

# Cimentación de los aerogeneradores del Parque Eólico Mesa La Paz (Méjico)

*Wind Turbine Foundations at Mesa La Paz Wind Farm (Mexico)*

Javier Carrascal Pérez <sup>a</sup>, Mariano Martín Cañueto <sup>b</sup>, Luis Carrillo Alonso <sup>c</sup>

<sup>a</sup>Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Proyectos. Departamento de Estructuras de Obra Civil y Puentes. Acciona Ingeniería.

[franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com](mailto:franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com)

<sup>b</sup>Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Gerente de Estructuras. Acciona Ingeniería.

[mariano.martin.canueto@acciona.com](mailto:mariano.martin.canueto@acciona.com)

<sup>c</sup>Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Departamento de Estructuras de Obra Civil y Puentes. Acciona Ingeniería.

[luis.carrillo.alonso@acciona.com](mailto:luis.carrillo.alonso@acciona.com)

## RESUMEN

El Parque Eólico Mesa La Paz, situado en el centro de Estado de Tamaulipas (Méjico), consta de 85 aerogeneradores “on-shore”, con turbinas de 3.6MW de potencia y torres metálicas con altura de buje 120m, cuyas cimentaciones son diseño de Acciona Ingeniería. La solución finalmente elegida fue la clásica cimentación por gravedad, con forma troncocónica y 21.8m de diámetro exterior. En el presente artículo, se realiza un viaje por las distintas etapas del diseño, basado fundamentalmente en los estándares del grupo noruego DNV GL, y se pone en valor la experiencia de Mesa La Paz, como proyecto de referencia, dentro de Acciona Ingeniería, en la automatización de procesos.

## ABSTRACT

The Mesa La Paz Wind Farm, which is located in the center of Tamaulipas state (Mexico), consists of 85 wind turbine generators. The turbines have a rated power of 3.6MW and are installed on 120m hub height steel towers. The turbine foundations, under the scope of Acciona Ingeniería, were eventually designed as gravity based, with truncated cone shape and 21.8m in external diameter. This article goes through the different stages of foundation design, mainly based on DNV GL standards, and highlights the Mesa La Paz experience, as a reference within Acciona Ingeniería in terms of process automation.

**PALABRAS CLAVE:** aerogenerador, on-shore, cimentación por gravedad, fatiga, automatización.

**KEYWORDS:** wind turbine generator, on-shore, gravity based foundation, fatigue, automation.

## 1. Introducción

En noviembre de 2017, el grupo AES, una de las mayores compañías energéticas globales, adjudicó a Acciona Industrial el EPC para el diseño, construcción y puesta en marcha de una Planta de Generación de Energía Eólica cerca del municipio de Llera de Canales, al sureste de Ciudad Victoria, capital del Estado de Tamaulipas (Méjico).

El citado Parque Eólico Mesa La Paz (Figura 1) se encuentra situado en un altiplano de la región conocida como “Tres Mesas” (Mesa La China, Mesa La Sandía y Mesa La Paz). Consta de un total de 85 aerogeneradores, con turbinas de 3.6MW de potencia nominal, instaladas en torres metálicas con altura de buje 120m, y suministrados por la multinacional danesa Vestas (Figura 5).



Acciona Ingeniería, como principal referente técnico en el campo de la obra civil dentro del grupo Acciona, recibió el encargo de promover una investigación geotécnica complementaria a los reconocimientos existentes, diseñar los 41 km de viales sin pavimentar del parque y llevar a cabo el dimensionamiento de las cimentaciones de los aerogeneradores, así como el proyecto de las plataformas para montaje de los mismos.

La campaña geotécnica complementaria confirmó que, a la profundidad de desplante de las cimentaciones, afloraba un basalto con mayor o menor grado de alteración, pero que, en cualquier caso, garantizaba la viabilidad de cimentar superficialmente.

## 2. Descripción de la cimentación tipo

La cimentación de los 85 aerogeneradores “on-shore” se resolvió con la clásica solución por gravedad (Figura 2).

Si bien, en primera instancia, se valoró la posibilidad de ir a soluciones con jabalcones o acostilladas, que minimizan el volumen de hormigón necesario para asegurar la estabilidad

del conjunto, la búsqueda de la facilidad constructiva fue, finalmente, el criterio más valorado por Acciona Industrial a la hora de decantarse por esta tipología.

Se planteó, en consecuencia, una cimentación maciza de forma cuasi troncocónica.

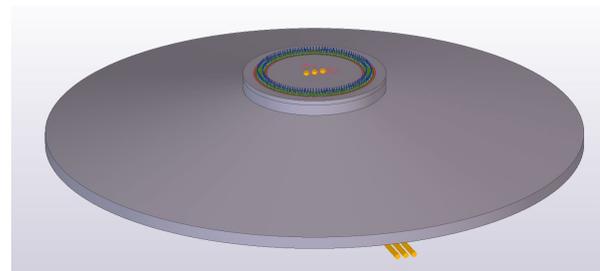


Figura 2. Geometría de la cimentación tipo.

Por otra parte, como se aprecia en la sección bajo estas líneas (Figura 3), existe, en la cara inferior, un rebaje con forma de tronco de cono invertido de 25cm de altura y diámetro superior 6.3m.

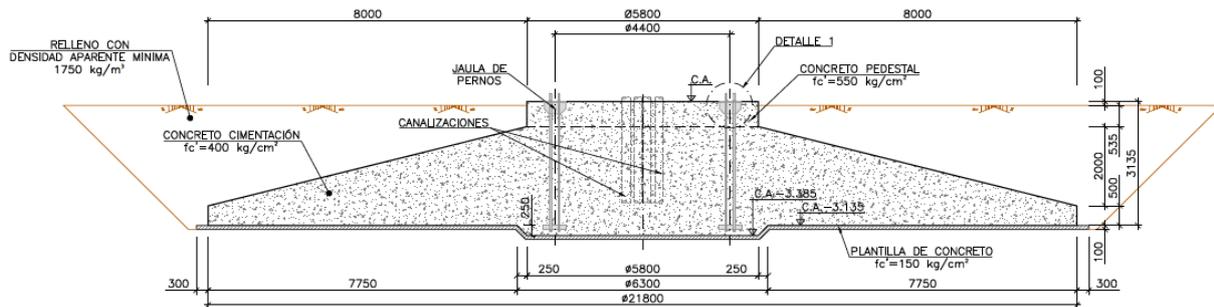


Figura 3. Sección por el eje de la cimentación.

La conexión de la torre metálica de acero y la cimentación se realiza mediante jaula de pernos embebida en el hormigón (Figura 4). En total, la jaula consta de 240 pernos de anclaje, dispuestos en dos coronas de 120 pernos cada una y rematados en sendas bridas en sus extremos. Sobre la brida superior, se acopla el primer tramo de la torre metálica, con diámetro 4.4m.

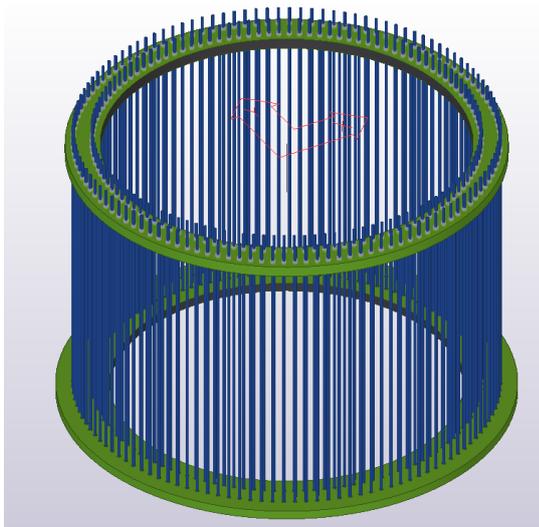


Figura 4. Jaula de pernos.

Todo el diseño de la jaula, es decir, dimensiones y espesores de bridas, así como longitud, diámetro y pretensado de los pernos, era dato del suministrador y, por tanto, no susceptible de modificación.

La dimensión de la jaula, de hecho, condicionó la altura de la cimentación, pues siempre es recomendable que la armadura inferior de la misma atraviese la jaula por encima del nivel de la brida inferior, para evitar la

disposición de importantes cuantías de armadura vertical de suspensión.

Por último, en relación con los materiales, se planteó hormigón de 40N/mm<sup>2</sup> de resistencia a compresión simple para toda la cimentación, con excepción del cilindro superior o pedestal, donde, como consecuencia de la mayor demanda de resistencia bajo el apoyo de la torre, fue necesario proyectar hormigón de 55N/mm<sup>2</sup>, cuya puesta en obra supuso un reto para la práctica local.

El acero de armar utilizado fue el estándar en Méjico, con un límite elástico mínimo de 412N/mm<sup>2</sup>.

### 3. Procedimiento y claves del dimensionado de la cimentación

El dimensionamiento y cálculo de la cimentación se llevó a cabo en Acciona Ingeniería y contó con la supervisión, y posterior beneplácito, de la ingeniería norteamericana Barr, como ingeniería independiente contratada por el promotor AES, y del grupo noruego DNV GL, referencia internacional en la certificación y estandarización de aerogeneradores, que, a su vez, intervino en calidad de ingeniería contratada por el banco encargado de la financiación del parque.

### 3.1 Fundamentos del diseño

#### 3.1.1. Formato de seguridad adoptado

El planteamiento seguido en el diseño, en cuanto a formatos de seguridad, se basó en lo establecido en el estándar DNVGL-ST-0126 [1], publicación de referencia en el cálculo y certificación de aerogeneradores.

De acuerdo con la citada publicación, las acciones se deben mayorar siguiendo las directrices del estándar DNVGL-ST-0437 [2] y, por otro lado, las resistencias se pueden evaluar según la norma EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2) [3], salvo en las comprobaciones de fatiga, donde es preceptivo el Código Modelo 2010 [4].

Este criterio, que, en cierto modo, se contradice con la práctica habitual en Méjico, donde la norma de referencia para el cálculo de resistencias en estructuras de hormigón es el código americano ACI 318 [5], fue respaldado por la ingeniería del cliente, quién, sin embargo, solicitó la verificación adicional de algunos Estados Límite críticos por el mencionado código de edificación estadounidense.

Con respecto a la durabilidad, se consideró una clase de exposición XC3, según la tabla 4.1 de EN 1992-1-1 [3], y un recubrimiento nominal de 50mm. Esta clase de exposición es equivalente a la categoría C1 de la tabla 19.3.1.1 del código ACI-318 [5], para la que el epígrafe 20.6.1.3.1 del citado código propone también un recubrimiento de 50mm.

#### 3.1.2. Acciones consideradas

Además de a las lógicas cargas permanentes (peso propio y relleno de tierras sobre la cimentación), la cimentación debe hacer frente a las cargas transmitidas por el aerogenerador.

Como es prescriptivo, Vestas aportó las reacciones en la base del aerogenerador, como resultado de solicitar al mismo con los diferentes casos de carga establecidos en la tabla 4-3 del estándar DNVGL-ST-0437 [2]. En concreto, se recibió de Vestas la siguiente información:

- Cargas características extremas para situación normal de funcionamiento.
- Cargas características extremas para situación anormal de funcionamiento.
- Cargas características frecuentes (con probabilidad de excedencia del 0.01%).
- Cargas características cuasipermanentes (con probabilidad de excedencia del 1%).
- Matrices de Markov, para las distintas comprobaciones de fatiga.

Todas las cargas anteriores estaban asociadas a una vida útil de 30 años, que es el tiempo de explotación previsto para el parque, y se encontraban ya incrementadas por los efectos de “tilting”, o desplome accidental de la cimentación contemplado en el epígrafe 3.10.2.2 de DNVGL-ST-0126 [1], y los efectos de segundo orden.

En cuanto a los coeficientes de mayoración (Tabla 1), de acuerdo con el criterio explicado en el punto 3.1.1, se adoptaron, para el Estado Límite Último, los que establece la tabla 4-2 de la norma DNVGL-ST-0437 [2].

Tabla 1. Coeficientes de mayoración de acciones

Cargas de operación		Cargas permanentes	
Normal	Anormal	Favorable	Desfavorable
1.35	1.10	0.90	1.10

Para las comprobaciones de Fatiga y Estados Límite de Servicio, sin embargo, se usó el coeficiente de mayoración unidad para todas las acciones, como prescribe el estándar.

Cabe destacar, por último, que no fue necesario considerar la acción sísmica en el cálculo. Por su propia naturaleza, los aerogeneradores son estructuras poco sensibles a la excitación sísmica, pues tienen la mayor parte de su masa concentrada en la cimentación y, por tanto, poseen frecuencias propias muy alejadas de los rangos de aceleraciones máximas que se establecen en los distintos espectros sísmicos de diseño. Por otra parte, Tamaulipas, y en general toda la costa del Golfo de Méjico, se puede catalogar como una zona de intensidad

sísmica baja, con aceleraciones máximas en roca inferiores a  $0.5 \text{ m/s}^2$ .



Figura 5. Aerogenerador Vestas V136-3.6 MW ya instalado en sitio (cortesía de Acciona Industrial).

### 3.2 Fases del dimensionamiento

El dimensionamiento de la cimentación de un aerogenerador “on-shore” conlleva una secuencia de actividades como la que se enumera a continuación:

- Fase 1: Verificación de la estabilidad de la cimentación, es decir, comprobación de que la cimentación no es susceptible de despegar bajo cargas cuasipermanentes de operación ni, por otra parte, susceptible de volcar, deslizarse o hundirse bajo cargas extremas.

- Fase 2: Obtención de la rigidez dinámica rotacional de la cimentación y comprobación de que el valor obtenido es mayor que el mínimo admitido por el suministrador.

- Fase 3: Cálculo estructural de la cimentación.

Normalmente, si se tiene una cierta precaución en cuanto a las proporciones, en la primera fase queda establecida la geometría de la cimentación. En cierto modo, es una fase de predimensionamiento, quedando para las fases posteriores la comprobación de la idoneidad del mismo y, en último extremo, el detallado de armaduras.

#### 3.2.1. Verificación de la estabilidad

En esta primera fase del diseño, se deben realizar, al menos, las comprobaciones siguientes:

- Verificación, de acuerdo con el epígrafe 7.5.5.3 de DNVGL-ST-0126 [1], de que ningún punto de la base de la cimentación se levanta cuando, sobre el aerogenerador, actúan las cargas cuasipermanentes, conocidas también, por este motivo, como “no-gapping loads”.

- Comprobación a vuelco de la cimentación. Para ello, en el apartado 7.5.5.4 de DNVGL-ST-0126 [1], se exige que, bajo la pésima combinación característica extrema, no exista despegue de la cimentación más allá del centro de gravedad de la misma.

- Comprobación a deslizamiento, siguiendo la formulación del apéndice G de DNVGL-ST-0126 [1], que amplifica el cortante solicitante por efecto de la torsión y concentra la resistencia en un área cobaricéntrica equivalente.

- Verificación de la capacidad portante del terreno, también en base a la formulación del mencionado apéndice G. Se garantiza que la presión de cálculo actuante, asociada a la citada área cobaricéntrica equivalente, es inferior al valor admisible que se desprende del análisis geotécnico.

Como suele ser habitual, la verificación de no levantamiento fue la más restrictiva y la que, finalmente, condicionó el volumen de hormigón de la cimentación ( $543 \text{ m}^3$ ).

#### 3.2.2. Obtención de la rigidez dinámica rotacional

La rigidez dinámica rotacional del cimiento es función de la rigidez dinámica rotacional del terreno en sí mismo, pero también

de la rigidez dinámica rotacional de la propia estructura de la cimentación.

$$\frac{1}{k_{cim}} = \frac{1}{k_{terr}} + \frac{1}{k_{estr}}$$

Para obtener la rigidez de la estructura es necesario desarrollar un primer modelo de la cimentación. En el caso de Mesa La Paz, se utilizó un modelo de sólidos (Figura 6).

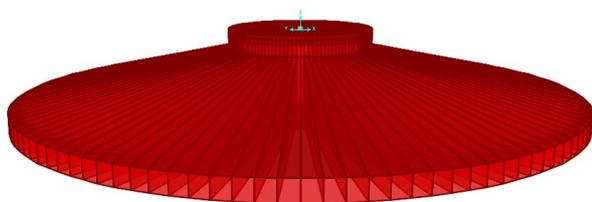


Figura 6. Modelo de sólidos desarrollado con el programa SAP2000.

La rigidez dinámica rotacional que exigía Vestas no era excesivamente restrictiva (41GNm/rad) y, en este caso, el basalto era tan rígido (la investigación geotécnica no aportó nunca valores por debajo de los 300GNm/rad) que la limitación se pudo satisfacer holgadamente.

No obstante, en un hipotético caso en el que el resultado de la comprobación fuera que no es posible garantizar la rigidez rotacional mínima exigida por el suministrador, habría que, bien realizar una mejora sustancial del terreno de apoyo de la cimentación en un espesor adecuado, para aumentar su rigidez, bien replantearse la tipología de cimentación, pasando, por ejemplo, a profunda, lo cual podría hacer inviable económicamente el proyecto. Por eso, es importante tener este riesgo lo más acotado posible ya en fase de anteproyecto.

### 3.2.3. Cálculo estructural de la cimentación

El cálculo estructural de la cimentación consiste, a grandes rasgos, en la comprobación, por un lado, de que el hormigón del pedestal posee una resistencia característica a compresión adecuada frente a cargas localizadas y, por otra parte, en el diseño de la armadura necesaria para hacer frente a los diferentes Estados Límite, tanto Últimos (flexión compuesta, cortante, fatiga, etc.), como de Servicio (fisuración, fundamentalmente).

En Mesa La Paz, para el estudio del comportamiento local en el pedestal, se utilizó el modelo tridimensional de sólidos mostrado anteriormente (Figura 6).

Se chequeó que, de acuerdo con la sección 5.8.4.1 de DNVGL-ST-0126 [1], las compresiones máximas bajo carga característica extrema (Figura 7) no superaban el valor de  $0.6 f_{ck}$ .

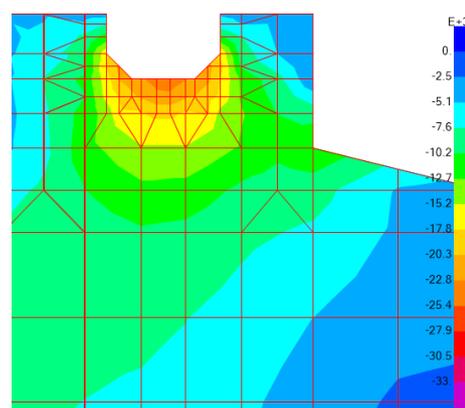


Figura 7. Tensiones obtenidas bajo carga característica extrema.

De manera similar, se constató que, de acuerdo con el epígrafe 5.8.4.2 de DNVGL-ST-0126 [1], las compresiones máximas bajo carga permanente no excedían el valor de  $0.45 f_{ck}$ .

Y, sobre todo, se comprobó a fatiga, tanto el mortero de alta resistencia situado bajo la brida de la torre, como el hormigón inmediatamente inferior.

Para ello, se determinó el daño asociado a cada entrada de la matriz de Markov y, posteriormente, se obtuvo el daño acumulado mediante la sumatoria de Palmgren-Miner [6],

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_{Si}}{N_{Ri}}$$

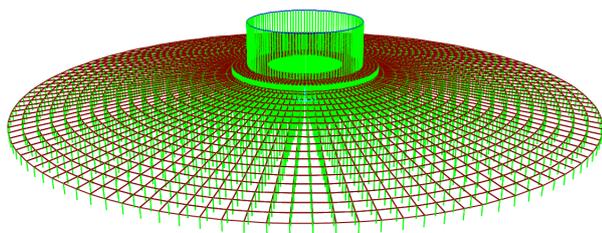
donde  $n_{Si}$  representa el número de ciclos de tensión actuante en cada par “momento medio - rango” de la matriz de Markov y  $N_{Ri}$  es el número de ciclos de tensión resistente asociado a dicho par.

La obtención, en cada caso, del número de ciclos resistente, se llevó a cabo por aplicación de las funciones de fatiga para el hormigón definidas en el epígrafe 7.4.1.4 del Código Modelo 2010 [4].

El cálculo puso de manifiesto que la fatiga es el factor determinante en la elección de la calidad del hormigón del pedestal. En este caso, al venir la geometría del cajeadado para el mortero de alta resistencia fijada por el suministrador, fue necesario, como se ha comentado anteriormente, prescribir una resistencia a compresión simple de  $55\text{N/mm}^2$  en el pedestal.

Una vez finalizadas las comprobaciones relativas a la compresión localizada en el pedestal, se pasó al detallado de armaduras.

Para ello, se elaboró un modelo bidimensional en el que, sin embargo, se dotó a cada placa de una excentricidad, que la levantaba del plano de apoyo y la situaba en su centro de gravedad (Figura 8). De esta manera, el modelo era capaz de registrar los esfuerzos axiales, tanto de compresión como de tracción.



**Figura 8. Modelo bidimensional desarrollado con el programa SAP2000 (con excentricidades mostradas).**

Como se aprecia en la figura, el modelo tiene un hueco en el centro pese a que la cimentación es maciza.

El hecho de que, en este caso, la jaula de pernos tuviera dos hileras concéntricas de 120 pernos cada una (un perno cada  $3^\circ$ ) y de que el diámetro de la jaula fuera pequeño en relación con la altura de la torre y la magnitud de las cargas transmitidas, motivaba, por un lado, que un mallazo ortogonal interior no pudiera atravesar la jaula y, por otra parte, que el refuerzo radial pasante a través de la jaula tuviera que ser de diámetro elevado y, por tanto, con una demanda de longitud de solape mayor que la que geoméricamente era posible.

En consecuencia, dado que no parecía factible contar con la colaboración de la zona central, se consideró adecuado plantear un esquema de armado basado en un potente anillo

central, que se encargaría de transmitir la carga de un lado al otro de la cimentación.

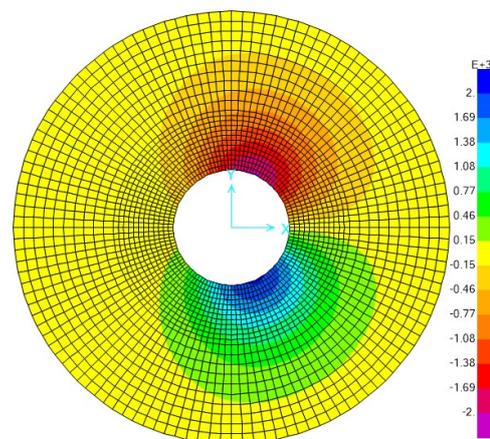
Por tanto, por coherencia con el esquema de armado propuesto, se trató la cimentación, a efectos de cálculo, como una cimentación con hueco en la zona central.



**Figura 9. Cimentación ferrallada y lista para el hormigonado (cortesía de Acciona Industrial).**

El modelo bidimensional se utilizó, fundamentalmente, para el diseño de la armadura, a través de la aplicación de los principios de la resistencia de materiales y el cálculo seccional.

Se dimensionó la armadura (Figura 9), tanto radial como circunferencial, mediante integración de esfuerzos en bandas. Se tuvo en cuenta, además, el efecto de los esfuerzos torsores con arreglo a la teoría de Wood-Armer [7]. Dichos torsores (Figura 10), si bien eran despreciables en el plano de incidencia del viento, donde los flectores y cortantes radiales eran máximos, sí incrementaban notablemente la flexión en las zonas aledañas.



**Figura 10. Aspecto de la ley de momentos torsores fuera del anillo central, cuando el viento incide según el eje X.**

En el anillo central, lógicamente, hubo que disponer una potente armadura de torsión (Figura 11), constituida por un cerco de diámetro 25mm entre cada dos pernos, pues, como se ha comentado, este es el mecanismo que garantiza la transferencia de carga de un lado al otro de la cimentación, sin pasar por el centro.

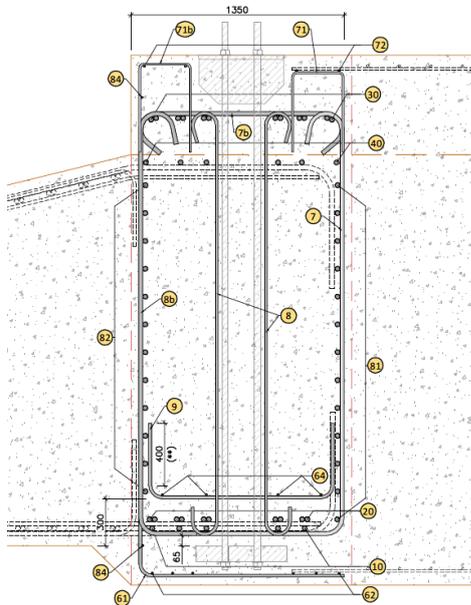


Figura 11. Esquema de armado en el anillo central.

El cálculo finalizó con la comprobación de la fatiga en la armadura pasiva. De nuevo, se obtuvo el daño acumulado mediante la sumatoria de Palmgren-Miner [6], aunque, en este caso, el número de ciclos resistente se determinó, en cada caso, a partir de la curva S-N definida para el acero en la figura 7.4-2 y la tabla 7.4-1 del Código Modelo 2010 [4].

En general, la fatiga no condicionó las cuantías de armadura radial y circunferencial, pero sí tuvo una incidencia notable sobre la armadura de cortante, obligando, por un lado, a incrementar la cuantía en el anillo central y, por otra parte, a disponer horquillas en toda la superficie de la cimentación.

#### 4. Aplicación de la metodología BIM al proyecto de la cimentación.

Acciona Industrial, con el objeto de optimizar al máximo la ejecución de cada cimentación, solicitó a Acciona Ingeniería, como parte del

alcance de su trabajo, la elaboración de un modelo tridimensional que recogiera cada barra del armado y facilitara la industrialización y montaje de la ferralla (Figura 12).

El software elegido para el modelado fue Tekla Structures, de la casa Trimble.

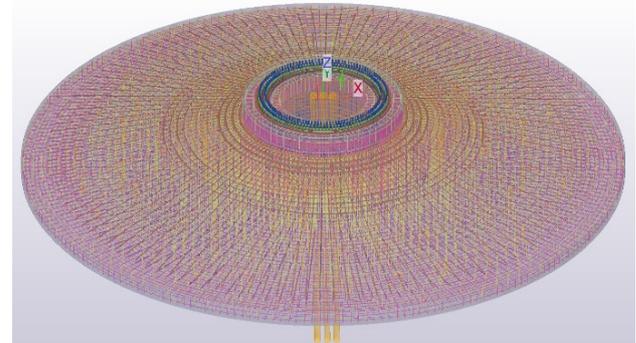


Figura 12. Vista general, mostrando la armadura, del modelo 3D.

Sin embargo, Acciona Ingeniería decidió ir un paso más allá y aprovechar el requerimiento del cliente para implementar una evolución en el flujo de trabajo (Figura 13).

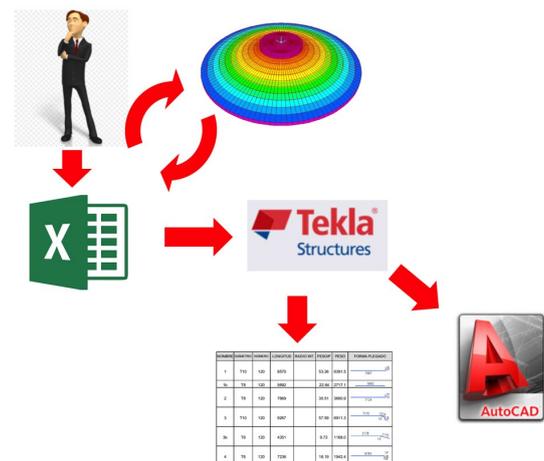


Figura 13. Flujo de trabajo seguido en el proyecto de la cimentación.

El flujo de trabajo de la figura es similar al clásico de la metodología BIM, pero, como evolución, desplaza al modelo tridimensional del centro del proceso, que pasa a quedar ocupado por un fichero Excel (Figura 14) desde el que se genera, tanto el modelo de cálculo, como el modelo Tekla.

La metodología descrita es posible, en este caso, por ser la cimentación un elemento parametrizable, tanto a nivel de geometría, muy sencilla, como a nivel de armadura.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	
1	PRE-PROCESADOR PARA CÁLCULO Y MODELADO DE CIMENTACIÓN DE AEROGENERADOR ONSHORE										
2											
3	Proyecto:	MLP Wind Project. Vestas V136-3.6MW									
4	Fecha:	31/10/2019									
5											
6	<b>I. Geometría</b>										
7	<b>I.1 Hormigón</b>										
8											
9											
10	Tipología:	Mictza									
11	$\Phi_{ped}$ (mm):	21.80	[diámetro de cimentación]								
12	$\Phi_{ped}$ (mm):	5.80	[diámetro de pedestal]								
13	$h_{min}$ (mm):	0.500	[canto mínimo de la cimentación, medido en el diámetro exterior]								
14	$h_{max}$ (mm):	3.385	[canto máximo de la cimentación, medido en el pedestal]								
15	$h_{ped}$ (mm):	0.635	[altura del pedestal]								
16	Rebaje:	Con rebaje									
17	$\Phi_{sup}$ (mm):	6.30	[diámetro superior del rebaje]								
18	$\Phi_{inf}$ (mm):	5.80	[diámetro inferior del rebaje, normalmente igual al del pedestal]								
19	$h_{reb}$ (mm):	0.250	[espesor del rebaje]								
20											
21											
22	<b>I.2 Jaula de pernos</b>										
23											
24	Nº pernos:	240	[número total de pernos]								
25	$d_p$ (mm):	35	[diámetro del perno]								
26	$d_b$ (mm):	42	[diámetro de taladro para perno en bridas]								
27	$l_p$ (mm):	3495	[longitud total de perno]								
28	Nº coronas:	2	[120 pernos por corona; un perno cada 3 grados]								
29	$\Phi_{ext}$ (mm):	4606	[diámetro de la corona exterior de pernos, medida en el eje del perno]								
30	$\Phi_{int}$ (mm):	4194	[diámetro de la corona interior de pernos, medida en el eje del perno]								
31	<b>Tuercas y arandelas:</b>										
32	$t_t$ (mm):	29	[espesor de tuerca]								
33	$\Phi_{ar}$ (mm):	66	[diámetro de arandela]								
34	$t_{ar}$ (mm):	5	[espesor de arandela]								
35	<b>Brida de base de torre:</b>										
36	$z_{sup}$ (m):	0.001	[elevación cara superior, medida desde la cara superior de la cimentación]								
37	$t_{br}$ (mm):	120	[espesor]								
38	$\Phi_{ext,br}$ (mm):	4780	[diámetro exterior de la brida]								
39	$\Phi_{int,br}$ (mm):	4020	[diámetro interior de la brida]								

Figura 14. Cabecera del preprocesador Excel, que funciona como “motor” del proceso.

Para la generación del modelo tridimensional, se desarrolló, íntegramente en Acciona Ingeniería y mediante programación en lenguaje C#, un software (Figura 15) capaz de leer la geometría y armado del Excel y trasladarla a Tekla, en un tiempo muy reducido y sin errores ni colisiones.



Figura 15. Interfaz de usuario del software desarrollado en Acciona Ingeniería.

Por otra parte, el propio Excel oficiaba como preprocesador para el programa de cálculo SAP2000, a través de código VBA.

Una vez construido el modelo tridimensional, la generación del despiece de armadura para el taller fue inmediata, así como la exportación de los planos a AutoCAD, que era ineludible, por ser la presentación de los mismos en este formato un requisito del cliente final.

La construcción de las 85 cimentaciones finalizó sin incidencias, lo que demuestra que la nueva metodología de trabajo aportó valor al proceso y la satisfacción de Acciona Industrial es buena prueba de ello.

## 5. Conclusiones

Como corolario, se exponen una serie de ideas que la experiencia adquirida, durante el proyecto de las cimentaciones de aerogeneradores del Parque Eólico Mesa La Paz, ha venido a confirmar.

El volumen de hormigón de una cimentación “on-shore” por gravedad viene determinado, fundamentalmente, por la comprobación de no levantamiento bajo cargas cuasipermanentes de operación.

Los diámetros en arranque de las torres metálicas, que son, en general, menores que los de las torres de hormigón, son responsables de importantes tensiones de compresión y tracción en la brida de base que, por un lado, conducen a jaulas con densidad muy alta de pernos y, por otra parte, obligan a proyectar hormigones de alta resistencia en el pedestal, para evitar el fallo por fatiga del hormigón a compresión.

Enlazando con el párrafo anterior, los diámetros reducidos de las torres metálicas, y sus densas jaulas de pernos asociadas, dificultan notablemente la continuidad de las armaduras en la zona central de la cimentación. En estos casos, puede plantearse un esquema de armado basado en un potente anillo central, encargado de transmitir la carga de un lado al otro de la cimentación. Por supuesto, el modelo de cálculo que se emplee debe ser siempre coherente con el esquema de armado utilizado.

Las cimentaciones de aerogeneradores suelen presentar simetría radial, lo que las convierte en elementos fáciles de parametrizar, tanto a nivel geométrico, como de armado. En consecuencia, son elementos que se prestan a un alto grado de automatización de procesos, tanto a nivel de diseño, como de representación.

### Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento, en primer lugar, a todo el equipo multidisciplinar de Acciona Ingeniería que ha participado en el proyecto.

Desean manifestar, igualmente, su gratitud a Acciona Industrial, por los reportajes fotográficos facilitados, que han permitido ir realizando un seguimiento de las distintas etapas de la construcción, y, en especial, a Daniel Peregrina Mayoral, Director de Ingeniería de Acciona Industrial, por su labor al frente del proyecto y su actitud, siempre constructiva y en búsqueda de sinergias.

### ***Referencias***

- [1] DNV GL, DNVGL-ST-0126 Standard, Support structures for wind turbines, Edition April 2016.
- [2] DNV GL, DNVGL-ST-0437 Standard, Loads and site conditions for wind turbines, Edition November 2016.
- [3] Comité Europeo de Normalización, Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación, EN 1992-1-1, Septiembre de 2015.
- [4] International Federation for Structural Concrete, fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013.
- [5] American Concrete Institute, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) (Versión en español y en sistema métrico SI), Septiembre de 2014.
- [6] M.A. Miner, Cumulative damage in fatigue, Journal of Applied Mechanics. Vol. 12, No. 3, 159-164, 1945.
- [7] R. H. Wood, G.S.T. Armer, The theory of the strip method for design of slabs. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol. 41, No. 10, 285-311, October 1968.