras de madera laminada encolada (MLE), y la elaboración de productos de madera para la construcción (por ejemplo, paneles para cubiertas y entrepisos).

Como ocurre frecuentemente en las estructuras de acero y madera, una vez elegido el fabricante se inició un proceso de ajuste del proyecto ejecutivo. En esta etapa, la empresa propone cambios de acuerdo con los métodos y las tecnologías a los que está habituado —en general, centrados en los detalles constructivo-estructurales, así como en puntos relativos a la fabricación—. Luego, los cambios propuestos son evaluados por el cliente y los técnicos del proyecto, y, de ser aprobados, se incorporan al proyecto definitivo.

Simonin propuso varias modificaciones al proyecto de estructura, que en su mayoría fueron aceptadas. Esta sección se centra en dos ajustes propuestos que luego se añadieron al proyecto: el primero —tratado en este capítulo—, relativo a las uniones rígidas y de transporte en los pórticos principales; y el segundo —tratado en el Capítulo 4.2—, relativo al cambio de especie —a una frondosa nacional— de toda la madera de la estructura.

Focalizándose en el tema de este capítulo, uno de los principales cambios concierne a las uniones en los pórticos principales. Primero, como algunos de los elementos de MLE no cabían en contenedores —por su largo—, se propuso dividirlos y generar conexiones rígidas entre las partes. Segundo, teniendo en cuenta que Simonin ha desarrollado una tecnología de uniones rígidas prefabricadas mediante herrajes y barras encoladas, también se optó por utilizar este sistema en las conexiones aporticadas entre vigas y pilares. Este capítulo trata sobre estas modificaciones y (muy brevemente) sobre el procedimiento de montaje de los pórticos.

4.1.1. Uniones de transporte

Como es sabido, la mayor parte del comercio internacional de mercaderías se realiza por vía marítima. Dejando de lado el transporte de cargas secas a granel y de líquidos —como petróleo, gases licuados y cargas químicas—, el transporte de mercaderías se realiza primordialmente mediante buques portacontenedores (ONU 2021). Si bien la invención del contenedor fue un hito en el transporte multimodal, este sistema aún presenta una dificultad: el transporte de cargas sobredimensionadas. En la Tabla 4.1 se presentan las medidas interiores (mínimas) de los contenedores más utilizados.

Tabla 4.1. Medidas interiores de los contenedores más utilizados (ISO 668 2020)

Estándar	20 pies (mm)	40 pies (mm)	40 pies HC (mm)	45 pies HC (mm)
Largo	5867	11 998	11 998	13 542
Ancho	2330	2330	2330	2330
Alto	2350	2350	2655	2655

Obsérvese que los contenedores más habituales de 40 pies tienen un largo interior de casi 12.00 m, mientras que el contenedor de 45 pies HC (*High Cube*) ronda los 13.50 m. Como fácilmente puede comprobarse, estos largos no eran suficientes para trasladar los pórticos —especialmente las vigas—, por lo que se propusieron dos alternativas para su transporte:

1. generar uniones de transporte en los elementos más largos, a fin de producir y transportar piezas más cortas en contenedores;
2. utilizar algún mecanismo específico de transporte de cargas sobredimensionadas, como (por ejemplo) estibar el material directamente en la bodega o en la cubierta del barco.

Desde hace más de 15 años, Simonin (2018) emplea y desarrolla un sistema de uniones prefabricadas —mediante herrajes de acero y barras encoladas— para estructuras de MLE. Este sistema, patentado Resix[®], se representa de manera esquemática en la Figura 4.1.

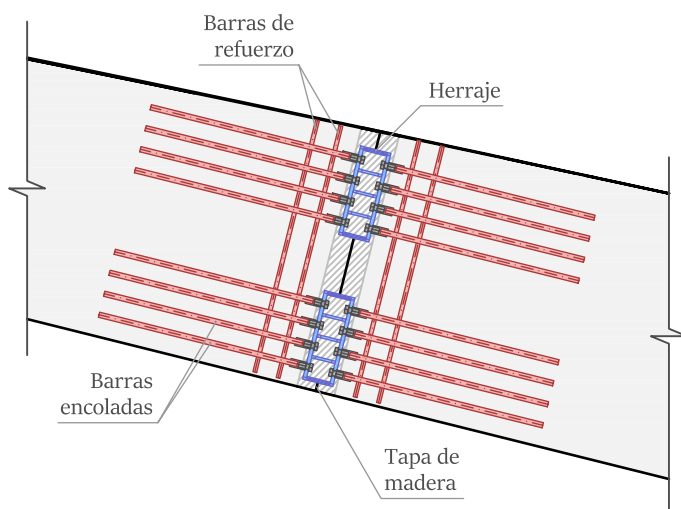


Figura 4.1. Esquema del sistema de uniones Resix[®] —pórtico 15—

Al igual que en la unión aporticada ilustrada en la Figura 2.9 (b) —ver Punto 2.3.2—, la transmisión de solicitaciones (axiles, cortantes y momentos) entre los elementos de MLE se realiza a través de barras de acero encoladas a la madera, dispuestas en la dirección de los elementos.

Para hacer posible —o al menos simplificar sustancialmente— el ensamble entre las piezas, las barras se fijan a herrajes de acero —indicados de color azul en la Figura 4.1—. La conexión entre cada uno de los elementos de MLE, las barras de acero y los herrajes se hace en taller, de manera que *in situ* solo se deban fijar los herrajes entre sí (para unir las piezas de MLE). Así, el sistema adquiere un gran nivel de prefabricación, pues los procesos más delicados —como la perforación de la MLE y el encolado de las barras— se hacen durante la fabricación —empleando máquinas de control numérico computarizado (CNC)—, y el proceso más simple —la conexión de los herrajes entre sí— se realizan durante el montaje.

Los otros dos elementos que aparecen representados en la Figura 4.1 son las barras de acero de refuerzo y la tapa de madera. Las primeras se colocan para absorber las tensiones perpendiculares a la fibra que se generan en la zona de transición; es decir, en la zona en que las tensiones se transfieren desde las barras longitudinales a la MLE. La tapa de madera —indicada con un *hatch* gris— se presenta al final y cumple dos funciones: proteger la unión en caso de incendio y dar un acabado estético al conjunto.

Aunque se desconoce si Simonin realizó una comparación entre utilizar este sistema y transportar los elementos enteros —mediante algún mecanismo de transporte de cargas sobredimensionadas—, lo cierto es que la primera opción ofrece algunas ventajas, listadas a continuación.

- Primero, la fabricación de elementos más cortos es más sencilla, en especial cuando las geometrías son particularmente complejas —como ocurre en las vigas principales—
- Segundo, el transporte de elementos de menos de 12 m de largo es más franco y económico. El contenedor no solo simplifica de gran manera el transporte marítimo, sino también por tierra —desde la fábrica al puerto, y desde el puerto a la obra—.
- Por último, las piezas más cortas facilitan la logística de la obra, al facilitar el acopio y poder ensamblarse justo antes del montaje.

Por estos motivos, se decidió generar uniones de transporte en todas las piezas que lo requirieran. De acuerdo con la geometría final de los pórticos, y teniendo en cuenta la solución de las uniones entre vigas y pilares (tema tratado a continuación), solo fue necesario usar una unión Resix[®] por cada pórtico, al centro de cada una de las vigas.

4.1.2. Uniones entre vigas y pilares

Dado que Simonin dispone de la tecnología de uniones Resix® (presentada anteriormente), la empresa propuso utilizarla para resolver las conexiones aporticadas entre vigas y pilares. La solución propuesta se muestra, de modo esquemático, en la Figura 4.2.

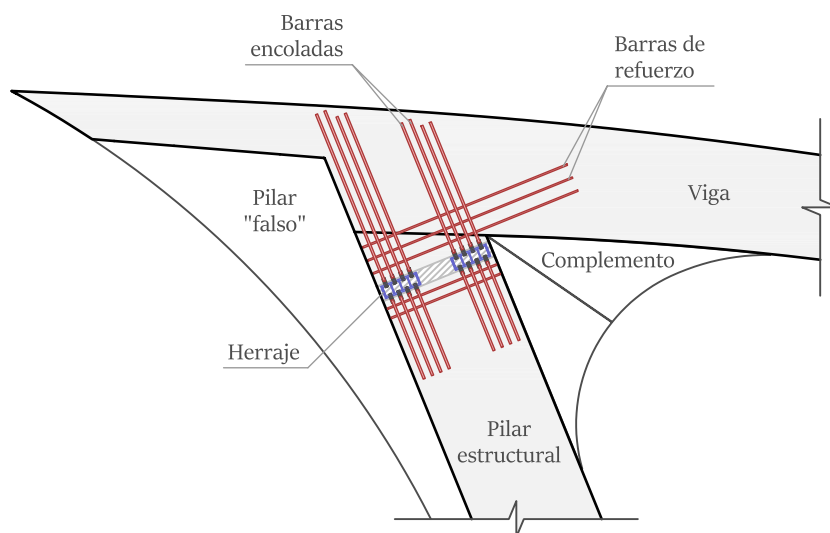


Figura 4.2. Esquema del sistema de uniones Resix® para las uniones rígidas entre vigas y pilares—pórtico 15—

El funcionamiento de la unión presentada es completamente análogo al de la Figura 4.1. Las barras encoladas son las encargadas de transmitir los esfuerzos internos desde un elemento a otro; los herrajes permiten que la conexión se realice de forma sencilla y altamente prefabricada; las barras de refuerzo absorben las tensiones perpendiculares que se generan en la zona de introducción de esfuerzos; y las tapas protegen y emprolijan la unión.

La Figura 4.2 muestra dos elementos adicionales —también mostrados en la Figura 2.10—: un pilar «falso» y un complemento dividido en dos. Los dos elementos —no estructurales— tienen por objetivo dar la forma solicitada por el estudio de Carlos Ott a los pórticos de la estructura.

En la Tabla 4.2 se presenta una comparativa entre una unión con conectores metálicos —ver Punto 3.4.2— y otra con barras de acero encoladas fijadas a herrajes metálicos —sistema Resix®—.

Tabla 4.2. Comparativa entre una unión mediante conectores metálicos y otra mediante barras de acero encoladas y fijadas a herrajes metálicos

Unión	Conectores metálicos —con o sin chapa interna—	Barras de acero encoladas y fijadas a herrajes metálicos
Diseño	Relativamente simple de calcular, considerando todos los aspectos desarrollados en el Punto 3.4.1.	Más compleja de comprobar, con varios temas —como la adhesión de las barras de acero— aún no incorporados en la normativa.
Fabricación	Muy sencilla desde el punto de vista de la fabricación, por solo requerir la perforación lateral de los elementos de MLE.	Considerablemente más compleja de fabricar, puesto que requiere la maquinación de la madera, el encolado de las barras de acero y la elaboración de los herrajes.
Montaje	Eficiente durante la obra, en particular en comparación con otros materiales —hormigón armado, por ejemplo—.	Por su nivel de prefabricación, el montaje es muy preciso y rápido —incluso comparando con otros tipos de uniones de madera—.
Rigidez	Como se presentó en el Punto 3.4.2, puede demandar un gran número de conectores de acero para lograr que las uniones se comporten rígidamente.	El comportamiento es rígido por defecto, al punto que no suele ser necesario comprobar su desempeño en este sentido.
Resistencia	La introducción de esfuerzos se hace de forma localizada, lo que puede ser contraproducente en situaciones exigentes.	Por lo general es capaz de resistir esfuerzos mayores, distribuyendo las tensiones en una zona mayor.
Costo	Por su sencillez en la fabricación y el montaje, tiende a ser más económica en uniones simples.	Puede ser más económica cuando se dispone de la tecnología y en uniones especialmente complejas —como las del MACA—.

4.1.3. Procedimiento de montaje de los pórticos

En este breve apartado se describe el procedimiento de montaje de cada uno de los pórticos —y de la estructura en su totalidad—.



Figura 4.3. Fotografía del ensamblado de la viga del pórtico 11



Figura 4.4. Fotografía de los pórticos 8 a 10 ya montados y de los pilares de los pórticos 11 y 12 presentados y apuntalados

El procedimiento de montaje de cada pórtico comienza con el ensamblado de la viga. Para ello, como se muestra en la Figura 4.3, se utilizan unas guías de madera y se unen los dos herrajes del sistema Resix® —ver Figura 4.1—. A continuación, se presenta y apuntala el pilar, como se muestra —para los pórticos 11 y 12— en la Figura 4.4.



Figura 4.5. Fotografía de la unión aporticada Resix® del pórtico 10



Figura 4.6. Fotografía de la colocación de las correas una vez armados los pórticos

Una vez presentado el pilar, se coloca la viga y se conectan los dos herrajes Resix® de la unión aporticada, tal cual se muestra en Figura 4.5. La Figura 4.4 muestra los pórticos 8 a 10 ya ensamblados. Seguidamente, y previo a desapuntalar los pórticos implicados, se disponen las correas (y los tensores, en caso de corresponder), como se muestra en la Figura 4.6.

El último paso es la colocación del pilar «falso» y del complemento, tal cual se muestra para dos pórticos terminados en la Figura 4.7. En los pilares de la Figura 4.4 y en el detalle de la Figura 4.5 se pueden apreciar los herrajes internos que sirven de unión para estos elementos no estructurales.



Figura 4.7. Fotografía de dos pórticos terminados, con los pilares «falsos» y con los complementos —ver Figura 4.2—

4.2. Cambio de la especie de madera

4.2.1. Introducción

La modificación de las uniones en los pórticos principales fue uno de los dos cambios más importantes propuestos por Simonin —ver Capítulo 4.1—. El otro, sobre el que trata este capítulo, fue la sustitución de toda la madera de la estructura por una frondosa de origen nacional.

Previo a la adjudicación de la obra, Simonin tenía un vínculo comercial con Urufor, un aserradero uruguayo que fabrica madera aserrada de *Eucalyptus grandis*¹⁷. Como consecuencia de este vínculo, y basados en experiencias previas de fabricación de madera laminada encolada de *Eucalyptus grandis* en Francia, las dos empresas propusieron sustituir la conífera solicitada en el pliego de condiciones —que seguramente fuera de origen europeo (abeto, por ejemplo)— por *Eucalyptus grandis* de origen uruguayo. La propuesta involucraba varios pasos, listados a continuación.

1. Simonin, en conjunto con Oak Ingeniería, ajustaría la solución con *Eucalyptus grandis* —en especial, teniendo en cuenta la diferencia de densidad entre las dos especies—.
2. Una vez determinado el volumen de madera aserrada requerida para la fabricación de todos los elementos, Simonin importaría (desde Francia) las tablas secas de *Eucalyptus grandis* de origen nacional y fabricadas por Urufor.
3. Posteriormente, Simonin fabricaría los elementos de MLE en su planta en Montlebon, Francia; mientras que Oak Ingeniería haría un control de calidad de la producción.
4. Por último, Simonin enviaría los elementos fabricados a Uruguay para el posterior montaje de la estructura.

Si bien la lista de ventajas y desventajas —de sustituir la especie— es amplia, y permite extenderse bastante, se puede resumir de la siguiente manera.

- El *Eucalyptus grandis* producido por Urufor es de origen nacional; su uso promueve la industria nacional de forma directa —a través de la compra de la madera aserrada— e indirecta —por el impacto que genera en la sociedad la obra terminada—.
- El uso de frondosas para la fabricación de MLE y la construcción de estructuras de madera es muy poco frecuente, lo que posiciona al Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA) como una estructura innovadora a nivel regional e internacional.

¹⁷ Formalmente, Urufor emplea madera de Red Grandis®, un clon de *Eucalyptus grandis* generado mediante un programa de mejoramiento genético —con fines fundamentalmente estéticos— implementado en 2001 (Urufor 2015).

- Comparando con la mayoría de las coníferas usadas en la fabricación de MLE, el *Eucalyptus grandis* es una especie más durable y con un acabado estético muy apreciado.
- En contraposición, la estructura de *Eucalyptus grandis* nacional es más costosa. Esto se debe a que la materia prima es (en general) más cara, a que la fabricación de la MLE es un poco más compleja —principalmente, por el adhesivo y el encolado de las láminas—, y a que (prácticamente) se duplica el transporte.

Tras recibir la propuesta de sustitución de la especie y analizar sus ventajas y desventajas, la Fundación Pablo Atchugarry —con el asesoramiento de los técnicos participantes en el proyecto— decidió aceptar el cambio en todos los elementos de MLE de la estructura. Luego, el procedimiento de cambio se realizó tal cual se puntualizó en la propuesta.

4.2.2. Aparición de manchas negras

A mediados de febrero de 2021, luego de montada la estructura de madera y durante la colocación del techo, se detectaron unas manchas negras en varios elementos de MLE. La aparición de estas manchas fue repentina luego de una tormenta muy importante ocurrida el 13 de febrero. La Figura 4.8 muestra las manchas detectadas en uno de los pilares.



Figura 4.8. Fotografía de las manchas negras detectadas en uno de los pilares

Prontamente, se realizó una inspección visual —con el objetivo de valorar la patología—, para luego determinar el origen de las manchas, y recomendar un procedimiento para eliminarlas y prevenir su nueva aparición. Durante esta inspección se pudo evaluar lo siguiente:

- aun desconociendo su origen, era claro que las manchas estaban asociadas a la estructura metálica o al techo y a la lluvia acontecida días atrás —ver Figura 4.9 (a)—;
- las manchas no estaban vinculadas con el adhesivo o algún aspecto exclusivo de la MLE, ya que también habían brotado en tablas que estaban al costado de la obra —ver Figura 4.9 (b)—;
- las manchas no eran superficiales sino «internas» a la madera, ya que debía lijarse hasta eliminar el acabado superficial y reducir (un poco) la sección para eliminarlas por completo;
- en algunas zonas, las manchas eran muy intensas —ver Figura 4.9 (a)— y afectaban radicalmente la terminación de la estructura.



(a)



(b)

Figura 4.9. Fotografías de manchas negras muy acentuadas en el canto de un pilar, por donde corría agua de lluvia desde el techo (a); y de manchas negras en tablas (de Eucalyptus grandis) al costado de la obra

Hipótesis: reacción entre los taninos y el óxido de hierro

Inicialmente, se plantearon dos hipótesis sobre el origen de las manchas:

1. dado que la estructura metálica provino pintada de negro, se pensó que podía deberse a un corrimiento de pintura fresca;
2. como se estaba colocando el techo y había restos (virutas) de acero, se pensó que podía deberse a un arrastre de óxido de hierro.

Aunque a primera vista plausibles, las dos hipótesis fueron descartadas por no ser consistentes con las observaciones realizadas *in situ*. En primer lugar, ya fuera por pintura o por óxido, era altamente improbable que las manchas afectaran una zona tan grande y con tanta profundidad. Adicionalmente, centrándose en la primera hipótesis, era forzado pensar que la pintura fresca no hubiera sido detectada antes y (más aún) que solo afectara la zona techada. Respecto a la segunda hipótesis, el óxido de hierro suele producir manchas más amarronadas y suele ser un proceso más lento.

Habiendo descartado las dos hipótesis, se realizó una revisión bibliográfica de modo de plantear una nueva hipótesis —y luego ponerla a prueba—. Así se llegó a la teoría de que las manchas podrían deberse a una reacción entre los taninos de la madera de *Eucalyptus grandis* y el óxido de hierro.

Los *Eucalyptus* constituyen un género de árboles que —entre otros muchos aspectos— se caracteriza por presentar silicio, taninos y goma kino en su composición (SAGyP y INTA 1995). Los taninos otorgan mayor durabilidad y una coloración más rojiza a la madera. Si bien el *Eucalyptus grandis* es una de las especies que menos taninos tiene dentro del género —de ahí, su coloración más blanca—, es importante notar que en la estructura se utilizó un clon de esta especie¹⁷, cuya principal característica es su coloración rojiza. Este color —logrado mediante un programa de modificación genética con fines estéticos— es inusual en el *Eucalyptus grandis* y se debe, esencialmente, a la alta presencia de taninos.

Por otra parte, como ya se adelantó, los días previos a la aparición de las manchas se había estado trabajando en la colocación del techo. Por la forma particular del techo, la instalación requirió realizar numerosos cortes, que dejaron virutas de acero sobre la superficie. Con la lluvia, estas virutas se corroyeron y el óxido escurrió hacia la estructura de MLE.

Cuando un elemento de madera con un gran contenido de taninos entra en contacto con óxido de hierro en presencia de agua, se genera una reacción química entre las dos sustancias que tiene como producto al tanato de hierro —o tanato férrico—. Esta sustancia, de color intenso entre púrpura-negro y marrón-negro, queda muy impregnada en la madera y —a menos que se conozca su origen y remedio— es difícil de eliminar (Williams 2010).

Desde un punto de vista químico, aunque sin entrar en las ecuaciones, la reacción se explica de la siguiente manera (Hem 1960).

1. Los taninos naturales de la madera diluidos en agua forman ácido tánico, un ácido débil compuesto de glucosa y ácidos fenólicos que se usa con varios fines. Esta sustancia concede mayor durabilidad a la madera —por su efecto antifúngica y antinsecticida—.
2. En contacto con el agua, el hierro contenido en las virutas de acero de las chapas se oxida, generando óxido de hierro hidratado.
3. Al mezclarse, el ácido tánico reacciona con el óxido de hierro y se producen complejos de ácido tánico con iones de hierro, llamados (de forma general) tanato de hierro. Esta reacción se conoce desde hace mucho tiempo, ya que es la formulación básica de la tinta de escritura que se usó desde el siglo V hasta el siglo XIX.

Solución: aplicación de ácido oxálico

Cuando se produce esta reacción —y la madera de una estructura se tiñe—, la bibliografía recomienda un único método para eliminar las manchas (Williams 2010). Este consiste en remover el acabado superficial y aplicar una solución saturada de ácido oxálico. El ácido oxálico reacciona rápidamente con el tanato de hierro para formar un compuesto de color amarillo pálido (Hem 1960), que no se distingue en la madera. Posteriormente, se remueve el ácido con agua tibia y se seca la superficie con un paño.

Este método debe realizarse en todas las zonas afectadas y puede repetirse en caso de no ser completamente efectivo en algún sector en particular. Por lo general, no es necesario repetirlo más de una vez. Además, el método debe realizarse con sumo cuidado dado que el ácido oxálico es tóxico —por contacto, consumo e inhalación— y puede reaccionar violentamente —con riesgo de incendio y explosión— con determinadas sustancias.

4.2.3. Experimento de verificación

Si bien la hipótesis planteada en el capítulo anterior parecía muy factible, se realizó un experimento para corroborar su verosimilitud. Primero, se buscó una tabla de *Eucalyptus grandis* que no estuviera afectada y que pudiera ser descartada. Luego, la tabla se mojó con agua con óxido de hierro y se esperó un tiempo prudencial hasta que se completara la reacción entre los taninos y el óxido de hierro. A continuación, se aplicó una dilución de ácido oxálico muy concentrado y se dejó que actuara, reaccionando con el tanato de hierro. Por último, la superficie se enjuagó y secó con un paño.

Menos de 15 minutos después de mojar la tabla con agua contaminada con óxido de hierro —del techo—, esta se había ennegrecido. La Figura 4.10 (a) muestra el color grisáceo generalizado y las manchas negras características, también apreciables en la estructura —ver Figura 4.9 (a)—. A la derecha, la Figura 4.10 (b) presenta la aplicación del ácido oxálico concentrado en la superficie afectada. Por último, la Figura 4.10 (c) muestra el estado de la tabla unos 15 minutos después, una vez enjuagado el ácido.

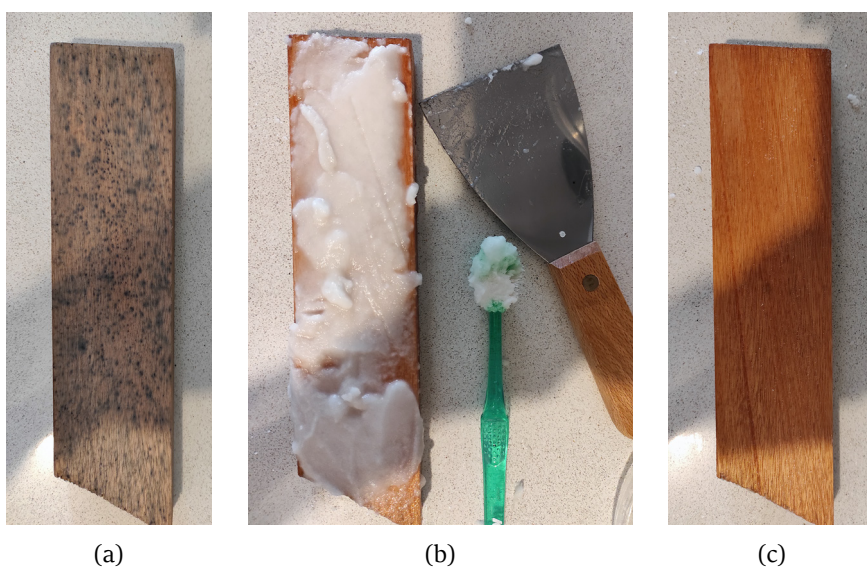


Figura 4.10. Experimento de verificación de la reacción entre los taninos y el óxido de hierro

Es muy impresionante presenciar el cambio que ocurre en la madera cuando ocurre esta serie de reacciones químicas. Aunque no se presenta una fotografía, inicialmente, la tabla se encontraba en un estado muy similar a como se muestra en la Figura 4.10 (c) —quizá, con un rojo ligeramente menos saturado—. Unos minutos más tarde, su coloración había cambiado radicalmente —Figura 4.10 (a)— y, nuevamente, unos minutos más tarde, había recobrado su color rojizo tan particular.

El experimento realizado fue exitoso pues permitió probar que el origen de las manchas se debía a una reacción entre los taninos y el óxido de hierro. No solo eso, sino que permitió probar un método sencillo y efectivo para eliminar las manchas que habían aparecido en la estructura.

4.2.4. Conclusiones

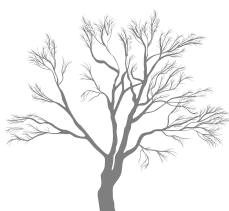
Concluido el experimento, se comunicó a la empresa constructora el origen de las manchas, y el método recomendado para eliminarlas —descrito en el Punto 4.2.2—. Como la colocación del techo no había terminado y la estructura habría de estar expuesta a las lluvias algunas semanas más, se acordó terminar el techo y las fachadas, para luego aplicar el procedimiento. Para recobrar el acabado superficial —que tiene una acción antifúngica y anti-insecticida—, se recomendó aplicar un protector de madera —por ejemplo: Cetol— en las zonas que habían sido afectadas —y lijadas—. La Figura 4.11 muestra el estado actual y restaurado de la estructura.

El trabajo presentado en este capítulo muestra, una vez más, las dificultades que tiene asociadas una estructura como la sala de esculturas del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA) —incluso en temas singulares y muy difíciles de prever—. En estos casos, es esencial enfrentar los desafíos desde una mirada multidisciplinaria, combinando el aporte de profesionales de diversas áreas, pero también de académicos.

Este intercambio es beneficioso desde todo punto de vista. La industria puede obtener respuestas que de otro modo no podría o le resultaría difícil hallar; mientras que la academia puede nutrirse de problemas aplicados, que luego puede volcar en las actividades de enseñanza e investigación. Al final, esto da lugar a una sinergia de conocimiento y desarrollo.



Figura 4.11. Fotografía del estado actual de la estructura, habiendo realizado el procedimiento recomendado —de lijar la madera, aplicar el ácido, limpiar la superficie y pintar con el protector de madera—



5

Conclusiones

*There is no real ending.
It's just the place where you stop the story.*
Frank Herbert

Esta tesis presentó el diseño, la fabricación y el montaje de la estructura de madera laminada encolada (MLE) de la sala de esculturas del Museo de Arte Contemporáneo Atchugarry (MACA). Como se describe en el Capítulo 1.2, el MACA es un proyecto de difusión de arte contemporáneo —con énfasis en artistas latinoamericanos—, inaugurado en enero de 2022, en Manantiales —Maldonado, Uruguay—. La obra arquitectónica fue concebida y diseñada por el reconocido arquitecto uruguayo Carlos Ott, para ser construida en el predio de la Fundación Pablo Atchugarry.

Uno de los principales atractivos del proyecto es la estructura de la nave de la sala de esculturas, cuyo diseño estructural estuvo a cargo de un equipo de trabajo conformado por Carlos Mazzey, Leandro Domenech y Vanesa Baño. La estructura de la nave cubre un área de 1600 m² y fue realizada, casi en su totalidad, por elementos de MLE fabricados en Europa —por la empresa francesa Simonin— con madera nacional de *Eucalyptus grandis*.

Además de por el uso de una frondosa de procedencia local, la estructura es especial por su geometría extremadamente compleja. Esta consiste en una nave con una cubierta de doble curvatura, apoyada sobre un esqueleto de elementos lineales de MLE —trabajando en conjunto con algunos elementos auxiliares de acero—. Este esqueleto está conformado por un abanico de pórticos —con pilares inclinados y vigas curvas y de sección variable—, y un conjunto de correas, todas distintas entre sí.

La exposición del proceso diseño, fabricación y montaje de la estructura se hizo transitando por algunas de las principales dificultades que surgieron durante tres etapas de la obra —el prediseño (Sección 2), el diseño (Sección 3), y el ajuste de la solución junto con el montaje (Sección 4)— y en cómo estas fueron resueltas. Estos capítulos sirvieron para presentar los pasos que hicieron posible que la estructura se construyera, pero, también, para extraer una serie de conclusiones generales —del desarrollo de estructuras complejas de MLE— y particulares —de la estructura de la sala de esculturas del MACA—. Las principales conclusiones se resumen a continuación.

Prediseño estructural

- Un estudio de viabilidad técnica y económica es fundamental para determinar si una estructura —y un proyecto en general— puede efectuarse exitosamente. En una estructura, el estudio de viabilidad precede a un diseño preliminar básico, en el que se realiza un diseño conceptual y un predimensionado de los elementos más complejos y determinantes para la viabilidad de la obra.
- El estudio de viabilidad de la estructura de la sala de esculturas del MACA fue muy positivo: primero, porque permitió comprobar que la estructura era viable desde el punto de vista técnico, haciendo algunas modificaciones en acuerdo con el estudio de arquitectura; y segundo, porque mostró que la estructura era viable desde el punto de vista económico, con presupuestos que se ajustaron muy bien al costo final de la estructura de la nave.
- Uno de los desafíos del diseño preliminar —o anteproyecto— de la estructura fue la disposición de correas en planta. Por la geometría en abanico de los pórticos, y por tener vigas de distintos largos, no fue posible realizar una distribución «clásica» de correas —por ejemplo, manteniendo una separación constante o colocando una misma cantidad de correas por viga—. La solución a esta dificultad fue realizar una distribución manual, de tal modo que esta fuera «armónica» y que la separación entre correas se mantuviera entre dos valores fijados por un criterio arquitectónico.
- En simultáneo con el estudio de la disposición de las correas, se diseñó el sistema de arriostramiento de la estructura, que consiste en dos vigas de contraviento dispuestas en vanos perpendiculares.

- Otro de los grandes desafíos del anteproyecto de la estructura fue la definición geométrica de los pórticos. La metodología de ajuste del canto de las vigas y los pórticos (Punto 2.3.1) permitió reducir el volumen de madera de los pórticos hasta un 10 %, así como mantener el canto máximo en 1.30 m, lo que fue importante para que una mayor cantidad de fabricantes cotizaran la estructura.
- Mediante un cuidado diseño del encuentro entre los pórticos y la fachada (Punto 2.3.2) se logró prever: una unión rígida que fuera relativamente fácil de diseñar y construir, que además no estuviera expuesta de la intemperie; un pilar estructural doble y recto, con un canto posible de producir para la mayoría de los fabricantes, y que tampoco estuviera expuesto a la intemperie; y un pilar no estructural simple, que fuera la única parte expuesta a la intemperie y que sirviera para la resolución global de la fachada.
- Todas estas conclusiones —relativas al prediseño— muestran cuán importante es el diseño conceptual y el anteproyecto en el proyecto de una estructura. Como ocurrió en el caso de la sala de esculturas del MACA, las decisiones que se toman en esta etapa suelen permanecer durante todo el desarrollo del proyecto, por lo que cada una de ellas debería ser meditada lo máximo posible, hasta llegar a una definición satisfactoria. Aun cuando no permanecen, afectan notablemente en la etapa de presupuestación —en especial cuando la obra tiene una alta complejidad—.

Diseño estructural

- El primer paso del diseño estructural suele ser la determinación de acciones y combinaciones de carga. En Uruguay, al no existir otras acciones complejas —como las debidas a la nieve o a sismos—, las cargas debidas al viento suelen ser la más laboriosas de calcular, con varios métodos disponibles dependiendo de la situación.
- La determinación de los coeficientes de presión exterior en la sala de esculturas del MACA se hizo mediante un cálculo simplificado, discretizando la estructura en hexaedros y luego considerando los efectos de borde de forma general. De esta manera se hallaron 16 distribuciones de presiones, correspondientes a 8 direcciones de viento y 2 coeficientes normativos para cada caso.

- Se desarrolló y presentó una propuesta metodológica de modelado numérico de estructuras complejas (de madera). Esta metodología se basa en la aplicación combinada y sinérgica de dos *softwares*: uno de modelado, análisis y diseño de diversas estructuras, basado en el método de los elementos finitos —como SAP2000—; y otro de análisis numérico con un lenguaje de programación de alto nivel integrado —como MATLAB—. De esta manera se aprovechan las ventajas de los dos *softwares*: el primero sirve como *software* de análisis, con una potente interfaz gráfica —que permite modelar ciertas partes de la estructura y luego visualizar de forma directa los resultados—; y el segundo sirve como herramienta general de programación para elaborar, con flexibilidad, los aspectos más complejos del modelo —como partes de la geometría, el mallado o las cargas—, y para luego analizar y dimensionar la estructura a partir de los resultados numéricos.
- La aplicación de esta metodología en la sala de esculturas del MACA posibilitó la modelización y el diseño de la estructura, que —dada la complejidad de su geometría y de las acciones actuantes— habría sido inviable utilizando un único *software*.
- A pesar del avance que ha habido en los módulos de dimensionado y verificación incluidos en los *softwares* de análisis estructural, ninguno es capaz de procesar elementos tan particulares como las vigas de los pórticos principales de la sala de esculturas. Nuevamente, aquí se muestra el potencial de combinar dos *softwares* como SAP2000 y MATLAB en el diseño estructural. Limitados por separado, en conjunto permiten modelar, analizar y dimensionar estructuras muy complejas.
- Como las vigas presentan curvaturas relativamente pequeñas, la mayor parte de las verificaciones en ELU en situación persistente se pueden hacer sección a sección, conociendo las propiedades del material, la geometría y las solicitaciones actuantes. La excepción a esto son las comprobaciones de flexión y compresión con inestabilidad, que, aunque también se hacen en cada sección, dependen de los parámetros de reducción de la resistencia debido al pandeo flexional y lateral torsional. Estos parámetros se hallaron usando la metodología de análisis desarrollada (Punto 3.3.2). Conocidos sus valores, se comprobó que todas las vigas verifican.

- La tesis presentó el diseño detallado —de rigidez y resistencia— de las uniones aporticadas entre las vigas y los pilares de los pórticos. Para su comprobación, fue necesario desarrollar un método teórico para evaluar la rigidez relativa de las uniones aporticadas, especialmente aquellas realizadas mediante conectores mecánicos (Punto 3.4.1). Este método involucra calcular la rigidez a torsión de la unión —usando la rigidez de los medios de fijación—, determinar las rigideces a flexión de los elementos conectados, aplicar unas fórmulas para obtener la relación entre el momento real y el de empotramiento, y emplear un criterio de clasificación del tipo de unión en función del resultado obtenido.
- La aplicación de este método en la estructura mostró que ninguna de las verificaciones —de rigidez y resistencia— es autosuficiente. *A priori*, es difícil predecir cuál de las dos comprobaciones va a ser más limitante, por lo que es necesario realizar ambas. El método analítico desarrollado es útil, porque permite diseñar las uniones a rigidez de manera sencilla, pero con una base teórica sólida.
- El caso aplicado también fue de interés para reforzar el concepto de que en las estructuras de madera es complejo materializar —y analizar— uniones rígidas. Ante la idea de generar una conexión rígida entre elementos, la primera pregunta que debe hacerse es si es realmente necesario generar una unión de ese tipo. En caso de que sí, el siguiente paso es decidir el tipo de conexión, para luego pasar al estudio detallado, que contemple los requisitos de rigidez y resistencia de acuerdo con el tipo de conexión elegido.

Ajuste y montaje estructural

- Luego de terminado el proyecto ejecutivo y licitada la estructura, se inició un proceso de ajuste de la solución. Uno de los principales cambios que se concretaron en esta etapa es relativo a las uniones en los pórticos principales. Como algunos elementos de MLE no cabían en contenedores, se propuso dividirlos y generar uniones rígidas entre las partes. Asimismo, teniendo en cuenta la experiencia del fabricante en conexiones rígidas prefabricadas con herrajes y barras encoladas, también se optó por utilizar este sistema en las uniones aporticadas entre vigas y pilares.

- El uso de conexiones rígidas prefabricadas con herrajes y barras encoladas presenta algunas ventajas y desventajas. Las principales ventajas son que se logran elementos más cortos, lo que facilita la fabricación, el transporte y la logística de la obra; que —por su nivel de prefabricación— se optimizan los tiempos de montaje; y que se logran uniones con un mejor comportamiento desde el punto de vista de la rigidez y la resistencia. En cambio, las principales desventajas son que el diseño es más difícil, con varios temas aún no normalizados; y que la fabricación de la unión en sí es más compleja, ya que requiere la maquinación de la madera, el encolado de las barras de acero y la elaboración de los herrajes. Dependiendo del proyecto, una solución puede ser más adecuada desde un punto de vista técnico y económico que la otra.
- El otro cambio importante que se propuso en la fase de ajuste fue la sustitución de toda la madera de la estructura por una frondosa de origen nacional. Aceptado el cambio, y durante la colocación del techo, se detectaron algunas manchas negras en varios elementos de MLE. Tras una revisión bibliográfica y un experimento de verificación, se comprobó que el origen de estas manchas se debió a una reacción química entre los taninos —muy presentes en la especie de madera elegida— y el óxido de hierro de las chapas.
- Para la restauración, se recomendó remover el acabado superficial en todas las zonas afectadas, aplicar una solución saturada de ácido oxálico —que reacciona con la tinta de las manchas generando una sustancia imperceptible—, remover el ácido oxálico con agua tibia y un paño seco, y recuperar el acabado superficial con un protector de madera. De acuerdo con la recomendación, este método se aplicó en todas las zonas afectadas con resultados muy positivos: aunque demandó un trabajo extra, fue posible eliminar la totalidad de las manchas y recuperar la apariencia original.
- La fase de ajuste y montaje mostró, al igual que el resto de la obra, las dificultades que tiene asociadas una estructura como la sala de esculturas del MACA. En estos casos, es sumamente enriquecedor enfrentar los desafíos desde una mirada multidisciplinaria, con el aporte combinando de profesionales de diversas áreas, pero también con un vínculo estrecho entre la industria y la academia.

Trabajos a futuro

Como se comentó en el Capítulo 1.3 y al inicio de este capítulo, el objetivo principal de esta tesis es presentar el diseño, la fabricación y el montaje de la estructura de MLE de la sala de esculturas del MACA. Por este motivo, es difícil generar una lista de potenciales trabajos a futuro relacionado al caso de estudio. Sin embargo, sí es posible sugerir algunas líneas de investigación que se derivan de los temas generales tratados a lo largo del documento. Las tres líneas más importantes se presentan a continuación.

El cálculo de las acciones debidas al viento es una tarea importante —en especial en estructuras livianas— y que demanda mucho tiempo. El Capítulo 3.1 mostró que esto es particularmente cierto en geometrías complejas, que quedan fuera del alcance de la normativa. Si bien las normas abarcan cada vez más geometrías y situaciones, lo cierto es que en muchos casos resultan insuficientes, incluso en estructuras bastante más sencillas que la de la sala de esculturas del MACA. Una línea de investigación —ya existente— que se desprende del trabajo es la incorporación —a la normativa— de métodos de obtención de coeficientes de presión —exterior e interior— confiables y más generales que los existentes en la actualidad.

Aunque los *softwares* de análisis estructural han incorporado numerosos avances en los módulos de modelado y cálculo de estructuras de madera, el desarrollo es inferior en comparación con otros materiales —como acero u hormigón armado y pretensado—. Una línea de investigación (e innovación) bastante evidente es el desarrollo de módulos específicos para el diseño de estructuras de madera, en especial con una excelente integración con otros *softwares* de diseño, modelado, fabricación y representación asistido por computadora. Para ello, la mayoría de los *softwares* incluyen interfaces de programación de aplicaciones (API, por su sigla en inglés).

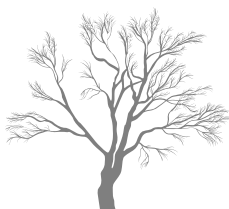
Por último, el Capítulo 3.4 (relativo a las uniones entre las vigas y los pilares de los pórticos) deja una gran puerta abierta: la extensión de la metodología de cálculo desarrollada a conexiones diferentes a las realizadas mediante conectores mecánicos. Aunque es esperable que las uniones realizadas con herrajes y barras encoladas tengan un comportamiento más rígido, sería interesante conocer si este comportamiento es lo suficientemente rígido para que las conexiones siempre puedan considerarse como empotradas, o si es necesario generar un método de cálculo simplificado.

Reflexiones finales

La estructura de la sala de esculturas del MACA es un muy buen ejemplo del potencial que tiene un trabajo coordinado entre los actores que participan en el desarrollo de un proyecto. De no ser por el gran relacionamiento entre arquitectos, ingenieros, fabricantes, constructores, entre otros, no habría sido posible que la obra fuera tan libre de percances. Por brindar un ejemplo adicional a todos los incluidos en los capítulos de esta tesis, es interesante comentar lo que ocurrió cuando se montó la estructura metálica. Si bien la estructura de madera y de acero fueron fabricadas por distintas empresas, y en distintos tiempos; y si bien ambas son extremadamente complejas y con piezas todas distintas; hubo una coordinación tal que no fue necesario hacer siquiera un agujero en ningún elemento de madera.

En esta misma línea, el trabajo en conjunto entre la industria y la academia fue enormemente fructífero. Este es un vínculo que funciona muy bien en muchas partes del mundo, e incluso en varias áreas del conocimiento en Uruguay. Sin embargo, como se presentó en el Punto 1.1.1, no es tan así en el área de ingeniería estructural. Sería muy beneficioso para las dos partes que el intercambio no se limitara a la formación de buenos ingenieros, sino también a la resolución de problemas específicos. Como se expresó en el Punto 4.2.4, de esta forma se beneficia la industria, porque puede obtener respuestas que de otro modo no podría o le resultaría difícil encontrar; y la academia, porque puede nutrirse de problemas aplicados, que luego puede volcar en las actividades de enseñanza e investigación. Al final, esto da lugar a una sinergia de conocimiento, investigación y desarrollo.

Hoy, el MACA es una realidad, y abre sus puertas a cualquier persona. Es esperable que esto contribuya a mejorar el concepto que una gran parte de la sociedad tiene sobre la madera como material estructural. Si una obra tan bonita, compleja y relevante para el país puede hacerse de madera, ¿por qué alguien no querría este material para un edificio, o para su propia casa? Nos enfrentamos a un gran reto: frenar el cambio climático y pasar a un modelo socioeconómico de desarrollo sustentable. Ante tamaño desafío, el uso de la madera puede parecer insignificante. Pero las palabras de Eduardo Galeano nos recuerdan lo contrario: «muchacha gente pequeña, en lugares pequeños, haciendo cosas pequeñas, puede cambiar el mundo».



Referencias bibliográficas

- Argüelles, Ramón; Arriaga, Francisco; Esteban, Miguel; González, Guillermo; y Argüelles, Ramón (2013). *Estructuras de madera: Bases de cálculo*. Madrid, España: Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera (AITIM).
- Baño, Vanesa; Mazzey, Carlos; Moya, Laura; y Dieste, Sebastián (2018). «Diseño de puentes realizados con madera de procedencia local para el paso de vehículos pesados en el sector agrícola y forestal». En *Serie FPTA-INIA*, de Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA). Montevideo, Uruguay: INIA.
- Baño, Vanesa; y Moya, Laura (2015). «Tecnología de la construcción con madera en Uruguay: Estado del arte y perspectivas». Presentado en *II Congreso Brasileiro de Ciência e Tecnologia de Madeira*. Lavras, Minas Gerais, Brasil: Sociedade Brasileira de Ciência e Tecnologia de Madeira.
- Blass (Blaß), Hans Joachim (2017). «Joints with multiple fasteners». En *Timber Engineering: Principles for Design*, de Hans Joachim Blaß y Carmen Sandhaas, 477-489. Karlsruhe, Baden-Wurtemberg, Alemania: KIT Scientific Publishing.
- Carlos Ott Architect (s.f.). *Carlos Ott*. Último acceso: 26 de julio de 2021. <http://www.carlosott.com>.
- CEN (Comité Europeo de Normalización) (2013). *UNE-EN 14080. Estructuras de madera: Madera laminada encolada y madera maciza encolada: Requisitos*. Norma técnica, Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).

- CEN (Comité Europeo de Normalización) (2003). *UNE-EN 1990. Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras*. Norma técnica, Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).
- CEN (Comité Europeo de Normalización) (2019). *UNE-EN 1991-1-1. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios*. Norma técnica, Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).
- CEN (Comité Europeo de Normalización) (2018). *UNE-EN 1991-1-4. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento*. Norma técnica, Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).
- CEN (Comité Europeo de Normalización) (2013). *UNE-EN 1993-1-8. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones*. Norma técnica, Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).
- CEN (Comité Europeo de Normalización) (2006). *UNE-EN 1995-1-1. Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. Norma técnica, Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).
- CEN (Comité Europeo de Normalización) (2011). *UNE-EN 1995-1-2. Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego*. Norma técnica, Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).
- Clannachan, Gordon H.; Lim James B. P.; Bicanic, Nenad; Taylor, Ian; y Scanlon, Tom J. (2009). «Practical Application of CFD for Wind Loading on Tall Buildings». Presentado en *7th International Conference on Tall Buildings*, 767-776. Hong Kong, China.

- Computers & Structures (2017). *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. Berkeley, California, EE. UU.: Computers & Structures, Inc.
- Dangel, Ulrich (2016). *Turning Point in Timber Construction: A New Economy*. Basilea, Suiza: Birkhäuser.
- DB SE (2019). *Documento Básico: Seguridad estructural*. Reporte técnico, Madrid, España: Ministerio de Fomento, Gobierno de España.
- DB SE-M (2009). *Documento Básico: Seguridad estructural: Madera*. Reporte técnico, Madrid, España: Ministerio de Fomento, Gobierno de España.
- Domenech, Leandro; Mazzey, Carlos; y Baño, Vanesa (2019). «Propuesta de modelado de estructuras complejas de madera: Museo de Arte Latinoamericano en Uruguay». Presentado en *4º Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera (CLEM)*. Montevideo, Uruguay: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- Domenech, Leandro; Cetrangolo, Gonzalo; y Baño, Vanesa (2019). «Inspection, characterization and structural analysis of timber roof trusses: A case study in Uruguay». Presentado en *5th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures (SHATiS'19)*, 377-386. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho.
- Egan, John (2014). *Rethinking Construction*. Informe técnico, Londres, Reino Unido: Department of Trade and Industry.
- Fundación Pablo Atchugarry (s.f.). *Fundación Pablo Atchugarry*. Último acceso: 26 de julio de 2021.
<http://www.fundacionpabloatchugarry.org/>.
- Gibb, Alistair G. F. (1999). *Off-site fabrication*. Latheronwheel, Caithness, Escocia: Whittles Publishing Services.
- Hem, John David (1960). «Complexes of ferrous iron with tannic acid». En *Water Supply Paper*, de U.S. Government Publishing Office (GPO), 75-94. Washington, EE. UU.: US GPO.

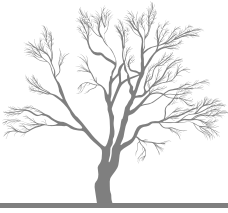
- INE (Instituto Nacional de Estadística) (2022). Índice de Costo de la Construcción. Según tipo de vivienda y algunos componentes del costo, 23 de febrero de 2022. Último acceso: 21 de marzo de 2022. https://www.ine.gub.uy/c/document_library/get_file?uuid=fo7ba99a-4523-417a-ac18-87c36417d1ab&groupId=10181
- ISO (International Organization for Standardization) (2020). *ISO 668. Series 1 freight containers. Classification, dimensions and ratings*. Norma técnica, Ginebra, Suiza: ISO.
- Jeong, Jinwoo, y Chang-Koon Choi (2008). «Comparison of Wind Loads on Buildings using Computational Fluid Dynamics, Design Codes, and Wind Tunnel Tests». Presetado en *The 4th International Conference on Advances in Wind and Structures (AWAS'08)*. Jeju, Corea del Sur, 841-850.
- Johansen, K. W. (1949). «Theory of timber connections». *International Association of Bridge and Structural Engineering* 9: 249-262.
- Kliger, Robert (2016). «Introduction to design and design process». En *Design of timber structures. Volume 1: Structural aspects of timber construction*, de Eric Borgström, 8-25. Estocolmo, Suecia: Swedish Forest Industries Federation.
- Kwon, Young W.; y Bang, Hyochoong (1997). *The Finite Element Method using MATLAB*. Boca Raton, Florida, EE. UU.: CRC Press.
- Leichti, Robert J. (2000). «The Continuum of Connection Rigidity in Timber Structures». *Wood and Fiber Science* v. 32 (1): 11-19.
- Ley N° 15939 (1987). Ley forestal. Fondo forestal. Recursos naturales (28 de diciembre de 1987).
- Marchesoni, Matías; y Evans, Sophia (2011). *La construcción en madera en Uruguay: Una historia en el tintero*. Tesina de grado, Montevideo, Uruguay: Facultad de Arquitectura, Universidad de la República.
- MathWorks (2012). *MATLAB Release Notes*. Natick, Massachusetts, EE. UU.: The MathWorks, Inc.

- McGuire, John (1995). *Notes on semi-rigid connections*. Comunicación corta, Greenbelt, Maryland, EE. UU.: Goddard Space Flight Center, National Aeronautics and Space Administration (NASA).
- Oñate, Eugenio (2009). *Structural Analysis with the Finite Element Method. Vol. 1: Basis and Solids*. Barcelona, España: International Center for Numerical Methods in Engineering.
- ONU (Organización de las Naciones Unidas) (2021). *Review of Maritime Transport*. Informe técnico, Nueva York, EE. UU.: ONU.
- Páez, Pablo M. (2014). *Acción del viento sobre edificios de hormigón armado. Estudio comparativo entre los principales códigos a nivel mundial, la norma uruguaya y otras de alcance regional*. Tesis doctoral, Montevideo, Uruguay: Universidad de la República.
- Racher, Patrick. (2017). «Moment-resisting joints». En *Timber Engineering: Principles for Design*, de Hans Joachim Blaß y Carmen Sandhaas, 491-513. Karlsruhe, Baden-Wurtemberg, Alemania: KIT Scientific Publishing.
- Reddy, J. N. (2005). *An Introduction to the Finite Element Method*. Nueva York, EE. UU.: McGraw-Hill.
- Rothoblaas (2021). *Tornillos y conectores para madera. Carpintería, estructuras y exteriores*. Manual técnico, Cortaccia, Italia: Rothoblaas Srl.
- SAGyP (Secretaría de Agricultura, Ganadería y Pesca) y INTA (Instituto Nacional de Tectología Agropecuaria) (1995). *Manual para Productores de Eucaliptos de la mesopotamia argentina*. Concordia, Argentina: Grupo Forestal, EEA, INTA.
- Sayed Fouad, Nourhan; Hussien Mahmoud, Gamal; y Eid Nasr, Nasr (2018). «Comparative study of international codes wind loads and CFD results for low rise buildings». *Alexandria Engineering Journal* 57 (4): 3623-3639.
- Simonin (2018). *Resix: The aesthetic and performing connection system*. Último acceso: 24 de enero de 2022.

<https://www.simonin.com/en/structures-glulam/resix-connection-system/>.

- Timoshenko, Stephen (1957). *Resistencia de materiales. Primera parte: Teoría elemental y problemas*. Madrid, España: Espasa-Calpe.
- Thustochowicz, Gabriela; Serrano, Erik; y Steiger, René (2011). «State-of-the-art review on timber connections with glued-in steel rods.» *Materials and Structures* 44 (5): 997-1020.
- UNIT (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas) (2018). *UNIT 1261:2018. Madera aserrada de uso estructural. Clasificación visual. Madera de pino taeda y pino elliotti (Pinus taeda y Pinus elliottii)*. Norma técnica, Montevideo, Uruguay: UNIT.
- UNIT (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas) (2018). *UNIT 1262:2018. Madera aserrada de uso estructural. Clasificación visual. Madera de eucalipto (Eucalyptus grandis)*. Norma técnica, Montevideo, Uruguay: UNIT.
- UNIT (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas) (2018). *UNIT 1263:2018. Madera aserrada de uso estructural. Método para la determinación de las dimensiones y tolerancias*. Norma técnica, Montevideo, Uruguay: UNIT.
- UNIT (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas) (2019). *UNIT 1264:2019. Estructuras de madera. Madera laminada encolada. Requisitos de fabricación*. Norma técnica, Montevideo, Uruguay: UNIT.
- UNIT (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas) (2019). *UNIT 1265:2019. Estructuras de madera. Madera laminada encolada. Requisitos*. Norma técnica, Montevideo, Uruguay: UNIT.
- UNIT (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas) (1994). *UNIT 50:1984. Acción del viento sobre construcciones*. Norma técnica, Montevideo, Uruguay: UNIT.
- Urufor (2015). *Actividades de Cofusa*. Último acceso: 9 de febrero de 2022. <http://www.urufor.com.uy/cofusa.php>.

- Uruguay Natural (2019). *Así será el primer Museo de Arte Latinoamericano de Uruguay*, 28 de enero de 2019. Último acceso: 22 de marzo de 2022.
<https://marcapaisuruguay.gub.uy/asi-sera-el-primer-museo-de-arte-latinoamericano-de-uruguay/>.
- Uruguay SmartServices (2016). *Informe de servicios de arquitectura e ingeniería en Uruguay*. Montevideo: Uruguay XXI.
- Williams, Sam R. (2010). «Finishing of Wood». En *Wood Handbook: Wood as an Engineering Material*, de Forest Products Laboratory, 16.1-16.39. Madison, Wisconsin, EE. UU.: Forest Products Laboratory.
- Xu, Bo-Han; Bouchaïr, Abdelhamid; y Racher, Patrick (2012). «Analytical study and finite element modelling of timber connections with glued-in rods in bending». *Construction and Building Materials* 34: 337-345.



Apéndice **A**

Fotografías de la estructura

Este apéndice presenta una recopilación de fotografías de la estructura de madera laminada encolada (MLE). La parte A.1 muestra algunas fotografías tomadas durante el transcurso de la obra, mientras que la parte A.2 muestra algunas fotografías tomadas luego de terminada la obra.

A.1. Fotografías durante la obra

Las fotografías durante la obra fueron tomadas entre setiembre de 2020 y abril de 2021 y están ordenadas cronológicamente.



Figura A.1. Acopio de elementos de MLE y herrajes del primer contenedor



Figura A.2. Montaje de una correa de MLE entre los primeros pórticos colocados



Figura A.3. Detalle de herraje y anclaje de uno de los pilares; se observa un herraje en forma de «T» para recibir el pilar no estructural



Figura A.4. Izaje de una correa de MLE mediante una grúa pluma



Figura A.5. Acopio de correas de MLE; se observa como todas tienen cortes distintos en las testas y en el canto superior



Figura A.6. Acopio de herrajes de correas y correas-riostra; se observa como todos son distintos y tienen un quiebre en la chapa en contacto con las vigas



Figura A.7. Carlos Mazzey y Leandro Domenech en la losa de techo de la sala de pinturas; al fondo, la estructura de la sala de esculturas



Figura A.8. Vista de la cubierta de la sala de esculturas desde la losa de techo de la sala de pinturas



Figura A.9. Inclínación de los pilares de los pórticos; se observa que tienen colocados los complementos pero no los pilares «falsos»



Figura A.10. Vista de la estructura desde el desde el parque de esculturas de la Fundación Pablo Atchugarry; se observa el cartel de obra



Figura A.11. Vista interior de la estructura en el comienzo de la colocación del techo



Figura A.12. Detalle de herraje Resix® en la unión rígida de uno de los pórticos; se observa el pilar «falso» y el complemento



Figura A.13. Detalle de herraje Resix® en una de las uniones de transporte, y de una tornapunta de arriostramiento lateral torsional



Figura A.14. Curvatura de la cubierta y de los pórticos vista desde el parque de esculturas de la Fundación Pablo Atchugarry



Figura A.15. Vista interior de la estructura luego de colocada la estructura metálica de fachada complementaria

A.2. Fotografías de la obra terminada



Figura A.16. Leandro Domenech con el cartel de inauguración del museo



Figura A.17. Vista exterior de la estructura desde el edificio de acceso al museo



Figura A.18. Vista interior general de la estructura hacia los últimos pórticos



Figura A.19. Vano arriostrado mediante tensores metálicos y riostras de acero a nivel de fachada

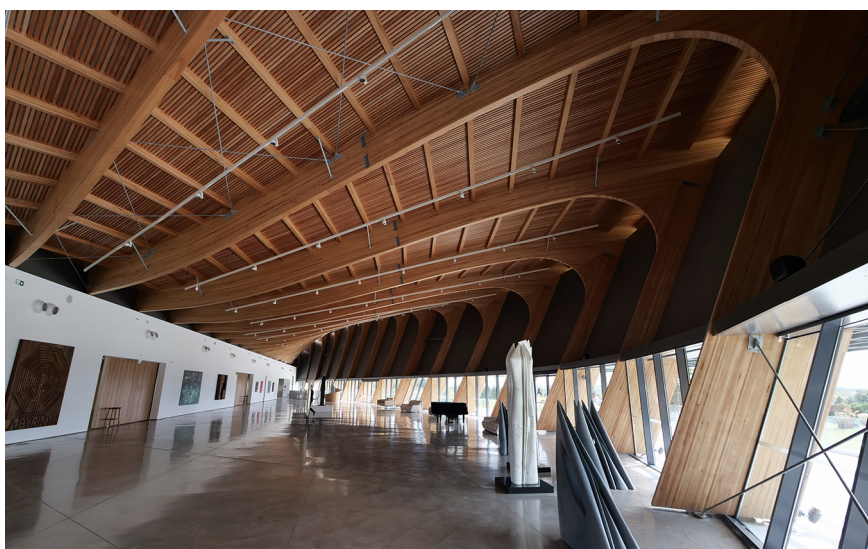


Figura A.20. Vista interior general de la estructura hacia los primeros pórticos; se observan varias esculturas de Pablo Atchugarry



Figura A.21. Curvatura de los pórticos y entrada de luz desde las ventanas superiores, colocadas fundamentalmente por razones estéticas

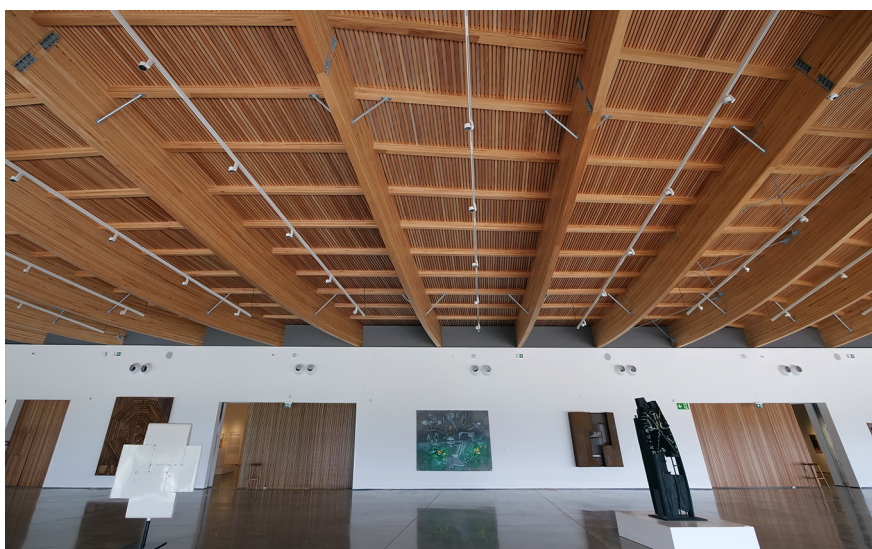


Figura A.22. Vista interior general de la estructura hacia la sala de pinturas; se observa el apoyo de las vigas en la viga de hormigón



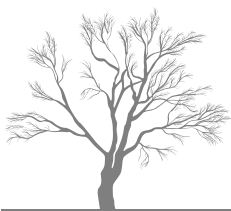
Figura A.23. Vista interior hacia las fachadas; la elección de una fachada cubierta responde a criterios estéticos, lumínicos y térmicos



Figura A.24. Curvatura de los primeros pórticos; al fondo se observa el acceso a la cafetería



Figura A.25. Vista exterior de la estructura desde el parque de esculturas de la Fundación Pablo Atchugarry



Apéndice **B**

Rigidez en pórticos

Este apéndice presenta, con detalle, el método analítico desarrollado para evaluar la rigidez relativa de las uniones de pórticos de madera. El apéndice debe leerse en conjunto con el Punto 3.4.1 del cuerpo de la tesis, que enumera las hipótesis y resume los resultados obtenidos.

B.1. Rigidez de una unión

Las Ecuaciones (3.14) y (3.15) pueden demostrarse considerando, primero, que la carga excéntrica representada en la Figura 3.15 (a) puede modelarse mediante un sistema (centrado) de cargas equivalentes, tal cual se muestra en la Figura 3.15 (b). Luego, dado que el centro de gravedad coincide con el centro de corte (o cortante), el «movimiento» que la unión experimenta (como consecuencia de la carga excéntrica aplicada) puede representarse a partir de un desplazamiento (δ) en la dirección de la carga y un giro (θ) en torno al baricentro (o centro de corte, CG).

Planteando equilibrio entre fuerzas externas e internas en la dirección de la carga, se llega a la primera igualdad de la Ecuación (B.1). Luego, la segunda igualdad se obtiene al sustituir las ecuaciones constitutivas de cada una de las fijaciones; mientras que la última igualdad, al aplicar la ecuación general que vincula la fuerza total ($\vec{P}$) con el desplazamiento global ($\vec{\delta}$). Igualando los últimos dos términos, se llega a la Ecuación (3.14).

$$\vec{P} = \sum_{i=1}^N \vec{F}_i^P = \sum_{i=1}^N K_{ser,i} \vec{\delta} = k_F \vec{\delta} \quad (B.1)$$

La demostración de la Ecuación (3.15) es similar, aunque ligeramente más trabajosa. Dado que el del momento (M) provoca un giro (θ) en torno al baricentro, la fuerza debida al momento que soporta cada fijación puede expresarse según la Ecuación (B.2). Con esta observación, el desarrollo es análogo al anterior y se muestra en la Ecuación (B.3). La primera igualdad se obtiene de igualar fuerzas externas e internas; la segunda, de sustituir la Ecuación (B.2) —ecuación constitutiva—; y la tercera, de aplicar la ecuación general que vincula el momento (M) con el giro global (θ). Igualando los últimos dos términos, se llega (finalmente) a la Ecuación (3.15).

$$F_i^M = K_{ser,i} \theta d_i \quad (B.2)$$

$$M = \sum_{i=1}^N F_i^M d_i = \sum_{i=1}^N K_{ser,i} \theta d_i^2 = k_M \theta \quad (B.3)$$

En el caso particular de que todos los conectores tengan el mismo K_{ser} —que por lo general ocurre cuando los diámetros son iguales—, la Ecuación (3.14) se simplifica a la Ecuación (B.4), mientras que la Ecuación (3.15) depende de la geometría (o configuración) de conectores. La Tabla B.1 presenta los coeficientes del resorte de torsión (k_M) para distintas geometrías.

$$k_F = N K_{ser} \quad (B.4)$$

Tabla B.1. Coeficientes del resorte a torsión para distintas geometrías (o configuraciones) de conectores

Geometría	k_M	
Corona de N conectores de radio R (único caso tenido en cuenta en la bibliografía)	$N R^2 K_{ser}$	(B.4)
Rectángulo (tipo corona) de $m \times n$ conectores (por lado) y de lados $a \times b$	$\frac{1}{6} \left(\left(\frac{2}{m-1} + m + 3n - 4 \right) a^2 + \left(\frac{2}{n-1} + n + 3m - 4 \right) b^2 \right) K_{ser}$	(B.5)
Grilla de $m \times n$ conectores (por lado) y de lados $a \times b$	$\frac{1}{12} mn \left(\frac{(m+1) a^2}{m-1} + \frac{(n+1) b^2}{n-1} \right) K_{ser}$	(B.6)

B.2. Rigidez relativa a momento en un pórtico

Para demostrar el método de evaluación de la rigidez relativa a momento en un pórtico —presentado en el Punto 3.4.1—, conviene comenzar el desarrollo en una viga, para luego pasar a un pórtico.

B.2.1. Desarrollo en una viga

Sea una viga simplemente apoyada de largo L y rigidez a flexión constante EI , según se muestra en la Figura B.1. El apoyo izquierdo está vinculado a tierra mediante un apoyo deslizante y un resorte a torsión de constante $\hat{k}$; mientras que el apoyo derecho, mediante un apoyo fijo y un resorte a torsión de constante $\hat{k}'$. Sobre la viga actúa una carga genérica q .

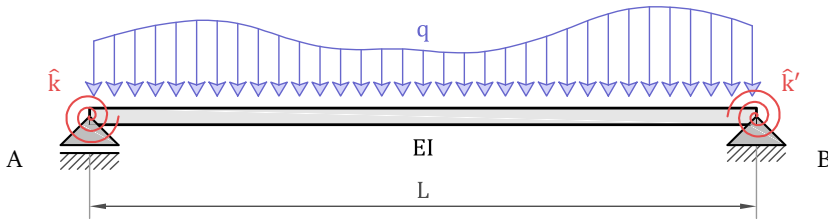


Figura B.1. Esquema estructural de una viga genérica

Para la resolución de la estructura se considera que el apoyo izquierdo gira un ángulo horario θ_A y, como consecuencia, se genera un momento $\hat{M}$. De manera análoga, se asume que el apoyo derecho gira un ángulo antihorario θ_B y, como consecuencia, se genera un momento $\hat{M}'$. Las dos expresiones de la Ecuación (B.7) vinculan los momentos con los giros en los apoyos.

$$\begin{cases} \hat{M} = \hat{k} \theta_A \\ \hat{M}' = \hat{k}' \theta_B \end{cases} \quad (B.7)$$

La Figura B.2 muestra un esquema estructural de la viga con las tres cargas aplicadas (q , $\hat{M}$, $\hat{M}'$) y los giros resultantes (θ_A y θ_B).

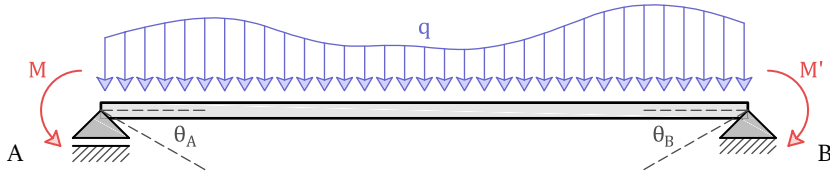


Figura B.2. Esquema estructural de la viga con las cargas aplicadas y los giros resultantes

Teniendo en cuenta las tres cargas que actúan sobre la viga, los giros pueden descomponerse de acuerdo con la Ecuación (B.8).

$$\begin{cases} \theta_A = \theta_A^q - \theta_A^{\hat{M}} - \theta_A^{\hat{M}'} \\ \theta_B = \theta_B^q - \theta_B^{\hat{M}} - \theta_B^{\hat{M}'} \end{cases} \quad (B.8)$$

Luego, los cuatro giros $\theta_A^{\hat{M}}$, $\theta_A^{\hat{M}'}$, $\theta_B^{\hat{M}}$ y $\theta_B^{\hat{M}'}$ pueden expresarse en función de los dos momentos en los apoyos ($\hat{M}$ y $\hat{M}'$), del largo (L) y de la rigidez (EI) de la viga, tal cual se muestra en la Ecuación (B.9).

$$\begin{cases} \theta_A = \theta_A^q - \frac{\hat{M} L}{3 EI} - \frac{\hat{M}' L}{6 EI} \\ \theta_B = \theta_B^q - \frac{\hat{M} L}{6 EI} - \frac{\hat{M}' L}{3 EI} \end{cases} \quad (B.9)$$

Las Ecuaciones (B.7) y (B.9) conforman un sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas ($\hat{M}$, $\hat{M}'$, θ_A , θ_B). Resolviéndolo, el momento en el apoyo izquierdo ($\hat{M}$) queda dado por la Ecuación (B.10).

$$\hat{M} = \frac{2 \hat{k} EI (6 EI \theta_A^q + \hat{k}' L (2 \theta_A^q - \theta_B^q))}{12 (EI)^2 + 4 (\hat{k} + \hat{k}') EI L + \hat{k} \hat{k}' L^2} \quad (B.10)$$

Considérese ahora la misma viga, pero con el apoyo izquierdo empotrado. El momento que se genera en el empotramiento ($\hat{M}_{emp}$) puede calcularse de manera sencilla planteando el límite cuando $\hat{k} \rightarrow +\infty$, según se presenta en la Ecuación (B.11). Seguidamente, la relación entre $\hat{M}$ y $\hat{M}_{emp}$ queda dada por la Ecuación (B.12). Esta expresión no depende de θ_A^q y θ_B^q , por lo que es independiente de la carga externa aplicada (q).

$$\hat{M}_{emp} = \lim_{k \rightarrow +\infty} \hat{M} = \frac{2 EI (6 EI \theta_A^q + \hat{k}' L (2 \theta_A^q - \theta_B^q))}{L (4 EI + \hat{k}' L)} \quad (B.11)$$

$$\frac{\hat{M}}{\hat{M}_{emp}} = \frac{\hat{k} L (4 EI + \hat{k}' L)}{12 (EI)^2 + 4 (\hat{k} + \hat{k}') EI L + \hat{k} \hat{k}' L^2} \quad (B.12)$$

B.2.2. Desarrollo en un pórtico

En este punto se extiende el desarrollo realizado para una viga a un pórtico genérico, como el mostrado en la Figura 3.16¹⁸. El desarrollo comienza por aislar el pilar de la estructura del pórtico. En la unión entre la viga y el pilar se produce un momento M . Este momento puede interpretarse, a los efectos del pilar, como una carga externa ejercida por la viga.

El giro que este momento provoca —en el punto de aplicación— (θ_p^M) puede despejarse de las Ecuaciones (B.7) y (B.9), considerando $q_p = M$. De esta manera se llega a la primera igualdad de la Ecuación (B.13). Luego, con el objetivo de simplificar la expresión obtenida —y, fundamentalmente, los cálculos siguientes—, se definen los coeficientes adimensionales α_p , β_p y γ_p , según las Ecuaciones (3.19), (3.20) y (3.18), respectivamente. Sustituyendo, se llega a la segunda igualdad de la Ecuación (B.13).

$$\theta_p^M = \frac{L_p (4 EI_p + k_p L_p)}{4 EI_p (3 EI_p + k_p L_p)} M = \frac{M}{\gamma_p k} \quad (B.13)$$

El coeficiente α_p corresponde a la relación entre la rigidez a flexión del pilar y la rigidez del resorte (de la unión) k ; mientras que el coeficiente β_p , a la relación entre las constantes de los resortes torsionales de los apoyos. Por último, γ_p puede interpretarse como la relación entre la rigidez a momento en la unión de toda la viga y la rigidez en la unión del resorte k solamente. Esto puede concluirse al observar la simplificación que se logra al expresar θ_p^M en función de M , γ_p y k —ver Ecuación (B.13)—.

¹⁸ La nomenclatura usada en este capítulo se corresponde con la definida en el Punto 3.4.1 del cuerpo de la tesis.

Este mismo momento genera un giro del resorte (de la unión) k (θ_k^M) que queda dado por la Ecuación (B.14). Por lo tanto, el giro que provoca en la viga —en el punto de aplicación— (θ_v^M) es igual al de la Ecuación (B.15). Nótese que, en el límite, cuando $k \rightarrow +\infty$, entonces $\theta_v^M \rightarrow \theta_p^M$.

$$\theta_k^M = \frac{M}{k} \quad (B.14)$$

$$\theta_v^M = \theta_p^M + \theta_k^M = \frac{M}{\gamma_p k} + \frac{M}{k} = \frac{(1 + \gamma_p) M}{\gamma_p k} \quad (B.15)$$

La relación entre el momento que se produce en la unión (M_{real}) y el que se generaría en la misma unión, pero sustituyendo esta por una totalmente rígida (M_{emp}), puede ahora hallarse considerando el esquema de la viga del Punto B.2.1 con dos resortes $\hat{k}$ distintos ($\hat{k}_{real}$ y $\hat{k}_{emp}$) definidos en las Ecuaciones (B.16) y (B.17), respectivamente. Estas constantes de resortes torsionales se obtienen, directamente, de las Ecuaciones (B.15) y (B.13).

$$\hat{k} = \hat{k}_{real} = \frac{\gamma_p k}{1 + \gamma_p} \quad (B.16)$$

$$\hat{k} = \hat{k}_{emp} = \gamma_p k \quad (B.17)$$

Definidos estos resortes, la relación entre M_{real} y M_{emp} puede calcularse utilizando la Ecuación (B.12), tal cual se muestra en la Ecuación (B.18). Luego, remplazando, se llega a la Ecuación (B.19).

$$\frac{M_{real}}{M_{emp}} = \frac{\frac{M_{real}}{\hat{M}_{emp}}}{\frac{M_{emp}}{\hat{M}_{emp}}} = \frac{\left. \frac{\hat{M}}{\hat{M}_{emp}} \right|_{\hat{k}=\hat{k}_{real}}}{\left. \frac{\hat{M}}{\hat{M}_{emp}} \right|_{\hat{k}=\hat{k}_{emp}}} \quad (B.18)$$

$$\frac{M_{real}}{M_{emp}} = \frac{\frac{\hat{k}_{real} L_v (4 EI_v + k_v L_v)}{12 (EI_v)^2 + 4 (\hat{k}_{real} + k_v) EI_v L_v + \hat{k}_{real} k_v L_v^2}}{\frac{\hat{k} \hat{k}_{emp} (4 EI_v + k_v L_v)}{12 (EI_v)^2 + 4 (\hat{k}_{emp} + k_v) EI_v L_v + \hat{k}_{emp} k_v L_v^2}} \quad (B.19)$$

Sustituyendo las dos constantes $\hat{k}_{real}$ y $\hat{k}_{emp}$ definidas en las Ecuaciones (B.16) y (B.17) en la Ecuación (B.19), y luego simplificando y reordenando los términos, se obtiene la Ecuación (B.20).

$$\frac{M_{real}}{M_{emp}} = \frac{4 EI_v (3 EI_v + k_v L_v) + k (4 EI_v + k_v L_v) L_v \gamma_p}{12 (EI_v)^2 (1 + \gamma_p) + 4 (k + k_v (1 + \gamma_p)) EI_v L_v + k k_v L_v^2 \gamma_p} \quad (B.20)$$

Por último, para simplificar la Ecuación (B.20), se definen —al igual que para el pilar— los coeficientes adimensionales α_v , β_v y γ_v de la viga, según las Ecuaciones (3.19), (3.20) y (3.18). Reemplazando estos coeficientes en la Ecuación (B.20) y simplificando la expresión, se llega a la Ecuación (3.17).

Una particularidad de la Ecuación (3.17) interesante de destacar es que es simétrica respecto al plano $\gamma_p = \gamma_v$ —en un espacio euclídeo tridimensional definido por los ejes γ_p , γ_v y M_{real}/M_{emp} —. Esto es fácil de probar observado que γ_p puede sustituirse por γ_v y viceversa, y la expresión se mantiene igual. Esta observación es completamente razonable desde un punto de vista físico ya que en la deducción es irrelevante si se empieza por el pilar o por la viga, o si se intercambian los nombres de los elementos.

B.2.3. Clasificación de una unión aporticada

Sea nuevamente la viga simplemente apoyada de la Figura B.1. De manera de analizar los límites entre tipos de uniones que establece la norma UNE-EN 1993-1-8 (2013), considérese que los dos resortes son iguales; esto es, $\hat{k}' = \hat{k}$. Sustituyendo en la Ecuación (B.12), se llega a la Ecuación (B.21). Luego, definiendo el coeficiente $\hat{a}$ (sin subíndice) en concordancia con las expresiones de la Ecuación (3.19), se obtiene la Ecuación (B.22).

$$\frac{\hat{M}}{\hat{M}_{emp}} = \frac{\hat{k} L (4 EI + \hat{k} L)}{(2 EI + \hat{k} L) (6 EI + \hat{k} L)} \quad (B.21)$$

$$\frac{\hat{M}}{\hat{M}_{emp}} = \frac{1 + 4 \hat{a}}{(1 + 2 \hat{a}) (1 + 6 \hat{a})} \quad (B.22)$$

La norma europea de uniones en estructuras de acero (CEN, UNE-EN 1993-1-8 2013) establece que una conexión puede considerarse articulada cuando $\hat{\alpha} \geq 2$, y (simplificadamente) rígida, cuando $\hat{\alpha} \leq 1/25$. Remplazando estos valores en la Ecuación (B.22), se llega a que una unión puede asumirse:

- articulada, cuando $\hat{M}/\hat{M}_{emp} \leq 9/65 \cong 13.8 \%$;
- rígida (o empotrada), cuando $\hat{M}/\hat{M}_{emp} \leq 725/837 \cong 86.6 \%$;
- y semirrígida, en el resto de los casos.

Analizando estos límites, la primera observación es que son razonables —si bien ligeramente flexibles—. *A priori*, un entorno de límites razonables sería alrededor de 5 y 10 % para definir una unión como articulada, y alrededor de 90 y 95 % para definir una unión como rígida. Con estos límites, el error en la distribución de momentos se limitaría a 5 y 10 %, lo cual es consistente con otras simplificaciones que se suelen hacer en el cálculo estructural.

La segunda observación es que los límites son poco prácticos, en el sentido que son valores difíciles de recordar y aplicar. Teniendo en cuenta los dos comentarios, se propone que una unión pueda considerarse:

- articulada, cuando $\hat{M}/\hat{M}_{emp} \leq 1/10 = 10 \%$;
- rígida (o empotrada), cuando $\hat{M}/\hat{M}_{emp} \geq 9/10 = 90 \%$;

y semirrígida, en el resto de los casos.