



团 体 标 准

T/CSPSTC XXX—202X

海上风电平台强度直接计算技术导则

Technical guidelines for direct calculation of offshore wind power platform
strength

(征求意见稿)

20XX-XX-XX 发布

20XX-XX-XX 实施

中国科技产业化促进会 发布
中国标准出版社 出版

目 次

前 言 III

引 言 IV

1 范围 1

2 规范性引用文件 1

3 术语和定义 1

4 总则 3

5 设计荷载与工况 3

 5.1 一般规定 3

 5.2 设计荷载 3

 5.3 设计工况 5

6 固定式海上风电基础 6

 6.1 设计原则 6

 6.2 API 法 6

 6.3 m 法 13

 6.4 双曲线型 P-Y 曲线 14

 6.5 数值模拟法 14

7 漂浮式海上风电基础 15

 7.1 一般规定 15

 7.2 三维有限元建模 15

 7.3 荷载预报 16

 7.4 强度结果校核 18

8 系泊系统 19

 8.1 一般规定 19

 8.2 系泊系统设计分析 19

9 动态电缆 21

 9.1 电缆构型设计 21

 9.2 专用附件 23

附 录 A （资料性）海上风电平台强度直接计算流程图 24

附 录 B （资料性）钢管桩刚柔性的定义 25

附 录 C （规范性）砂土中非柔性桩基 P-Y 曲线修正方法 26

附 录 D （规范性）黏土中非柔性桩基 P-Y 曲线修正方法 27

参 考 文 献 28

前 言

本文件按照GB/T 1.1—2020《标准化工作导则 第1部分：标准化文件的结构和起草规则》的规定起草。

请注意本文件的某些内容可能涉及专利。本文件的发布机构不承担识别专利的责任。

本文件由山东电力工程咨询院有限公司提出。

本文件由中国科技产业化促进会归口。

本文件起草单位：

本文件主要起草人：

引 言

近年来，海上风电的单机容量大型化、新型基础形式（如吸力桶、张力腿平台）和新材料的不断出现，海上风电平台结构的屈曲、弹塑性破坏、疲劳和断裂等问题日趋受到重视。传统的海上风电平台结构设计和分析方法已难以胜任，寻找更加有效的结构分析方法势在必行，也对强度评估提出了更加全面、更加先进的要求。新型基础形式缺乏历史工程经验数据，直接计算法是验证其可行性的必要手段。

海上风电平台需承受风、浪、流、冰、地震等多重动态荷载，且这些荷载具有随机性、非线性和耦合性，传统的简化方法（如等效静力法）难以准确模拟实际工况，而直接计算法（如时域动态分析）能更精确地反映荷载的真实作用。另外，海上风电基础与海底地基的相互作用涉及复杂的土力学问题，直接计算法可模拟复杂的桩土相互作用，优化桩基设计。

针对这些问题，本文件提出适用于固定式和漂浮式风电机组平台在设计阶段的结构强度直接计算技术要求及检验标准，从而规范海上风电平台结构的强度直接计算方法，为设计、施工和评估提供科学依据，进而提升结构的可靠性和经济性。

海上风电平台强度直接计算技术导则

1 范围

本文件规定了无人值守的海上风电平台在设计阶段的主要构件结构强度直接计算技术要求及检验标准。

本文件适用于固定式和漂浮式海上风电平台强度评估。

2 规范性引用文件

下列文件中的内容通过文中的规范性引用而构成本文件必不可少的条款。其中，注日期的引用文件，仅该日期对应的版本适用于本文件；不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本文件。

- GB/T 31517.1 固定式海上风力发电机组 设计要求
- GB/T 51190 海底电力电缆输电工程设计规范
- SY/T 6874 张力腿平台规划、设计和建造的推荐做法
- SY/T 6875 板式结构屈曲强度
- SY/T 6876 壳的屈曲强度
- SY/T 10040 浮式结构物定位系统设计与分析
- SY/T 10049 海上钢结构疲劳强度分析推荐作法
- NB/T 10105 海上风电场工程风电机组基础设计规范
- NB/T 10912 海冰地区海上风电场工程设计导则
- NB/T 11084 海上风电场工程建（构）筑物荷载规范
- NB/T 11378 漂浮式海上风电机组基础及系泊系统设计导则
- NB/T 31029 海上风电场工程风能资源测量及海洋水文观测规范(条文说明)
- NB/T 31030 陆上风电场工程地质勘察规范

3 术语和定义

下列术语和定义适用于本文件。

3.1

排水条件 drained condition

在施加应力和应力变化时，应力的改变由土骨架承担而孔隙压力不发生变化的情况。

3.2

疲劳损伤 fatigue damage

循环荷载作用下结构材料性能损伤累积。

3.3

海上风电场 offshore wind farm

在沿海多年平均大潮高潮线以下海域建设的风电场。

3.4

海上风电平台 offshore wind power platform

海上安装的风力发电设备的支撑结构及其电缆，主要分为近海固定式风电平台和深远海漂浮式风机平台。

3.5

不排水条件 undrained condition

在施加应力和应力变化时，应力的改变由土体骨架和孔隙液体承担而体积不发生变化的情况。

3.6

不排水抗剪强度 undrained shear strength

在不排水条件下的最大剪切应力或达到一定剪切应变的剪切应力。

3.7

波高 wave height

一个向上跨零波中水面最高点和水面最低点之间的垂直距离。

3.8

支撑结构 support structure

海上风力发电机组的一部分，包括塔架、下部结构和海上风电基础。

3.9

轮毂高度 hub height

风力发电机组风轮扫掠面中心点距平均海平面的高度。

3.10

设计波 design wave

用于海上结构设计的具有指定高度、周期和方向的确定性波浪。设计波可满足特殊周期波理论的应用要求。

3.11

海上风电基础 offshore wind turbine foundation

海上风力发电机组支撑结构的组成部分，能将作用于结构上的荷载传递至海床。

3.12

有义波高 significant wave height

在某海况下波高的统计量，定义为 $4\sigma_\eta$ ，其中 σ_η 为海面高程的标准差。在窄带波频的海况中，有义波高近似等于最大上跨零波高1/3的平均值。

3.13

跨零周期 zero crossing period

在某个海况下，跨零（向上或向下）波浪的周期。

3.14

海上风力发电机组 offshore wind turbine

支撑结构承受水动力荷载的风力发电机组。

3.15

波浪谱 wave spectrum

某海况下海面高程的频域描述。

3.16

荷载效应 load effect

单一荷载或组合荷载对结构部件或整个系统产生的影响，如内力、应力、应变、位移等。

3.17

柔性桩基 flexible pile

在竖向或水平荷载作用下，桩身能发生显著弹性变形（如弯曲、挠曲）的桩基。其工作性能受桩-土相互作用支配，桩身变形与土体变形协调，而非单纯依靠桩身刚性抵抗荷载。

3.18

刚性桩基 rigid pile

桩身变形可忽略（如短粗端承桩），荷载直接传递至深层硬土层。

3.19

弹性桩基 semi-rigid pile

桩截面抗弯刚度（EI）介于刚性桩基和柔性桩基之间的桩基类型，在荷载作用下表现出明显的但受控制的弹性变形，桩身变形与土体部分协调。

3.20

冗余设计 redundant design

风机系统的关键部件或子系统配置多重备份，当主设备发生故障时，备用单元可自动或手动接管功能，确保系统持续稳定运行。

3.21

非冗余设计 non-redundant design

风机系统关键部件无备份配置，依赖单一设备运行，若该部件失效可能导致风机部分或全部功能中断，需人工干预修复。

4 总则

4.1 为保障海上风电平台的顺利使用，除满足本导则的要求外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

4.2 海上风电平台设计使用年限应与海上风力发电机组设计使用年限相匹配，海上风电平台设计使用年限不应低于 25 年。

4.3 海上风电平台设计应采用概率理论为基础的极限状态设计方法，荷载效应和抗力采用分项系数设计表达式进行计算。

4.4 固定式海上风电平台抗震设防烈度为 7 度及以上时，应进行抗震计算；抗震设防烈度为 8 度以上时，应进行专门研究论证；抗震设防烈度为 6 度时，可不进行抗震计算，但宜设置抗震构造措施。

5 设计荷载与工况

5.1 一般规定

5.1.1 设计原则

5.1.1.1 本章为海上风电平台的设计荷载提供指导。

5.1.1.2 设计荷载除按本章给出的方法外，还可采用其他公认的方法进行计算，必要时可根据模型试验校准，模型试验报告需提交相关检测检验机构审查批准。

5.1.1.3 海上风电平台进行强度评估时，应计入对结构总体强度响应有重大影响的构件。

5.1.1.4 环境资料与工程地质可按照 NB/T 31029、NB/T 31030 的要求进行，并应根据工程场区范围内及附近的测风塔、气象站、水文站、海洋站、浮标等观测站获得。海上风电场工程场区范围内缺乏实测资料时，应根据工程实际情况通过与邻近观测站的观测资料进行分析。对无资料或资料不充分的海上风电场工程，应根据工程需要及时进行调查和设立观测站进行相关资料内容的观测。

5.1.2 计算输入和流程

5.1.2.1 固定式海上风电平台结构直接计算所需图纸应清晰地表明构件尺寸、结构布置、材料类型和等级、节点详图、焊接或其他连接方式。

5.1.2.2 漂浮式海上风电平台结构直接计算所需图纸需结合平台结构型式以及功能确定。

5.1.2.3 海上风电平台强度直接计算流程见附录 A。

5.2 设计荷载

5.2.1 一般规定

5.2.1.1 海上风电平台受到的荷载应考虑海上风电平台在运输、安装、运行和维护阶段可能遇到的实际荷载情况，可分为平台结构在位阶段和建造、运输安装及拆除阶段。

5.2.1.2 海上风电平台在位阶段的荷载，主要是为了保证平台结构在海上安装完成后在位阶段的结构完整性和功能实现性，这个阶段的荷载主要包括固定荷载、可变荷载、环境荷载及其他荷载。

5.2.1.3 建造、安装及拆除阶段的荷载，主要是为了保证平台结构在位阶段之前和之后的结构完整性和功能实现性，这个阶段的荷载主要包括固定荷载、可变荷载、环境荷载、施工荷载及其他荷载。

5.2.2 固定荷载

5.2.2.1 固定荷载是指在结构寿命期内不发生变化的荷载，包括但不限于：

- 支撑结构在空气中的重量，如结构自重（包括结构本体、桩及灌浆填充物）、防腐阳极块重量、附属结构重量以及固定不变的机械电气设备、管道、容器重量等；
- 作用在支撑结构上的浮力（当水位一定时，浮力不变）；
- 海上风力发电机组及叶片的重量和风机塔筒及附带的附属构件、设备的重量；
- 永久变形和制造期间产生的荷载等。

5.2.2.2 漂浮式海上风电平台除了需承受 5.2.2.1 规定的固定荷载，还包括系泊系统重量和系泊缆预张力。

5.2.2.3 当平台结构的构件内部存在永久性的压载物空间时，其压载物的重量以及由此产生的压力，应视为固定荷载。

5.2.2.4 重量或作用位置变化缓慢的荷载可作为固定荷载处理，如：

- 存放在支撑结构上的备品、消耗品、应急给养重量；
- 海生物附着和冰的聚积所增加的重量。

5.2.3 可变荷载

5.2.3.1 可变荷载是指在使用期间作用在支撑结构上的，并可能在一种作业形式期间就发生变化或可能从一种作业形式到另一种作业形式时发生变化的荷载。可变荷载大小能被改变、被移动或被移除，因此应考虑可变荷载的最大和最小有效荷载。

5.2.3.2 海上漂浮式风机平台的可变荷载，包括但不限于：

- 海上风力发电机组的运行和控制产生的风电机组荷载，包含发电机扭矩、偏航和变桨控制荷载以及机械制动荷载等，该荷载的计算可按照 GB/T 31517.1 的要求进行；应注意海上风力发电机组处于锁定或者空转状态下，由于风力作用于叶片上产生的荷载也应被视作风电机组荷载；
- 维护和维修期间起重设备施加的荷载；
- 作用在平台结构上的人员荷载和可能加到平台结构上或从结构上移走的生活供应设备、救生设备、潜水设备和公用设备的重量。平台结构的设计应编制甲板荷载布置图及说明书，标明在相应作业工况下，甲板上各部位的最大均布荷载和集中荷载的数值；
- 服务船只正常作业时产生的冲击荷载；
- 调整压载产生的荷载等（如适用）。

5.2.4 环境荷载

5.2.4.1 环境荷载是指直接或间接由环境作用引起的荷载，包括由环境荷载引起的所有外力，如风荷载、波浪荷载、海流荷载、冰荷载、地震荷载等。环境荷载的计算方法可按照业界公认的、现行有效的规范标准进行，如 NB/T 11084 等。

5.2.4.2 环境荷载特征参数应根据实测资料统计分析确定，场区边界条件复杂时还应结合数值模拟计算或物理模型试验成果确定。

5.2.4.3 波浪特性主要采用以下两种方法描述：规则波方法和基于波浪谱的不规则波方法。

5.2.4.4 规则波参数包括波高和周期，规则波在深水中的波陡 S 可表示为：

$$S = \frac{2\pi H}{gT^2} \quad (1)$$

式中：

g ——重力加速度（ m/s^2 ）；

H ——规则波波高（ m ），一般取平台不同操作模式下对应重现期内的最大波高 $H_{\max}$ ；

T ——规则波周期（ s ）。

所考虑的波高和周期的组合中，波陡小于以下限值：

$$S = \begin{cases} \frac{1}{7} & T \leq 6s \\ \frac{1}{7 + \frac{0.93}{H_{\max}}(T^2 - 36)} & T > 6s \end{cases} \quad (2)$$

式中, $H_{\max}$ ——最大规则波波高(m),一般取平台不同操作模式下对应重现期内的最大波高。波陡极限下的波高和周期具有一定关联性:

$$H = \begin{cases} 0.22T^2 & T \leq 6s \\ \frac{T^2}{4.5 + \frac{0.6}{H_{\max}}(T^2 - 36)} & T > 6s \end{cases} \quad (3)$$

5.2.4.5 不规则波采用波浪谱进行描述,参数通常包括有义波高 H_s 和跨零周期 T_z 。不规则波的波陡 S_s 可表示为:

$$S_s = \frac{2\pi H_s}{gT_z^2} \quad (4)$$

对于无限作业区域的平台,波陡限制值为:

$$S_s = \begin{cases} \frac{1}{10} & T \leq 6s \\ \text{线性插值} & 6s < T < 12s \\ \frac{1}{15} & T \geq 12s \end{cases} \quad (5)$$

有义波高和跨零周期的关系可表示为:

$$H_s = \begin{cases} \frac{gT_z^2}{20\pi} & T \leq 6s \\ \frac{gT_z^2}{15\pi} \left(1 - \frac{T_z}{24}\right) & 6s < T < 12s \\ \frac{gT_z^2}{30\pi} & T \geq 12s \end{cases} \quad (6)$$

5.2.5 意外荷载

意外荷载通常产生于非正常操作或技术故障,包括但不限于:

- 舱室意外进水;
- 系泊系统失效;
- 与安装船、维修船、相邻风电设施或其他物体的碰撞;
- 在运输和操作过程中可能掉落在船体或甲板上的设备;
- 火灾和爆炸等。

5.2.6 其他荷载

5.2.6.1 平台结构施工荷载包括结构在建造、运输、海上安装及拆除阶段受到的荷载。

5.2.6.2 平台支撑结构的海底地基反力是由于海底地基的作用施加到支撑结构上的荷载,如在位阶段的海床土体移动造成的荷载、支撑结构附近的自升式风电安装平台插桩作业挤压土体给支撑结构带来的作用力等。

5.2.6.3 疲劳荷载应涵盖 25 年运行期的不同状况下的时程序列或离散处理的荷载谱。

5.3 设计工况

5.3.1 一般规定

- 5.3.1.1 设计工况系指为进行平台设计而选定的典型工况，涵盖海上风电平台在运输、安装、运行和维护等各个阶段。
- 5.3.1.2 海上风电平台的设计工况系设计条件与环境条件的组合工况，至少应包含作业工况和自存工况等典型工况。必要时，还应对事故工况予以特殊考虑，如撞船等。

5.3.2 设计荷载工况

- 5.3.2.1 固定式海上风电平台的设计工况、荷载作用分项系数与组合系数可参照 NB/T 10105 标准的相关规定执行。
- 5.3.2.2 漂浮式海上风电平台的设计工况、荷载组合和荷载系数可参照 NB/T 11378 标准的相关规定执行。
- 5.3.2.3 对于处于冰区海域的海上风电平台，设计工况可参照 NB/T 10912 标准执行。
- 5.3.2.4 对于热带风暴（台风）活动显著的海域，如中国南海、东海南部等，宜按照表 1 所列出的生存设计工况对支撑结构进行结构冗余度评估。

表 1 热带海域的生存设计工况

风机工况	风况	波浪	风浪方向	海流	水位	其他说明	分析类型	安全系数
停机（静止或空转）	EWM $v_{hub} = v_{100}$	ESS $H_s = H_{s,100}$	不同向，多向	ECM（100 年重现期）	EWLR（100 年重现期）	叶片完整	U	1.0
	EWM $v_{hub} = v_{100}$	ESS $H_s = H_{s,100}$	不同向，多向	ECM（100 年重现期）	EWLR（100 年重现期）	叶片损坏	U	1.0
	EWM $v_{hub} = v_{100}$	ESS $H_s = H_{s,100}$	不同向，多向	ECM（100 年重现期）	EWLR（100 年重现期）	电网连接中断	U	1.0
注1：上表中的工况主要针对台风区域下的支撑结构冗余度评估考虑，环境条件的重现期宜选择100年一遇海况条件； 注2：上表中的风速取值为轮毂高度处的10分钟持续风速（可取平均值），在计算作用到塔筒及支撑结构上的风荷载时，应根据风的空间分布模型进行风速转化； 注3：在缺乏海上风电场海域详细的风、海浪、海流方向性联合分布数据时，宜采用风-海浪-海流同向情况计算作用在支撑结构上的环境荷载。								

6 固定式海上风电基础

6.1 设计原则

6.1.1 一般规定

- 6.1.1.1 本章为固定式海上风电平台的直接计算模型建立提供指导。
- 6.1.1.2 设计阶段中，应建立风电机组-塔架-基础-地基的整体模型，最终取得固定式海上风电平台的强度计算结果。在固定式海上风电平台整体模型中，海上风力发电机组的机舱和叶片组成的局部系统及其他附属构件可简化成质点，也可以建立详细准确的结构模型。

6.1.2 评估方法

计算固定式海上风电平台的结构强度时，推荐采用 API 法或者有限单元法进行迭代计算。

6.2 API 法

6.2.1 一般规定

- 6.2.1.1 工程上经常采用 API RP 2A-WSD 规范作为桩基设计方面的规定（简称 API 法）建立三维仿

真模型分析，即采用 P-Y 曲线弹簧模拟桩侧土体法向抗力，采用 T-Z 曲线弹簧模拟桩侧土体轴向抗力，采用 Q-Z 曲线弹簧模拟桩端土体轴向抗力。

6.2.1.2 根据钢管桩的刚柔性区分，水平受荷桩基通常可分为柔性桩、刚柔性桩和刚性桩，三种类型桩的定义见附录 B。

6.2.1.3 API 法的 P-Y 曲线更适用于柔性桩基，非柔性桩基的 P-Y 曲线应进行合理的修正，若缺少相关资料则可按 6.2.4 节规定进行修正。

6.2.2 侧向承载力

6.2.2.1 泥面附近的侧向土抗力对桩的设计是很重要的，应考虑冲刷可能会对侧向土抗力的影响。当没有更明确准则时，宜采用本节规定的方法构造侧向土抗力与侧向位移的关系（P-Y 曲线）。

6.2.2.2 若基土层为软黏土时，土体的单位桩长极限水平土抗力标准值可按下列公式计算。

$$z_R = \frac{6D}{\frac{\rho g D}{c} + J} \quad (7)$$

$$p_u = \begin{cases} 3c + \rho g z + J \frac{cz}{D} & z < z_R \\ 9c & z \geq z_R \end{cases} \quad (8)$$

式中：

p_u ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力标准值，单位为 kPa，其值在 $8c \sim 12c$ 区间；

c ——原状黏土不排水剪切强度的标准值，单位为 kPa；

ρ ——土密度，单位为 t/m^3 ；

z ——初始泥面以下计算点的深度，单位为 m；

J ——无量纲系数，取 0.25~0.50，正常固结的软黏土可取 0.5；

D ——桩直径，单位为 m；

z_R ——极限水平土抗力转折点的深度，单位为 m。

6.2.2.3 软黏土中的桩侧向土抗力-位移关系一般是非线性的。软黏土的 P-Y 曲线可按下列规定确定。

● 静荷载作用下的 P-Y 曲线可按下列公式计算：

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} & y \leq 8y_c \\ p_u & y > 8y_c \end{cases} \quad (9)$$

式中：

p ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力，单位为 kN/m；

p_u ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力标准值，单位为 kN/m。

● 循环荷载作用下的 P-Y 曲线可按下列规定执行。

◆ 当 $z \geq z_R$ 时，P-Y 曲线可按下列式计算：

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} & y \leq 3y_c \\ 0.72 p_u & y > 3y_c \end{cases} \quad (10)$$

◆ 当 $z < z_R$ 时，P-Y 曲线可按下列式计算：

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} & y \leq 3y_c \\ 0.72p_u \left[1 - \left(1 - \frac{z}{z_R} \right) \frac{y - 3y_c}{12y_c} \right] & 3y_c < y \leq 15y_c \\ 0.72p_u \frac{z}{z_R} & y > 15y_c \end{cases} \quad (11)$$

- 上面的 y_c 按下式计算：

$$y_c = 2.5\xi_c D \quad (12)$$

式中：

y_c ——桩周土体达到极限抗力一半时对应的水平变形，单位为 m；

ξ_c ——最大主应力差一半时的土体应变。

6.2.2.4 硬黏土的侧向土抗力计算时应计入下列因素影响：

- 静态侧向荷载作用下，黏聚力大于 100kPa 的硬黏土极限侧向承载力 p_u 与软黏土类似。然而，循环荷载作用下的土抗力迅速退化，应根据可接受的最佳准则或可获得的数据在循环设计时考虑侧向土抗力的降低。
- 尽管硬黏土同样具有非线性的应力-应变关系，但硬黏土通常比软黏土具有更大的脆性。在建立硬黏土 P-Y 曲线时，应根据可接受的最佳准则或记录数据，充分考虑大变形情况下的硬黏土土抗力的迅速退化带来的影响。

6.2.2.5 若基土层为砂土时，土体的极限水平土抗力标准值可按下列公式计算。成层土条件下当砂土位于软黏土上面时，这些公式可能是偏于危险的。

$$p_{us} = (C_1 z + C_2 D) \rho g z \quad (13)$$

$$p_{ud} = C_3 \rho g z \quad (14)$$

$$p_u = \min\{p_{us}, p_{ud}\} \quad (15)$$

$$C_1 = \frac{(\tan \beta)^2 \tan \alpha}{\tan(\beta - \varphi)} + K_0 \cdot \left[\frac{\tan \varphi \sin \beta}{\cos \alpha \tan(\beta - \varphi)} + \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) \right] \quad (16)$$

$$C_2 = \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} - K_a \quad (17)$$

$$C_3 = K_a \cdot [(\tan \beta)^8 - 1] + K_0 \cdot \tan \varphi (\tan \beta)^4 \quad (18)$$

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} \quad (19)$$

$$\beta = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad (20)$$

$$K_0 = 0.4 \quad (21)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (22)$$

式中：

z ——初始泥面以下计算点的深度，单位为 m；

p_u ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力标准值，单位为 kN/m；

p_{us} ——浅层土的单位桩长极限水平土抗力标准值，单位为 kN/m；

p_{ud} ——深层土的单位桩长极限水平土抗力标准值，单位为 kN/m；

D ——桩直径，单位为 m；

φ ——砂土的内摩擦角，单位为°；

C_1 、 C_2 、 C_3 ——关于砂土内摩擦角 φ 的无量纲系数。

6.2.2.6 在缺少可靠资料时，砂土中的 P-Y 曲线由公式 (23) 近似确定：

$$p = Ap_u \tanh\left(\frac{kz}{Ap_u} y\right) \quad (23)$$

$$A = \begin{cases} 3.0 - 0.8 \frac{z}{D} \geq 0.9 & \text{静力荷载} \\ 0.9 & \text{循环荷载} \end{cases} \quad (24)$$

$$k = 8.8\varphi^3 - 684\varphi^2 + 18720\varphi - 172600 \quad (25)$$

式中：

k ——地基反力初始模量，单位为 kN/m³，若缺少更可信的资料时推荐采用公式 (25) 或表 2 中的数值；

z ——初始泥面以下计算点的深度，单位为 m；

y ——泥面以下 z 深度处的横向位移，单位为 m；

φ ——砂土的内摩擦角，单位为°；

p ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力，单位为 kN/m。

表 2 地基反力初始模量

单位为 kN/m³

φ	k
25°	5400
30°	11000
35°	22000
45°	45000
注1：若外推超出上述内摩擦角 φ 范围的数据时，尤其是 $\varphi < 30^\circ$ 的土，宜谨慎处理。	

6.2.3 轴向承载力

6.2.3.1 桩的轴向极限承载力 Q_d 由下式确定，其中的 Q_f 与 T-Z 曲线有关， Q_p 与 Q-Z 曲线有关。

$$Q_d = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p \quad (26)$$

式中：

Q_f ——桩侧摩阻力，单位为 kN；

Q_p ——桩端总承载力，单位为 kN；

f ——单位桩侧摩阻力，单位为 kPa；
 A_s ——桩侧表面积，单位为 m^2 ；
 q ——单位桩端承载力，单位为 kPa；
 A_p ——桩端总面积，单位为 m^2 。

6.2.3.2 砂土密实程度与相对密度定义的百分比对应关系见表 3。

表 3 砂土的密实程度与相对密度的对应关系

砂土密实程度	相对密度/%
超密	85~100
密实	65~85
中密	35~65
松散	15~35
很松散	0~15

6.2.3.3 对于黏土中的桩，沿桩长任一点的单位面积的表面侧摩阻力 f （kPa）为：

$$f = \alpha c \tag{27}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \psi \leq 0.25 \\ 0.5\psi^{-0.5} & 0.25 < \psi < 1.0 \\ 0.5\psi^{-0.25} & \psi \geq 1.0 \end{cases} \tag{28}$$

$$\psi = \frac{c}{p_0} \tag{29}$$

式中：
 α ——无量纲系数，欠固结土（经过快速固结后具有超孔隙水压力的黏土）通常取 1.0；
 c ——计算点处的土体不排水抗剪强度；
 p_0 ——计算点处的竖向有效覆盖土压力，单位为 kPa。

6.2.3.4 对于非黏性土中的管桩，沿桩长任一点的单位面积的表面侧摩阻力 f （kPa）为：

$$f = Kp'_0 \tan \delta \leq f_0 \tag{30}$$

式中：
 K ——横向地基压力系数（水平与垂直有效正应力之比）。对于非堵塞的开口打入管桩，在拉伸和压缩荷载作用下通常取 K 为 0.8，对于充分挤压土的桩（形成土塞或桩端封闭） K 取 1.0。
 p'_0 ——计算点处的竖向有效覆盖土压力，单位为 kPa。
 δ ——土和桩壁之间的摩擦角，可按表 4 取值；
 f_0 ——表面侧摩阻力极限值，单位为 kPa，可按表 4 取值。
对于长桩，桩侧摩阻力不会像式（30）那样随着有效覆盖土压力线性地无限制增大，这情况下宜采用表 4 所给出的极限值。

表 4 无黏性硅质土的设计参数

砂土密实程度	土类别	桩-土摩擦角 δ （°）	表面侧摩阻力极	N_q	单位面积桩端承载力
--------	-----	------------------------	---------	-------	-----------

			限值 f_0 (kPa)		极限值 Q_0 (Mpa)
很松散	砂土	15	47.8	8	1.9
松散	砂质粉土				
中密	粉土				
松散	砂土	20	67.0	12	2.9
中密	砂质粉土				
密实	粉土				
中密	砂土	25	81.3	20	4.8
密实	砂质粉土				
密实	砂土	30	95.7	40	9.6
超密	砂质粉土				
密实	砾石	35	114.8	50	12.0
超密	砂土				
注1：本表中的设计参数仅供参考。若通过CPT记录、高质量土样的强度试验、模型试验或打桩特性取得更详细的资料，则可以调整成其他数值。 注2：砂质粉土是指那些含有大量砂粒和粉粒的土，它的强度一般随砂粒含量的增加而增大，随粉粒含量的增加而降低。					

6.2.3.5 在没有明确准则时，对非钙质土采用以下 T-Z 曲线。T-Z 曲线的参数对应关系见表 5。

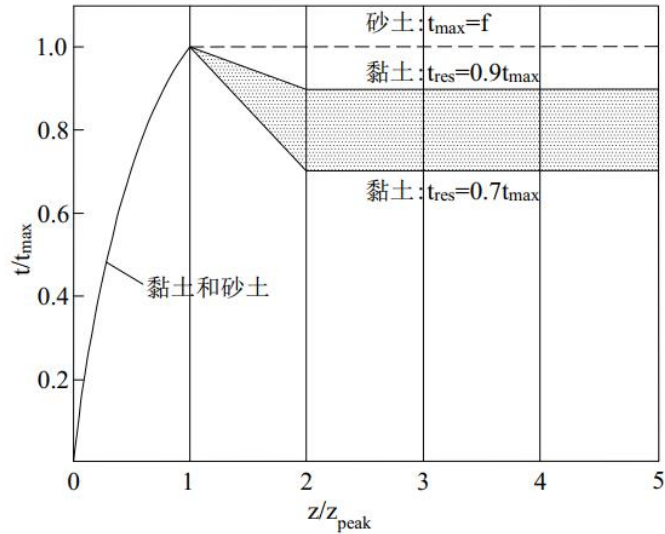


图 1 典型桩的轴向荷载传递—位移（T-Z）曲线

图中：

z ——局部桩身轴向位移，单位为 m；

D ——桩直径，单位为 m；

t ——动员的桩土黏结力，单位为 kPa；

$t_{\max}$ ——桩土的最大黏结力，可取式 27（黏土）和式 30（砂土）计算得到的单位面积的表面摩擦力 f ，单位为 kPa；

t_{res} ——剩余的桩土黏结力，单位为 kPa；

z_{res} ——剩余的桩土黏结力所对应的桩身轴向位移，单位为 m；

z_{peak} ——最大桩土黏结力所对应的桩身轴向位移，若桩的轴向刚度对设计至关重要时宜取 0.0025D~0.02D，推荐取 0.01D。

表 5 T-Z 曲线的参数对应关系

z/z_{peak}	t/t_{max}	
	黏土	砂土
0.16	0.30	0.30
0.31	0.50	0.50
0.57	0.75	0.75
0.80	0.90	0.90
1.0	1.0	1.00
2.0	0.7~0.9	1.00
∞	0.7~0.9	1.00

6.2.3.6 对于端部支撑在黏土中的桩，单位面积桩端承载力 Q_p (kPa) 可用下式计算：

$$Q_p = 9c \quad (31)$$

式中， c ——计算点处的土体不排水抗剪强度。

6.2.3.7 对于端部支撑在非黏土中的桩，单位面积桩端承载力 Q_p (kPa) 可用下式计算：

$$Q_p = p'_{0,tip} N_q \leq Q_0 \quad (32)$$

式中：

$p'_{0,tip}$ ——桩端的竖向有效覆盖压力，单位为 kPa；

N_q ——支撑能力的无量纲系数，可按表 4 取值；

Q_0 ——单位面积桩端承载力极限值，可按表 4 取值，单位为 kPa。

6.2.3.8 有较大的桩尖位移才能动员全部的端部承载力，桩尖位移须达到桩径的 10%，才能动员黏土和砂土中的全部端部承载力。

$$\frac{Q}{Q_p} = 2.231 \left(\frac{z}{D} \right)^{0.3467} \leq 1.0 \quad (27)$$

在没有明确标准时，对砂土和黏土都采用公式 (27) 或图 2 数据，图 2 中的曲线数据点可见表 6。

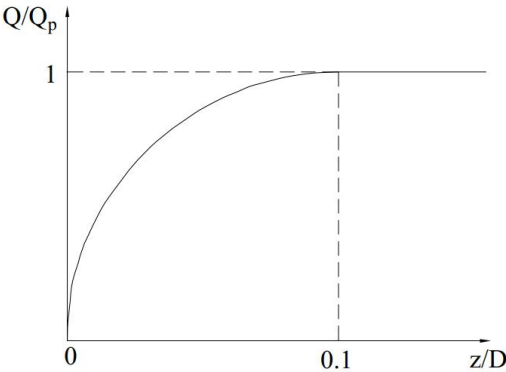


图 2 桩端承载力-位移 (Q-Z) 曲线

上图中：
 z ——桩端轴向位移，单位为 m；
 D ——桩直径，单位为 m；
 Q ——可动员的桩端承载力，单位为 kPa；
 Q_p ——由式 31（黏土）和式 32（砂土）计算得到的单位面积桩端承载力，单位为 kPa。

表 6 桩端承载力-位移（Q-Z）曲线数据点

z / D	Q / Q_p
0	0
0.002	0.25
0.013	0.50
0.042	0.75
0.073	0.90
0.100	1.00
∞	1.00

6.2.4 非柔性桩基侧向承载力修正

6.2.4.1 对于砂土中的非柔性桩基，API 法的 P-Y 曲线在桩身小变形时的初始刚度明显偏大，由此导致 API 法的 P-Y 曲线计算得到的桩顶水平位移比实际情况明显偏小，这将导致工程设计的不安全性。砂土中的非柔性桩基 P-Y 曲线修正方法宜参见附录 C。

6.2.4.2 API 规范推荐的黏土 P-Y 曲线在浅土层中会高估桩周土体抗力，但随着地层深度的增加，API 法计算得到的土体抗力会逐渐比实际值偏小，计算结果较为保守。黏土中的非柔性桩基 P-Y 曲线修正方法可参见附录 D。

6.3 m 法

6.3.1 一般规定

6.3.1.1 m 法仅适用于水平向小变形情况下桩基础水平承载力计算，重要工程的计算参数应根据水平静荷载试验确定。

6.3.1.2 m 法是一种线弹性地基反力法，它忽略了土体非线性，不能确切反映桩土间的非线性关系。当水平荷载较大（即土体处于非弹性阶段）时，m 法计算的水平位移值与实测值相比可能偏小，即工程上偏于不安全。

6.3.2 计算方法

m 法假设土体的水平地基抗力系数随深度呈线性增加，可按下式计算：

$$K = mZ \tag{33}$$

式中：

K ——土的水平地基抗力系数，单位为 kN/m^3 ；
 m ——土的水平地基抗力系数随深度增长的比例系数，单位为 kN/m^4 ， m 值宜通过桩基础水平静荷载试验确定，若无试桩资料时可按表 7 确定；
 Z ——计算点的深度，单位为 m。

表 7 m 取值参考表

序号	地基土类别	m 值 (MN/m ⁴)
1	淤泥、淤泥质土	2~4.5
2	流塑、软塑状黏性土，孔隙比大于 0.9 的粉土，松散粉细砂，松散填土	4.5~6
3	可塑状黏性土、孔隙比不小于 0.7 且不大于 0.9 的粉稍密或中密填土、稍密细砂	6~10
4	硬塑、坚硬状黏土，孔隙比小于 0.7 的粉土，中密的中粗砂，密实老填土	10~22
注1：地面处水平位移等于10mm；地面处水平位移大于10mm时， m 值应适当降低；地面处水平位移小于10mm时， m 值可适当提高。 注2：水平力为长期荷载时， m 值应适当降低。 注3：泥面为斜面时， m 值应适当降低。		

6.4 双曲线型 P-Y 曲线

6.4.1 一般规定

6.4.1.1 双曲线型 P-Y 曲线在浅层土中会高估地基反力初始模量，导致计算得到的水平土抗力比实际值偏大、水平位移较实测值偏小，工程设计结果偏于不安全。

6.4.1.2 双曲线型 P-Y 曲线在一定深度下能够较好地预测土反力随位移的变化关系。

6.4.1.3 随着桩径的增大，桩基的侧摩阻力和基底抗力对水平承载力的贡献也随之增大，如果仅考虑水平土抗力，双曲线型 P-Y 曲线会严重低估桩基的水平承载力。

6.4.2 计算方法

双曲线型 P-Y 曲线表达式一般为

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k} + \frac{y}{p_u}} \quad (34)$$

$$k = \eta z \quad (35)$$

式中：

p ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力，单位为 kN/m。

k ——地基反力初始模量，单位为 kN/m³，若缺少更可信的资料时推荐采用公式 (25) 或表 2 中的数值。

z ——土层位于泥面以下的深度，单位为 m。

η ——初始地基反力比例系数，可根据 m 法相关规范中地基土水平抗力比例系数取值或通过现场实测获得；

p_u ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力标准值，单位为 kN/m，仍按照 API 法取值计算。但当水平力为长期荷载时应将地基反力比例系数 η 作折减降低采用，若缺少更可信的资料时折减系数推荐取 0.4。

6.5 数值模拟法

6.5.1 海上风机系统-桩土模型

依据有限单元法，桩承载力设计值也可采用有限元方法进行计算，具体要求如下：

- 采用数值模拟方法时，桩基础和土体宜采用实体单元模拟，土体本构可采用基于 Mohr-Coulomb 屈服准则或 Tresca 屈服准则的理想弹塑性本构模型，有经验时也可采用剑桥模型、邓肯-张模型等本构模型，外荷载宜采用施加荷载的方式模拟；
- 宜先检验轴对称模型和三维模型的计算结果，较为吻合的情况下可以采用轴对称模型提高计算

效率；

- 应在桩基础与土体界面设置接触来模拟桩土相互作用；
- 网格设置对有限元结果影响较大，需要进行网格敏感性分析计算，在缺少计算经验的情况下，土体和桩轴向网格尺寸不宜大于 1m，土体径向最小网格尺寸不宜大于 0.05 倍桩外径；模型竖向地基边界不宜小于桩入土深度与 5 倍桩外径之和，模型水平边界不宜小于 20 倍桩外径。模型底部应施加三个方向约束，周围应施加法向约束；
- 应根据荷载情况、地基排水条件等取相应的土体强度指标；应谨慎选取计算弹性模量，如无其他资料，可取 1~5 倍压缩模量。

6.5.2 流固耦合模型

若要取得更加准确的风机系统强度计算结果，还需要考虑海上风机系统-海水的流固耦合影响，具体操作是通过建立计算固体力学与计算流体力学的双向耦合计算每个风速下的最大幅值。流固耦合方法计算固体在流体作用下产生的应力应变或位移及流体在固体变形、位移或旋转影响下的流场改变，需计算流体力学及计算固体力学进行交互，具体的计算思路如图 3。

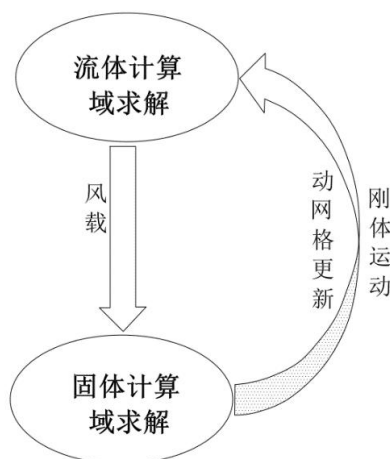


图 3 流固耦合仿真思路

7 漂浮式海上风电基础

7.1 一般规定

7.1.1 本章为漂浮式海上风电平台的直接计算模型建立提供指导。

7.1.2 漂浮式海上风电平台的海上风电基础结构应进行三维有限元分析，宜采用分项系数设计表达式进行计算。

7.1.3 海上风电基础结构分析应考虑由塔筒变形引起的荷载二阶效应（P-delta）。

7.2 三维有限元建模

7.2.1 选择单元类型应按照以下原则：

- 承受侧向荷载的扶强材使用梁单元，不承受侧向荷载的扶强材可使用杆单元。
- 船体的内外壳板、强框架、纵桁、肋板、平面舱壁桁材、肋骨等的高腹板用板单元模拟。建模中应尽可能使用少使用三角形单元，特别是高应力区域和开孔周围、肘板连接处和折角连接处等应力梯度大的区域，应避免使用三角形单元。
- 板单元长宽比应不超过 3，在可能产生高应力或高应力梯度的区域，板单元的长宽比应尽可能接近 1。

7.2.2 有限元网格应尽可能遵从结构中骨材的实际排列方式，以表示骨材之间的实际板格，具体划分时应按照以下原则：

- 船底板、舷侧外板、甲板、纵舱壁、内底板，横向每相邻两个纵骨之间为一个单元，沿纵向，单元长度应不大于纵骨间距的两倍；对于边舱横舱壁、制荡舱壁，每相邻垂直扶强材之间为一个单元；横框架、垂直桁材、撑材和水平桁材上，每相邻腹板加强筋之间为一单元。
- 双层底纵桁和肋板、甲板强横梁、边舱强框架及其水平桁、边舱横撑材沿腹板高度至少划分 3 个网格。如果腹板高度较小，则可以划分两个网格，但在腹板每两个相邻加强筋之间至少为一个网格，且与相邻构件的网格匹配。
- 边舱强框架的网格应描述强框架上开孔的实际形状；对主要支撑构件的大肘板自由边的曲率应准确描述，以避免由于几何不连续导致不真实的高应力。
- 以梁单元建模的骨材，应与实际结构位置匹配，弯曲中心或者剪切中心偏移方向与带板法线方向一致，并与板单元协调。
- 不连续加强筋应按连续加强筋建模，即削斜端部处的腹板高度折减可以不用建模。
- 主要支撑构件的腹板加强筋应建模。当加强筋布置与主要有限元网格不一致时，调整线单元至最近的节点，但调整的距离应不超过该加强筋间距的 0.2 倍，按此调整后得到的计算应力和屈曲利用因子不进行修正。大肘板、甲板横梁和平行于翼板的水平桁上的屈曲加强筋应建模。这些加强筋可以使用杆单元建模。

7.2.3 为消除平台整体结构的刚体位移，模型中至少需要施加 6 个自由度的位移边界条件。根据平台的实际情况，位移边界条件可以是弹性固定或刚性固定。通常应选取结构强度较大且远离结构强度评估区域的 3 个不共线的节点，每个节点施加如下的位移边界条件：3 个垂向约束（Z），2 个横向水平约束（Y），1 个纵向水平约束（X），见图 4。约束点可以设置在下壳体角端，也可以设置在上壳体。当垂向约束采用弹簧支座时，支点设置在水线面处。

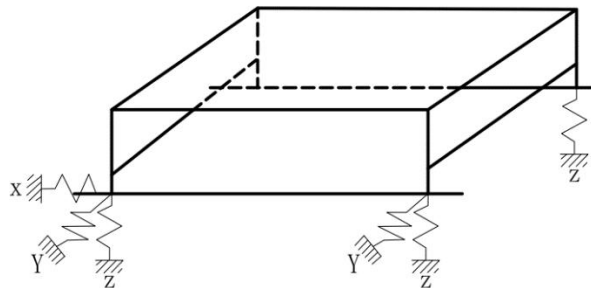


图 4 边界条件

7.3 荷载预报

7.3.1 一般规定

7.3.1.1 漂浮式海上风电平台的总体性能和荷载可通过数值计算或模型试验进行预报。

7.3.1.2 总体性能和荷载预报应对以下内容进行预报：

- 海上浮式风机平台六自由度运动响应，对于不同型式海上浮式风机平台，应根据其特性考虑相关因素；
- 极限波峰与甲板主结构最低构件下缘之间的峰隙（如适用），应满足 NB/T 11378 的相关要求；
- 系泊索和动态电缆张力，包括最大和最小张力响应以及用于设计的疲劳荷载；
- 用于结构分析的水动力荷载；
- 用于结构分析的塔架底部荷载，该荷载需考虑 RNA 和塔架惯性力；
- 用于确定惯性荷载的加速度；
- 用于 RNA 设计和选型的塔架顶端加速度等。

7.3.2 分析方法

- 7.3.2.1 漂浮式海上风电平台的分析方法分为频域分析方法和时域分析方法两种。
- 7.3.2.2 总体性能应由时域分析方法得到，频域分析方法可作为前期的方案比选使用。对于存在显著非线性效应的平台，应进行模型试验，荷载预报宜采用时域方法。
- 7.3.2.3 采用频域分析方法时，波浪荷载预报通常采用设计波法。设计波法可以分为随机性设计波法和确定性设计波法。

7.3.3 随机性设计波法

- 7.3.3.1 随机性设计波法的环境参数应按 5.2.4.5 节对不规则波的有关要求选取。
- 7.3.3.2 随机性设计波法流程为：

- 结合平台的布置与结构形式特点，选取控制平台总体强度的特征荷载；
- 根据平台的几何形状以及特征荷载特性，确定临界波长（或临界周期）和浪向；
- 计算不同浪向和波浪频率的特征荷载的响应幅值算子（RAO）；
- 基于波浪谱和 RAO，得到特征荷载响应最大值；

$$R_d(Max) = \sigma \sqrt{-0.5 \ln \left(1 - p^{\frac{1}{N}} \right)} \quad (36)$$

式中：

σ ——特征荷载有义值；

N ——波浪数（3 小时）；

p ——置信区间， $1-p$ 为超越概率， p 取 90%。

- 特征荷载的波幅根据 RAO 在临界周期下的值和特征荷载响应最大值计算得到：

$$A_d = \frac{R_d(Max)}{RAO_d} \quad (37)$$

式中：

A_d ——特征荷载的波幅（m）；

RAO_d ——特征荷载响应幅值算子在临界周期下的值。

- 特征荷载 RAO 在临界周期对应的相位以及反向相位（180-相位）为设计波的相位；
- 根据上述特征荷载的设计波参数（波幅、周期、相位和浪向）得到用于结构总体强度分析的波浪荷载。

7.3.4 确定性设计波法

- 7.3.4.1 确定性设计波法的环境参数应按 5.2.4.4 节对规则波的有关要求选取。
- 7.3.4.2 确定性设计波法流程为：

- 结合平台的布置与结构形式特点，选取控制平台总体强度的特征荷载；
- 根据平台的几何形状以及特征荷载特性，确定临界波长（或临界周期）和浪向；
- 计算不同浪向角和波浪频率的特征荷载 RAO；
- 根据 5.2.4.4 符合规定的规则波计算波浪周期为 3s~40s 对应的极限波高；
- 基于响应幅值算子和上一步不同周期下的极限波高，得到特征荷载响应值；
- 基于上一步计算得到的最大响应对应的规则波波高和周期即为设计波波高和周期，浪向和相位由对应的最大 RAO 确定；
- 根据上述特征荷载的设计波参数（波幅、周期、相位和浪向）得到用于结构总体强度分析的波浪荷载。

7.3.5 时域分析方法

时域分析方法宜满足以下要求：

- 时域分析方法应考虑气动荷载、水动力荷载和驱动荷载与海上浮式风机平台之间的耦合效应；
- 时域模拟的时间应足够长以得到稳定的统计峰值，并应尽可能使时域模拟中不规则波的随机种子数能够准确模拟实际海况。
- 通常按平均值统计计算分析的随机种子数应不少于 5 个，按极值分析模型进行统计分析时随机种子数应不少于 10 个。

7.4 强度结果校核

7.4.1 一般规定

- 7.4.1.1 漂浮式海上浮式风机平台的结构分析，一般应包括结构强度分析和疲劳分析。
- 7.4.1.2 结构分析方法一般应基于线弹性理论，若采用塑性方法分析时，应在设计文件中予以明确。
- 7.4.1.3 一般应采用公认的有限元结构分析程序进行结构计算，否则，应提供程序的有关说明文件，包括程序所基于的力学原理、程序的求解计算方法及相关软件验证等资料。
- 7.4.1.4 在强度分析中，应特别注意风机塔架与平台结构连接部位、浮体平台桁架连接处等结构高应力区域。
- 7.4.1.5 在疲劳分析中，应充分考虑海上风力发电机组在各工况下的疲劳荷载的时域特性及平台所受波浪荷载的频域特性。
- 7.4.1.6 板单元许用应力标准采用的是膜应力，即弯曲板单元的中面应力。梁单元采用的是轴向应力。

7.4.2 强度校核

- 7.4.2.1 板筋结构进行极限强度校核时，结构等效应力不应超过材料最小屈服强度，即应满足以下公式要求：

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_y}{\gamma_m} \quad (38)$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad (39)$$

式中：

- σ_{eq} ——等效应力 (N/mm²)；
- f_y ——最小屈服应力 (N/mm²)；
- γ_m ——材料系数，极限状态取 1.1，其他状态取 1.0；
- σ_x ——单元 x 方向应力 (N/mm²)；
- σ_y ——单元 y 方向应力 (N/mm²)；
- τ_{xy} ——单元 xy 平面的剪应力 (N/mm²)。

- 7.4.2.2 极限状态下材料系数取 1.1。受系泊力影响的支撑结构应考虑单根系泊索的破断荷载，在荷载系数和材料系数选取时，应区分系泊荷载静力和动力的贡献，材料系数取 1.0。
- 7.4.2.3 承受压缩和/或剪切的结构应校核屈曲强度。屈曲强度应符合 SY/T 6875 和 SY/T 6876 的有关规定。

7.4.3 疲劳校核

- 7.4.3.1 海上浮式风机平台结构的设计疲劳寿命应不小于海上风力发电机组的设计寿命。
- 7.4.3.2 平台结构的疲劳校核应符合 SY/T 10049 的有关规定。
- 7.4.3.3 进行疲劳校核时，所有荷载工况的荷载系数可取 1.0。

7.4.4 强度评估报告

海上风电平台结构总体强度评估报告中应包括：

- 所参考的图纸清单；

- 结构有限元模型的详细描述；
- 结构模型和相关属性图示；
- 所使用材料特性的详细情况；
- 边界条件的详细描述；
- 所施加荷载的详细情况；
- 总体和局部的结构响应，包括变形与应力云图等；
- 强度评估结果汇总表；
- 必要时，对结构的建议修改方案。

8 系泊系统

8.1 一般规定

- 8.1.1 系泊系统设计应满足漂浮式海上风电基础定位要求，并与动态电缆设计相协调。
- 8.1.2 系泊系统设计应进行数值仿真分析，宜通过模型试验验证。
- 8.1.3 系泊系统设计应考虑完整极限工况、破损极限工况和疲劳工况；对于吸力锚，还应考虑锚安装工况、锚拆除工况、建造工况和运输工况。
- 8.1.4 系泊系统的冗余设计推荐用于商业化风场，尤其是电网接入要求严格的场景；非冗余设计需通过风险评估（如 FMEA）证明其可行性，并明确运维响应预案。

8.2 系泊系统设计分析

8.2.1 系泊分析方法

- 8.2.1.1 系泊分析方法应满足下列要求：
- 静态偏移应采用准静力分析法。
 - 计算动态系泊荷载时变效应可采用频域分析法或时域分析法。
 - 系泊分析应考虑对系泊索有重要影响的非线性效应。
- 8.2.1.2 系泊索的疲劳分析方法应符合下列规定：
- 系泊索的疲劳分析应采用 S-N 或 T-N 曲线方法。
 - 累积疲劳损伤比 D 应按下式计算：

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \tag{40}$$

式中：

- D ——累积疲劳损伤比；
- n_i ——张力/应力幅值 i 对应的循环次数；
- N_i ——根据 T-N/S-N 曲线定义的标准张力/应力幅值 i 对应的循环次数。

- 应对每条系泊索部件进行疲劳分析。
- 累积疲劳损伤比 D 不应小于表 8 的规定值。

表 8 系泊索疲劳损伤设计系数

系泊系统的冗余度	具备可检视性和可维修性	疲劳设计系数
冗余设计	是	2
	否	5
非冗余设计	是	3

	否	10
--	---	----

8.2.2 系泊设计衡准

8.2.2.1 设计系泊系统的环境载荷组合时，应同时考虑风、浪、流的联合作用并按最不利方向组合，并应考虑动力放大效应，动力放大系数不宜小于 1.2。

8.2.2.2 系泊系统设计衡准应符合下列规定：

- 应根据设备限制和间距要求对漂浮式海上风电基础的许用平均偏移和许用最大偏移作出规定。
- 系泊张力的极限可表示为系泊组件的最小破坏强度的一个百分比；最小破坏强度可由系泊组件制造商所保证的破断强度定义，也可通过破断荷载测试所确定。
- 系泊张力安全系数应由设计工况及所采用的系泊分析方法确定，在分析时应考虑系泊索的腐蚀和磨损裕量。
- 张力安全系数 F 可按下式计算：

$$F = \frac{P_B}{T_{\max}} \quad (41)$$

式中：

F ——张力安全系数；

P_B ——系泊索考虑腐蚀和磨损折减后的最小破断强度（kN）；

$T_{\max}$ ——系泊索最大张力（kN）。

8.2.2.3 系泊索的材料安全系数 γ_m 不应小于表9的规定值。

表 9 材料安全系数

系泊索类型	材料安全系数 γ_m
锚链/钢缆	1.15
纤维缆	1.5~2.0（取决于材料类型）

8.2.2.4 采用动力分析法时，系泊索张力的安全系数不应小于表10的规定值。

表 10 系泊索张力的安全系数

载荷工况	系泊系统的冗余度	系泊系统的设计工况条件	极限张力（MBS 百分比）	设计工况类型	安全系数
设计载荷工况（DLC）	冗余设计	完整状态	60	N	1.67
			80	A	1.25
		单线断裂损伤状态	95	A	1.05
		单线断裂瞬态工况	95	A	1.05
	非冗余设计	完整状态	50	N	2.0
			66	A	1.5
自存载荷工况（SLC）	冗余设计/非冗余设计	完整状态	100	—	1.00
注1：设计载荷工况（DLC）涵盖风机全生命周期内所有可能遇到的载荷工况，包括正常运行、启动/停机、故障事件等，用于验证结构完整性、疲劳寿命和功能可靠性。生存载荷工况（SLC）指风机在最恶劣环境条件下（如百年一遇风暴）停机状态的生存能力。					
注2：“设计工况类型”中的“N”表示正常设计工况（Normal Design Condition），即风机处于可控的发电、待					

机或计划停机状态（如DLC 1.x/ DLC 2.x）状态下承受的载荷，环境条件为典型或中等严苛（如1年一遇至50年一遇风浪），核心目标是验证功能性、疲劳寿命和常规可靠性；“A”表示异常设计工况（Abnormal Design Condition），即风机处于非正常的故障、失控或意外事件状态（如DLC 4.x/ DLC 5.x）状态下承受的载荷，通常伴随极端环境条件（如50年一遇风浪），核心目标是验证失效容限和失效后的安全性（如避免倒塌）。

8.2.2.5 系泊索的断裂极限状态（ALS）的失效模式和要求应满足表11的规定。

表 11 系泊索断裂极限状态（ALS）的失效模式和要求

失效模式	要求
单根系泊失效	剩余系统能承受 100%环境荷载
锚链断裂	动态响应不超过设计位移限值

8.2.2.6 张力筋腱设计应符合SY/T 6874的有关规定。

8.2.2.7 除满足以上规定外，系泊索设计时应考虑以下因素的影响：

- 系泊纤维缆应考虑长期蠕变和紫外线老化的影响。
- 若漂浮式海上风电平台处于浅水海域，宜通过提高导缆孔高度、增加质量块或浮筒等措施，避免系泊缆松弛-张紧现象，减小极限张力。
- 若未采取防腐措施，确定系泊索的腐蚀裕量时，年腐蚀率宜按 0.1mm/年计算，飞溅区宜额外增加 2mm 厚度。

8.2.3 锚固基础设计衡准

8.2.3.1 锚固基础可采用抓力锚、桩锚、吸力锚和吸力沉箱、重力锚、板锚等型式。

8.2.3.2 抓力锚、桩锚、板锚和吸力锚的设计应符合SY/T 10040的有关规定。

8.2.3.3 锚固基础承载力设计安全系数应按下列规定执行：

- 抓力锚安全系数应按表 12 的规定取值。

表 12 抓力锚安全系数

工况	动力分析
完整极限工况	1.5
破损极限工况	1.0

- 吸力锚、桩锚、重力锚和板锚安全系数应按表 13 的规定取值。

表 13 吸力锚、桩锚、重力锚和板锚安全系数

工况	吸力锚、桩锚和重力锚		板锚
	侧向	轴向	侧向
完整极限工况	1.6	2.0	2.0
破损极限工况	1.2	1.5	1.5

9 动态电缆

9.1 电缆构型设计

9.1.1 一般规定

9.1.1.1 动态电缆的构型可包括上升段、浮力段、下降段、尾段。

- 9.1.1.2 动态电缆的构型在任意工况下应满足下列要求：
- 任意点的曲率半径不应小于设计最小弯曲半径；
 - 任意点承受的荷载不应超过该点弯曲半径所对应的允许的最大安全工作荷载；
 - 不应与海床、漂浮式海上风电基础、系泊缆或其他可能对动态电缆造成损伤的物体发生碰撞、刮蹭；
 - 当漂浮式海上风电基础运动时，应满足任意方向的偏移要求。

9.1.2 构型设计方法

- 9.1.2.1 动态电缆构型设计流程应包括设计输入、静态构型设计、构型分析和构型设计成果。
- 9.1.2.2 设计输入应包括设计寿命、电缆基本参数和使用要求。
- 9.1.2.3 静态构型设计应根据设计输入，调整动态电缆的性能参数及上升段、浮力段、下降段、尾段的长度、形状、起止位置。
- 9.1.2.4 静态构型设计完成后，应按 9.1.3 的要求对进行构型分析；当构型分析不满足设计要求时，应调整构型，并重新进行分析。
- 9.1.2.5 动态电缆构型设计成果应包括下列内容：
- 电缆性能参数；
 - 上升段、浮力段、下降段、尾段的长度、形状、起止位置。
 - 对构型有影响的附件的设计方案。

9.1.3 构型分析

- 9.1.3.1 动态电缆构型应分别按表 14 的各类工况的荷载组合进行分析。

表 14 荷载工况组合

工况	荷载组合
正常工况	功能荷载、环境荷载
极限工况	功能荷载、环境荷载
偶然工况	功能荷载、环境荷载、偶然荷载
安装工况	功能荷载、环境荷载、安装荷载

- 9.1.3.2 动态电缆构型分析应包括强度分析、刚度分析、疲劳分析、干涉分析和稳定性分析，并满足下列要求：
- 强度分析时，应确保动态电缆任意点的最小弯曲半径不应小于设计最小弯曲半径，任意点承受的荷载不应超过该点最小弯曲半径所对应的允许最大安全工作荷载；
 - 刚度分析时，应确保动态电缆各截面的组合抗拉和抗弯能力、组合应力应变、组合刚度满足设计要求；
 - 疲劳分析时，应确保在设计使用年限内动态电缆任意段及附件不发生疲劳损坏；
 - 疲劳类型应包括波致疲劳、涡激振动疲劳、安装疲劳；
 - 干涉分析时，应确保动态电缆上浮段、下降段不与海床、漂浮式海上风电基础、系泊缆或其他可能对动态电缆造成损伤的物体发生碰撞、刮蹭；
 - 稳定性分析时，应确保动态电缆尾段在与海床接触的部分在垂直方向上不发生上浮、下沉或侧向偏移。

- 9.1.3.3 构型可采用计算模拟或模型试验的方法进行分析。

- 9.1.3.4 动态电缆的设计最小弯曲半径应满足下列公式：

$$MBR \leq \frac{R_{ac}}{F} \quad (42)$$

$$MBR \leq \frac{R_{lc}}{F}$$

(43)

式中：

MBR——动态电缆的设计最小弯曲半径（m）；

R_{ac} ——极限工况下动态电缆的最小弯曲半径（m）；

R_{lc} ——偶然工况下动态电缆的最小弯曲半径（m）；

F ——设计最小弯曲半径的安全系数，按表 15 取值。

表 15 荷载工况组合

工况	安全系数
极限工况	1.5
偶然工况	1.25

9.2 专用附件

9.2.1 功能附件

- 9.2.1.1 动静态电缆过渡装置应固定于海床上；内部应采用分相密封设计，且具有防水性能。
- 9.2.1.2 动态电缆应采用锚固装置固定，并符合 GB/T 51190 的相关规定；当锚固装置的位置在水中或锚固装置的两侧均有约束力时，可使用双相锚固。

9.2.2 保护附件

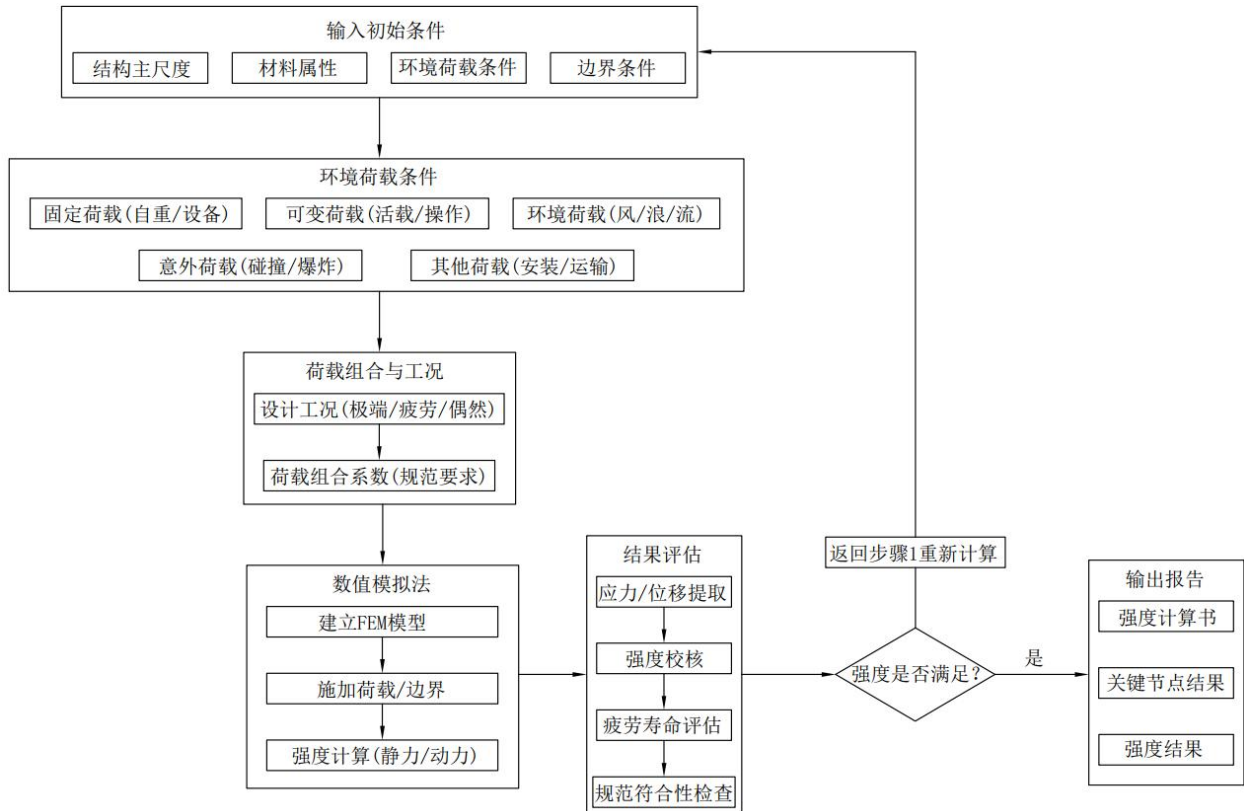
- 9.2.2.1 动态电缆与漂浮式海上风电基础的连接位置应采用弯曲加强件保护；弯曲加强件的设计使用年限应不小于动态电缆的设计使用年限。
- 9.2.2.2 宜在动态电缆与海床接触的位置设置弯曲限制器或防磨保护管。

附录 A

(资料性)

海上风电平台强度直接计算流程图

A.1 海上风电平台强度直接计算流程如图 A.1 所示。



图A.1 海上风电平台强度直接计算流程图

附录 B
(资料性)
钢管桩刚柔性的定义

B.1 钢管桩的刚柔性可根据桩-土相对刚度按表 B.1 区分。

表B.1 根据桩-土相对刚度定义钢管桩的刚柔性

钢管桩的刚柔性	$E_p I_p / E_s L^4$
刚性桩	>0.208
弹性桩	$0.0025 \sim 0.208$
柔性桩	$0 \sim 0.0025$

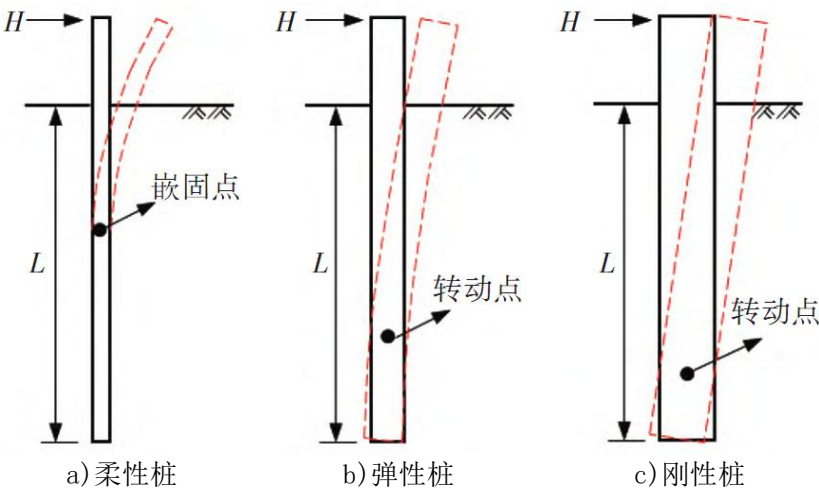
注1： $E_p I_p$ 为桩截面抗弯刚度，单位为 $kN \cdot m^2$ ； E_s 为土体杨氏模量，单位为 kPa ； L 为桩长，单位为 m 。

B.2 若缺少表 B.1 相关输入数据，钢管桩的刚柔性亦可根据长径比 L/D 按表 B.2 判断。

表B.2 根据长径比L/D定义钢管桩的刚柔性

钢管桩的刚柔性	L/D
刚性桩	$0 \sim 10$
弹性桩	$10 \sim 18$
柔性桩	>18

B.3 不同刚柔性的钢管桩水平受荷变形模式如图 B.1 所示。



图B.1 水平受荷变形模式

附录 C
(规范性)

砂土中非柔性桩基 P-Y 曲线修正方法

C.1 对于砂土中的海上风电非柔性桩基，API 法的 P-Y 曲线关系式 $p = Ap_u \tanh\left(\frac{kz}{Ap_u} y\right)$ 宜按式(C.1)进行修正。

$$p = Ap_u \tanh \left[\frac{kz_{ref} \left(\frac{D}{D_{ref}} \right)^m \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^n}{Ap_u} y \right] \quad (C.1)$$

式中：

D_{ref} ——相对桩径，取 1.0m；

z_{ref} ——相对深度，取 2.5m；

D ——桩直径，单位为 m；

z ——泥面以下计算点的深度，单位为 m；

y ——泥面以下 z 深度处的横向位移，单位为 m；

m 、 n ——分别为桩径和土体深度的影响系数，按表 C.1 取值；

p_u ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力标准值，单位为 kN/m；

p ——泥面以下 z 深度处单位桩长极限水平土抗力，单位为 kN/m。

表C.1 砂土P-Y曲线关系式的修正参数

砂土密实程度	桩径影响系数 m	深度影响系数 n
超密、密实	0.50	0.50
中密	0.50	0.60
松散、很松散	0.60	0.65

附录 D

(规范性)

黏土中非柔性桩基 P-Y 曲线修正方法

D.1 对于黏土中的海上风电非柔性桩基，桩周土体达到极限抗力一半时对应的水平变形 $y_c = 2.5\xi_c D$ 可按式(D.1)进行修正。

$$y_c = 2.5\xi_c \left(\frac{D}{D_{ref}} \right)^{0.5} D_{ref} \quad (D.1)$$

式中：

D_{ref} ——相对桩径，取 0.324m；

D ——桩直径，单位为 m；

ξ_c ——最大主应力差一半时的土体应变。

参 考 文 献

- [1] Geotechnical and Foundation Design Considerations(ANSI/API Recommended Practice 2GEO, First Edition, April 2011, Addendum 1, October 2014)
- [2] DNV GL. DNVGL-ST-0126: Support Structures for wind turbines[Z]. 2018.
- [3] SY/T 7064.4-2018 石油天然气工业海洋结构物特殊要求 第4部分：岩土工程及基础设计
- [4] Stevens, J.B., & J.M.E. Audibert. Re-Examination Of P-Y Curve Formulations. Offshore Technology Conference, Houston, Texas, April 1979.
- [5] Kallehave D, LeBlanc Thilsted C, Liingaard MA. Modification of the API p-y formulation of initial stiffness of sand[C]. 7th International Conference: Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Geotechnologies Present and Future, London, 2012.
- [6] ABS. ABS Guide for Building and Classing Floating Offshore Wind Turbine Installations[Z]. 2023.