

指导性文件  
GUIDANCE NOTES  
GD 20-2014



中国船级社

# 固定式导管架结构可靠性分析及应用指南

北京

2015年1月

# 目录

第 1 章 总 则.....	1
第 1 节 一般规定.....	1
第 2 节 规范和引用文件.....	2
第 3 节 定义和缩写.....	2
第 2 章 固定式导管架结构的可靠性分析.....	4
第 1 节 一般规定.....	4
第 2 节 结构抗力及其分布特性.....	4
第 3 节 环境载荷的分布特性.....	5
第 4 节 失效概率的计算.....	6
第 3 章 现役导管架结构评估的可接受标准.....	10
第 1 节 平台的分类.....	10
第 2 节 现役平台结构抗力的可接受标准.....	11
第 3 节 其它.....	12
第 4 章 按照 ISO 19902 标准设计建造的导管架结构的环境载荷分项系数.....	13
第 1 节 一般规定.....	13
第 2 节 暴露等级的划分及环境载荷分项系数.....	13
第 3 节 甲板高程的要求.....	14
第 5 章 固定式导管架结构的极限强度分析.....	16
第 1 节 概述.....	16
第 2 节 图纸和资料.....	16
第 3 节 极限强度分析方法.....	17
第 4 节 结构模型.....	20
第 5 节 载荷模拟.....	24
第 6 节 结果分析.....	25
附录 参考文献.....	28

# 第 1 章 总 则

## 第 1 节 一般规定

1.1.1 本指南是中国船级社（以下称本社）关于海上固定式钢质导管架平台结构设计、评估中的可靠性分析和应用的指导性文件。

1.1.2 本指南提供了导管架平台结构抗力和年失效概率之间的关系。

1.1.3 本指南给出了各个暴露等级平台的环境载荷分项系数，可用于新建平台按照 ISO 19902（Petroleum and natural gas industries - Fixed steel offshore structures）的规定，基于荷载和抗力系数设计方法（LRFD）进行设计。

1.1.4 本指南给出了利用极限强度分析对现役平台进行合于使用（Fitness for Purpose）评价时的可接受标准。

1.1.5 本指南给出了导管架结构极限强度分析的一般要求和推荐做法。

1.1.6 本指南提供的固定平台结构可靠性分析方法是通用的，但由于不同海域环境载荷分布存在差异，所给出的结果仅适用于南海北部大陆架（包括北部湾）水深 300 米以内区域的固定式导管架结构的设计和评估，示意范围参见图 1.1-1。

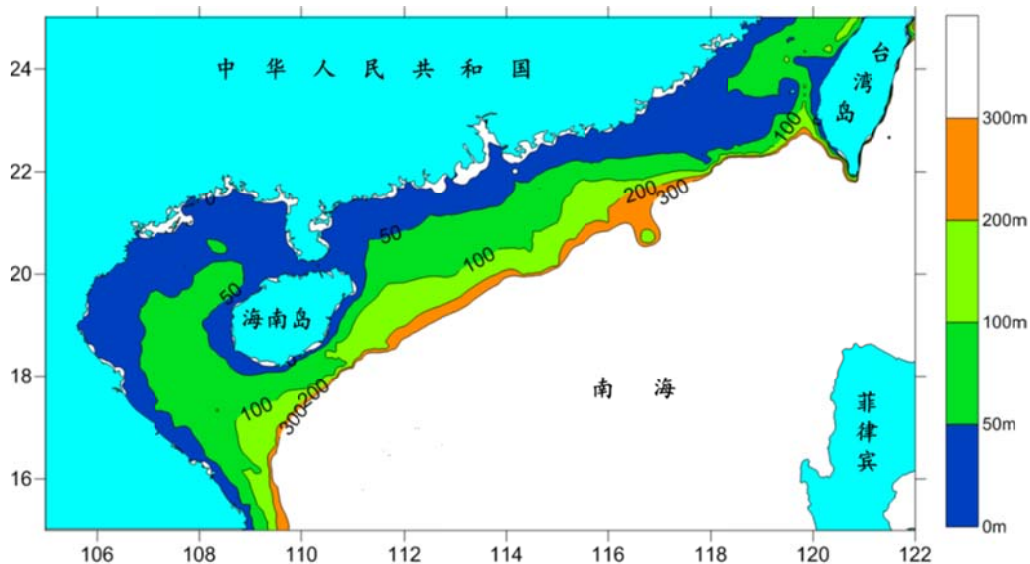


图 1.1-1 适用的海域范围（示意）

1.1.7 长期和准确的海洋环境条件是进行环境载荷统计分析的基础。本指南提供的环境载荷长期分布来自于对南海海域自 1972 年至 2011 年连续 40 年的海况参数的统计分析，这些海洋环境数据由经过验证的数值后报方法得到。

1.1.8 使用者应注意到多种不确定性因素会导致环境载荷的随机性，如：数

值后报结果的偏差和离散,环境要素自身的不确定性,计算载荷的偏差和离散等。同时,结构抗力的分析结果也存在随机性。这些随机性要素既有物理上客观存在的(Physical Uncertainty),也有分析方法和模型不完善导致的(Modeling Uncertainty),在环境载荷长期分布、结构抗力分布、以及可靠性分析模型中进行了尽可能合理的考虑。但由于数据样本的有限时间跨度和长重现期的数据外推,将不可避免的导致最终分析结果存在一定的偏差和离散,这一点需要有充分的认识。

1.1.9 使用者还应考虑到平台海域沿岸国主管当局的特殊要求,如本指南与其不一致时,应以主管当局的要求为准。

## 第 2 节 规范和引用文件

1.2.1 本指南主要参考下列版本的法规、规范、标准和本社其它指南。

- (1) 中华人民共和国国家经济贸易委员会《海上固定平台安全规则》(2000)
- (2) 中国船级社《在役导管架检验指南》(2013)
- (3) 中国船级社《海上平台状态评定指南》(2005)
- (4) API RP 2A - WSD Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (2007)
- (5) ISO 19902, Petroleum and natural gas industries - Fixed steel offshore structures (2007)
- (6) ISO 19901-1, Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures - Part 1: Metocean design and operating considerations (2005)

1.2.2 本指南参考的技术报告和论文见附录。

## 第 3 节 定义和缩写

1.3.1 定义

- (1) 极限能力—平台倒塌时,结构能够承受的最大载荷,在本指南中以最大基底剪力进行表征。

- (2) 强度储备系数—平台极限能力与 100 年重现期环境载荷引起的基底剪力之比。
- (3) 结构抗力—本指南中结构抗力系指导管架结构体系的总体抗力，而非构件抗力，结构抗力以平台的强度储备系数予以表征。
- (4) P-Delta 效应—由平台径向位移导致重量重心偏移造成的倾覆影响，在泥面处产生附加弯矩，对结构产生倾覆作用。

### 1.3.2 缩写和符号

- (1) LRFD—荷载和抗力系数设计 (Load and Resistance Factor Design)
- (2) RSR—强度储备系数 (Reserve Strength Ratio)
- (3) SMYS—最小屈服强度 (Specified Minimum Yield Strength)
- (4)  $P_f$ —失效概率 (Probability of Failure)
- (5)  $\beta$ —可靠度指标 (Reliability Index)
- (6)  $\gamma_{f,E}$ —环境载荷分项系数 (Partial Action Factor for Environmental Actions )

## 第 2 章 固定式导管架结构的可靠性分析

### 第 1 节 一般规定

2.1.1 一般而言，台风过程产生的环境载荷是南海海域固定式平台结构的控制载荷，结构的可靠度取决于结构抗力的分布和环境载荷的分布。

2.1.2 结构抗力可通过极限强度分析获得。

2.1.3 环境载荷的分布应考虑极端天气过程（如：台风过程）的波浪、海流和风的联合作用。

### 第 2 节 结构抗力及其分布特性

2.2.1 导管架平台的结构抗力 $RSR$ 可近似的认为符合正态分布，如图 2.2-1 所示，其概率密度函数 $p_{RSR}(RSR)$ 为：

$$p_{RSR}(RSR) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_R} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{RSR - R_m}{\sigma_R} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

式中：

$R_m$ ——  $RSR$  的均值，由 2.2.2 款得到；

$\sigma_R$ ——  $RSR$  的标准差， $\sigma_R = V_R R_m$ ，其中 $V_R$ 为结构抗力的变异系数，由 2.2.3 得到。

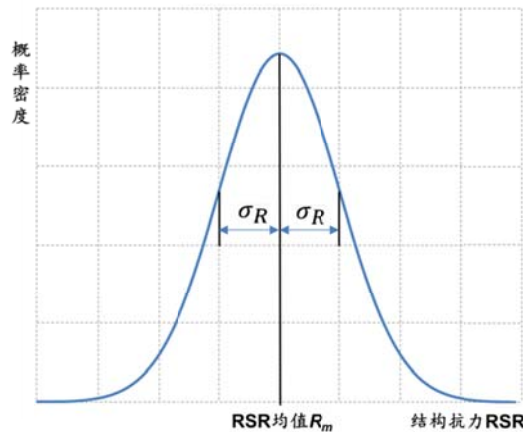


图 2.2-1 结构抗力  $RSR$  分布的概率密度函数

2.2.2 结构抗力  $RSR$  的均值可 $R_m$ 可按下式计算：

$$R_m = \frac{L_m}{L_{100}} \quad (2.2)$$

式中：

$L_m$ —— 结构倒塌时的基底剪力均值；

$L_{100}$ —— 100 年重现期的环境载荷引起的基底剪力。

2.2.3 结构抗力的变异系数 $V_R$ 由结构倒塌时参与破坏的构件数量，以及构件自身强度的变异系数决定，一般情况下 $V_R=10\%$ ，更准确的取值可由下式计算：

$$V_R = \frac{V_C}{\sqrt{n}} \quad (2.3)$$

式中：

$V_C$ —— 导管架构件压缩或拉伸强度的变异系数， $V_C=10\%$ ；

$n$ —— 结构倒塌时参与破坏的构件数量。

2.2.4 极限强度分析的过程和具体要求见第 5 章。

### 第 3 节 环境载荷的分布特性

2.3.1 本节给出的环境载荷分布基于的前提是平台下甲板有足够的高程，不发生甲板上浪。如由于甲板高程不足导致甲板上浪，载荷特性会发生根本性的变化，应给予特殊考虑。

2.3.2 无量纲化的环境载荷  $E$  的年超越概率 $P_E(E)$ 可以用一个指数分布函数拟合，其表达式为：

$$P_E(E) = \exp\left[-\left(\frac{E - A}{B}\right)\right] \quad (2.4)$$

式中：

$E = E_{RP}/E_{100}$ ， $E_{RP}$ 为 RP 年重现期的环境载荷产生的基底剪力， $E_{100}$ 为 100 年重现期的环境载荷产生的基底剪力， $E > A$ ；

系数 A、B 是表征环境载荷分布的特征参数。对于南海海域，推荐 A = 0.272，B = 0.158。

2.3.3 设计者应注意到不同海域环境载荷长期分布的差异。图 2.3-1 比较了南海、墨西哥湾和北海 3 个海域环境载荷的长期分布。

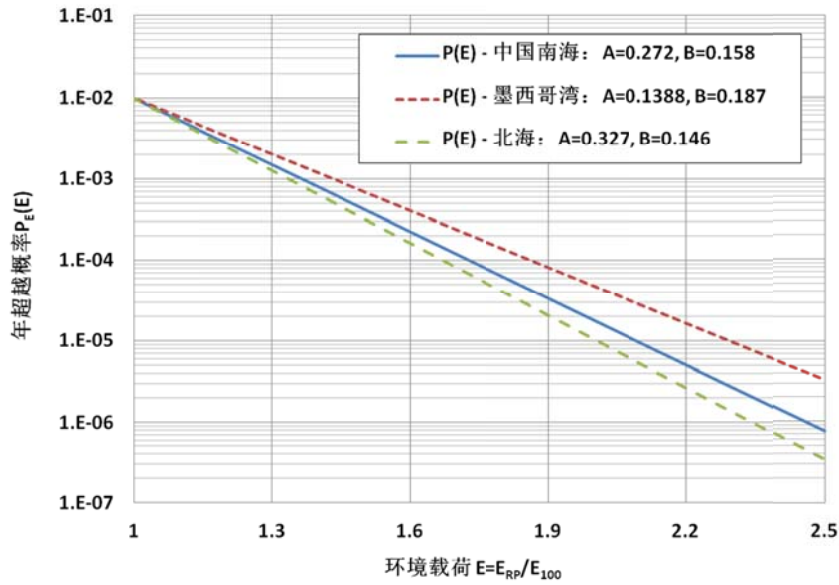


图 2.3-1 不同海域环境载荷分布的比较

2.3.4 环境载荷  $E$  的重现期  $RP(E)$  可以通过式 (2.5) 得到, 如图 2.3-2 所示。环境载荷的重现期曲线又被称为“危险曲线 (Hazard Curve)”, 其斜率反应了环境载荷分布的离散程度, 并直接影响到结构的可靠性。

$$RP(E) = \frac{1}{P_E(E)} \quad (2.5)$$

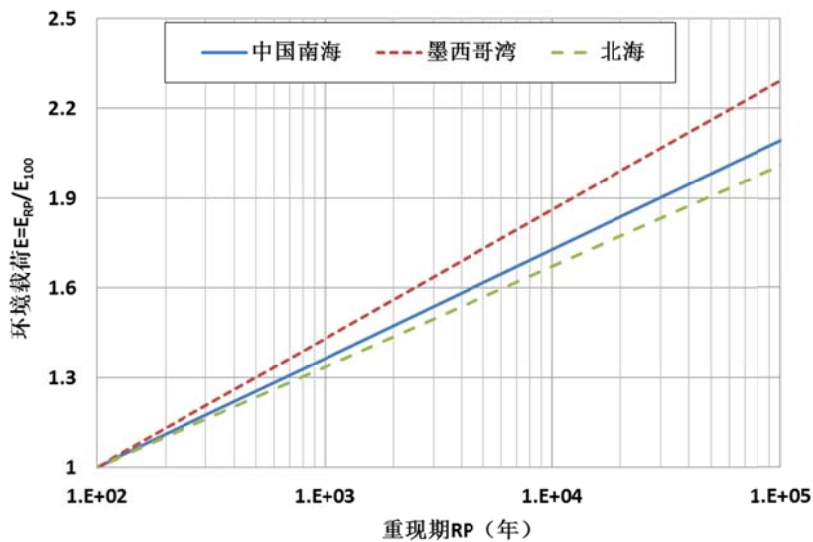


图 2.3-2 不同海域的环境载荷  $E$  的重现期曲线

#### 第 4 节 失效概率的计算

2.4.1 导管架结构的年失效概率  $P_f$  为环境载荷  $E$  超过结构抗力  $RSR$  的概率, 如图 2.4-1 所示, 在甲板高程足够的情况下,  $P_f$  可由下式计算:

$$\begin{aligned}
 P_f &= P(RSR < E) = \int_0^{\infty} P_E(E) \cdot p_{RSR}(E) dE \\
 &= \exp\left(\frac{A - R_m}{B} + \frac{V_R^2 R_m^2}{2B^2}\right) \cdot \left[1 - \Phi\left(\frac{V_R R_m}{B} - \frac{1}{V_R}\right)\right] \quad (2.6)
 \end{aligned}$$

式中：

$\Phi()$ —— 标准正态分布函数；

其他参数和变量如式 (2.1)、式 (2.2)、式 (2.3) 及式 (2.4) 所示。

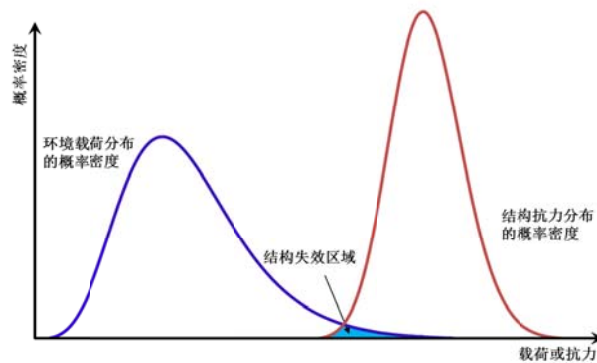


图 2.4-1 结构抗力分布和环境载荷分布

2.4.2 衡量结构可靠度的另一个常用参数是“可靠度指标 $\beta$ ”，其与失效概率 $P_f$ 之间的关系为：

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (2.7)$$

式中：

$\Phi^{-1}()$ —— 标准正态分布的反函数。

2.4.3 图 2.4-2 显示了南海、墨西哥湾及北海 3 个海域的导管架结构抗力与年失效概率之间的关系，其中 $V_R = 10\%$ 。

2.4.4 表 2.4.1 给出了南海海域导管架结构抗力对应的年失效概率及可靠度指标，其中 $V_R = 10\%$ 。

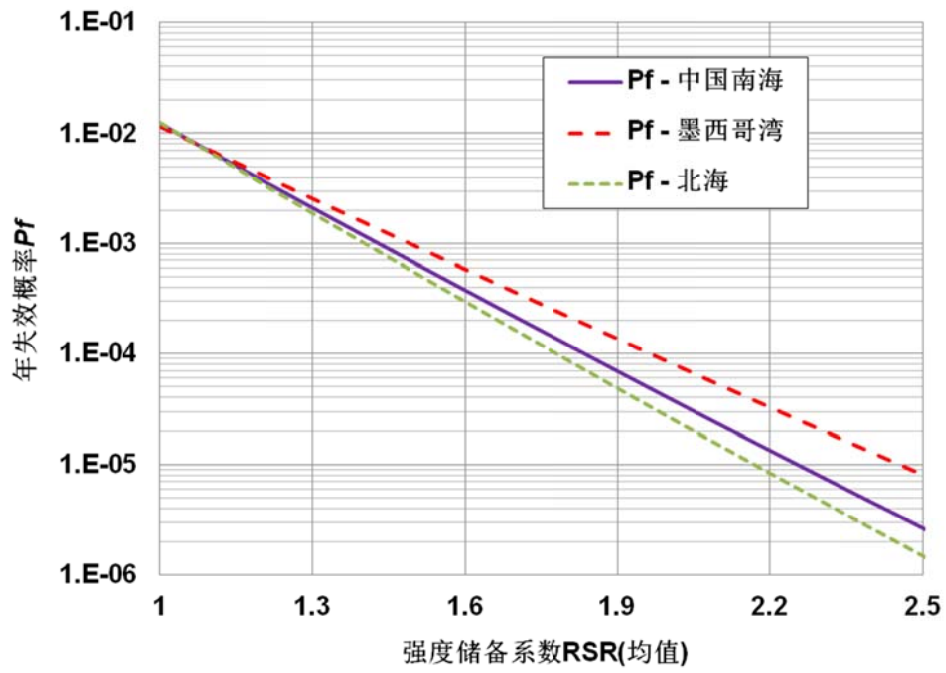


图 2.4-2 不同海域结构极限强度一年失效概率关系曲线

表 2.4.1 – 南海海域导管架结构抗力 – 年失效概率 – 可靠度指标

RSR 均值	结构年失效概率 $P_f$	可靠度指标 $\beta$	RSR 均值	结构年失效概率 $P_f$	可靠度指标 $\beta$
1.00	1.22E-02	2.250	1.76	1.52E-04	3.613
1.02	1.09E-02	2.296	1.78	1.35E-04	3.642
1.04	9.64E-03	2.340	1.80	1.21E-04	3.670
1.06	8.57E-03	2.384	1.82	1.08E-04	3.699
1.08	7.61E-03	2.427	1.84	9.68E-05	3.727
1.10	6.77E-03	2.469	1.86	8.65E-05	3.755
1.12	6.02E-03	2.511	1.88	7.74E-05	3.783
1.14	5.35E-03	2.552	1.90	6.92E-05	3.811
1.16	4.76E-03	2.593	1.92	6.19E-05	3.838
1.18	4.23E-03	2.633	1.94	5.54E-05	3.865
1.20	3.76E-03	2.673	1.96	4.96E-05	3.892
1.22	3.35E-03	2.712	1.98	4.44E-05	3.919
1.24	2.98E-03	2.750	2.00	3.98E-05	3.946
1.26	2.65E-03	2.788	2.02	3.56E-05	3.972
1.28	2.36E-03	2.826	2.04	3.19E-05	3.998
1.30	2.10E-03	2.863	2.06	2.86E-05	4.024
1.32	1.87E-03	2.899	2.08	2.56E-05	4.050
1.34	1.67E-03	2.935	2.10	2.29E-05	4.076
1.36	1.48E-03	2.971	2.12	2.05E-05	4.101
1.38	1.32E-03	3.006	2.14	1.84E-05	4.127
1.40	1.18E-03	3.041	2.16	1.65E-05	4.152
1.42	1.05E-03	3.076	2.18	1.48E-05	4.177
1.44	9.35E-04	3.110	2.20	1.33E-05	4.201
1.46	8.34E-04	3.144	2.22	1.19E-05	4.226
1.48	7.43E-04	3.177	2.24	1.07E-05	4.250
1.50	6.63E-04	3.210	2.26	9.57E-06	4.275
1.52	5.91E-04	3.243	2.28	8.59E-06	4.299
1.54	5.27E-04	3.276	2.30	7.71E-06	4.323
1.56	4.70E-04	3.308	2.32	6.92E-06	4.346
1.58	4.20E-04	3.339	2.34	6.21E-06	4.370
1.60	3.75E-04	3.371	2.36	5.58E-06	4.393
1.62	3.34E-04	3.402	2.38	5.01E-06	4.417
1.64	2.98E-04	3.433	2.40	4.50E-06	4.440
1.66	2.66E-04	3.464	2.42	4.04E-06	4.463
1.68	2.38E-04	3.494	2.44	3.63E-06	4.486
1.70	2.13E-04	3.524	2.46	3.26E-06	4.509
1.72	1.90E-04	3.554	2.48	2.93E-06	4.531
1.74	1.70E-04	3.583	2.50	2.64E-06	4.554

## 第3章 现役导管架结构评估的可接受标准

### 第1节 平台的分类

3.1.1 本章关于人命安全等级和失效后果等级的定义应符合 API RP 2A – WSD 的要求。

3.1.2 南海海域的现役导管架平台，均按照 API RP 2A – WSD，采用 50 年或 100 年重现期的环境条件进行设计建造的。根据平台设计所依据的 API RP 2A 不同版本对应的设计载荷水平的差异，以及人命安全等级和失效后果等级，这些现役平台的暴露等级分为如下类别：

(1) 按照 API RP 2A – WSD 第 9 版~19 版设计的现役平台的暴露等级

人命安全等级	失效后果等级		
	严重后果	中等后果	轻微后果
有人居住，不可撤离	—	—	—
有人居住，可撤离	A1	A2	—
无人居住	A1	A2	—

(2) 按照 API RP 2A – WSD 第 20 版~21 版设计的现役平台的暴露等级

人命安全等级	失效后果等级		
	严重后果	中等后果	轻微后果
有人居住，不可撤离	—	—	—
有人居住，可撤离	L1	L2	—
无人居住	L1	L2	—

3.1.3 大量的实测数据表明，API RP 2A – WSD 第 20 版及以后版本给出的波流载荷计算公式是合理和准确的，按照这些版本设计建造的现役平台定义为“新平台”；而在同样的环境条件下，按照 API RP 2A - WSD 第 9~19 版计算得到的波流载荷低于第 20 版，按照这些版本设计建造的现役平台定义为“旧平台”。

## 第 2 节 现役平台结构抗力的可接受标准

3.2.1 对于按照 100 年重现期环境条件设计的 L1 等级的“新平台”，其 RSR 应不小于 1.8；对于按照 50 年重现期环境条件设计的 L2 等级的“新平台”，其 RSR 应不小于 1.6。其对应的结构年失效概率分别为 $1.21 \times 10^{-4}$ 和 $3.75 \times 10^{-4}$ 。

3.2.2 由于 3.1.3 款所述的设计载荷的差异，“旧平台”可能无法达到相应暴露等级的“新平台”的抗力水平。对于 A1 和 A2 等级的“旧平台”，本社可接受的结构最大年失效概率分别为 $5.0 \times 10^{-4}$ 及 $1.0 \times 10^{-3}$ ，其对应的 RSR 分别为 1.55 和 1.43。

3.2.3 表 3.2.1 汇总了南海海域各暴露等级的现役平台的极限强度可接受标准。

表 3.2.1 – 南海海域现役导管架结构抗力的可接受标准

暴露等级	可接受的最小 RSR	结构年失效概率 $P_f$
A-1	1.55	$5.0 \times 10^{-4}$
A-2	1.43	$1.0 \times 10^{-3}$
L-1	1.80	$1.21 \times 10^{-4}$
L-2	1.60	$3.75 \times 10^{-4}$

3.2.4 由于本指南的可靠性分析模型没有考虑甲板上浪载荷的特性，因此，平台下甲板应有足够的高程。对于具体平台，可以依据如下推荐方法来确定甲板高程是否足够：

(1) 假定不发生甲板上浪，分析得到基底剪力达到  $RSR * L_{100}$  时对应的极限波高，其中  $L_{100}$  为 100 年重现期的环境载荷引起的基底剪力。

(2) 根据适用的规则波理论（如：斯托克斯五阶波等），计算出极限波高对应的极限波峰高。

(3) 考虑了天文潮和风暴增水后的极限波峰高度如低于平台下甲板下沿，则认为平台的甲板高程足够，否则认为甲板高程不足。

3.2.5 如平台甲板高程不足而导致甲板上浪，可以按照 3.2.4 款得到的极限波高对应的环境条件，考虑甲板上浪载荷进行极限强度分析，如平台不发生倒塌，则认为平台的抗力达到了可接受水平。

### 第3节 其它

3.3.1 本章第2节所列的可接受标准反映了本社对现役平台结构失效的最大可容忍风险。对于抗力较低、超过设计寿命、以及明显超出初始设计基础的现役平台，建议作业者根据“尽合理可能的低（ALARP）”之原则进行投资-收益分析，以确定平台是否合于使用或采取相应的缓解风险措施。

## 第 4 章 按照 ISO 19902 标准设计建造的导管架结构的环境 载荷分项系数

### 第 1 节 一般规定

4.1.1 ISO 19902 是关于固定平台结构设计、建造和完整性管理的国际标准，采用了荷载和抗力系数设计方法 (LRFD)，其重要目标之一是：实现全球不同海域的、相同暴露等级的平台在极端环境条件下达到一致的可靠度水平。

4.1.2 ISO 19902 提供了设计载荷组方法 (参见 ISO 19902 式 9.10-1)，其中的环境载荷分项系数 $\gamma_{f,E}$ 应基于不同海域的环境载荷分布特性，进行结构可靠性分析得到，进而实现 4.1.1 款所述的可靠度一致性的目标。

4.1.3 本章给出了适于用 1.1.6 款所述海域的 $\gamma_{f,E}$ ，可供设计者依据 ISO 19902 进行导管架结构的设计。

4.1.4 本章关于平台人命安全等级和失效后果等级的定义应符合 ISO 19902 的相关要求。

### 第 2 节 暴露等级的划分及环境载荷分项系数

4.2.1 平台暴露等级的划分如表 4.1.1 所示，考虑到人员不可撤离的 L1 暴露等级平台与无人或人员可撤离但严重后果的 L1 暴露等级平台对结构目标可靠度的不同要求，对现行的 ISO 19902 定义的 L1 暴露等级进行了进一步的划分，把前者定义为 L1 暴露等级，后者为 L1-GoM 暴露等级。

表 4.2.1 – 新建造平台的暴露等级分类

人命安全等级	失效后果等级		
	严重后果	中等后果	轻微后果
有人居住，不可撤离	L1	L1	L1
有人居住，可撤离	L1-GoM	L2	L2
无人居住	L1-GoM	L2	L3

4.2.2 根据各个暴露等级平台结构的可靠度目标、RSR 与  $P_f$  之间的定量关系 (如图 4.2-1 所示)，以及 RSR 与  $\gamma_{f,E}$  之间的线性关系，校验得到了南海海域导管

架平台的环境载荷分项系数，并汇总如表 4.2.2 所示。

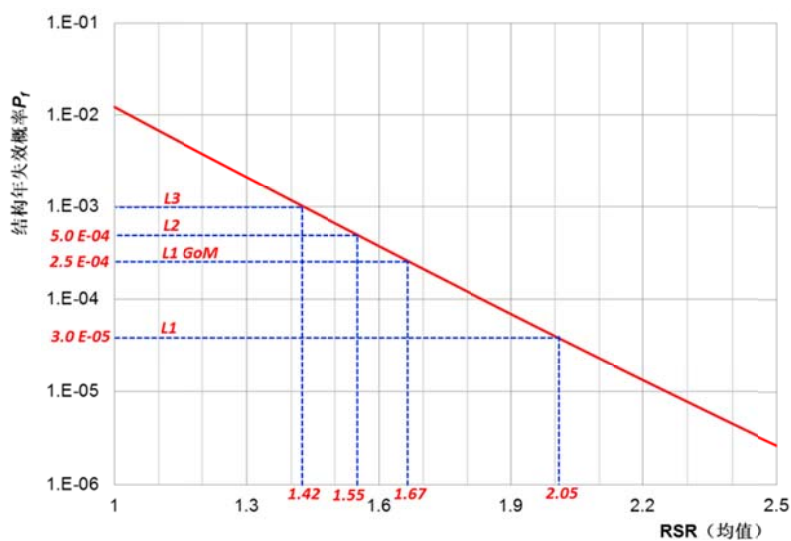


图 4.2-1 各暴露等级平台结构的年最大失效概率与对应的 RSR 关系

表 4.2.2 – 南海海域导管架平台的环境载荷分项系数

暴露等级	年最大失效概率 $P_f^*$	可靠度指 标 $\beta$	强度储备系数 RSR (均值)	环境载荷分 项系数 $\gamma_{f,E}$
L1	$3 \times 10^{-5}$	4.013	2.05	1.51
L1-GoM	$2.5 \times 10^{-4}$	3.479	1.67	1.23
L2	$5 \times 10^{-4}$	3.292	1.55	1.14
L3	$1 \times 10^{-3}$	3.076	1.42	1.04

注\*：L1 和 L2 暴露等级平台结构的年最大失效概率参见 ISO 19902 第 A.9.9.3.3 款，L1-GoM 和 L3 暴露等级平台的年最大失效概率参见文献(Efthymiou & van de Graaf, 2011)。

### 第 3 节 甲板高程的要求

4.3.1 平台甲板应有一定的高程，确保静水面以上的波峰高度抵达平台下甲板下沿的年概率与导管架结构的最大年失效概率相适应，各暴露等级平台的甲板上浪年最大概率具体要求如下：

- (1) L1 等级： $1 \times 10^{-4}$
- (2) L1-GoM 等级： $1 \times 10^{-3}$
- (3) L2 等级： $1 \times 10^{-3}$
- (4) L3 等级： $1 \times 10^{-3}$

4.3.2 如环境条件数据充分，波峰高的计算应依据二阶随机非线性理论进行推算，具体参见 ISO 19901-1 第 A.8.8 款的要求。另外常用的方法之一是依据规则波理论，由一定重现期的最大波高直接计算相同重现期的波峰高，这种方法得到的结果存在不确定性，因为最大波峰高和最大波高之间不存在必然的联系。

## 第 5 章 固定式导管架结构的极限强度分析

### 第 1 节 概述

5.1.1 本章给出了固定式导管架结构极限强度分析的一般要求和推荐做法。

5.1.2 极限强度分析是一种确定平台结构极限承受能力的非线性分析方法，通常采用推倒分析来实现。

5.1.3 极限强度分析可用于下列情况：

- (1) 确定平台结构的极限能力
- (2) 确定 RSR
- (3) 结构维护、加强和修理评估
- (4) 平台延寿评估
- (5) 制定基于风险的检验计划
- (6) 平台可靠性分析

### 第 2 节 图纸和资料

5.2.1 在极限强度分析前，应收集相关的图纸和资料，为结构模型的建立和载荷的确定提供基础数据。

5.2.2 如发生图纸和资料的缺失，则需要实地测量，获得准确、可靠的数据。

5.2.3 数据提供者应保证资料的准确性和完整性。

5.2.4 需要的图纸和资料

5.2.4.1 设计图纸

- (1) 导管架、钢桩和组块结构图纸
- (2) 环境条件——风、海浪、海流、冰等
- (3) 甲板高程
- (4) 上部载荷和设备布置
- (5) 土壤资料
- (6) 桩和隔水套管的尺度和设计贯入深度
- (7) 附属构件

5.2.4.2 建造资料

- (1) 竣工图纸
- (2) 制造、焊接和建造规格书
- (3) 材料跟踪记录
- (4) 桩和隔水套管的打入记录
- (5) 桩的灌浆记录（如适用）

#### 5.2.4.3 平台历史记录

- (1) 检验和维修记录
- (2) 改造记录

#### 5.2.4.4 当前平台情况

- (1) 所有结构的实际尺寸、位置、高程
- (2) 上部载荷和设备布置
- (3) 水下调查情况，包括海生物、海底冲刷等
- (4) 平台腐蚀、测厚和探伤情况
- (5) 最新的环境条件
- (6) 损伤构件详细报告
- (7) 修理后构件检验报告

### 第 3 节 极限强度分析方法

5.3.1 在实际工程中，通常采用非线性“静态推倒”分析方法来进行极限强度分析。推倒分析需要建立非线性结构模型，施加适当的水平静态载荷，并逐步增加直至平台倒塌，而载荷的动态影响或者不加考虑，或者将静载荷适当放大来计入。典型的极限强度分析载荷—变形曲线如图 5.3-1 所示。

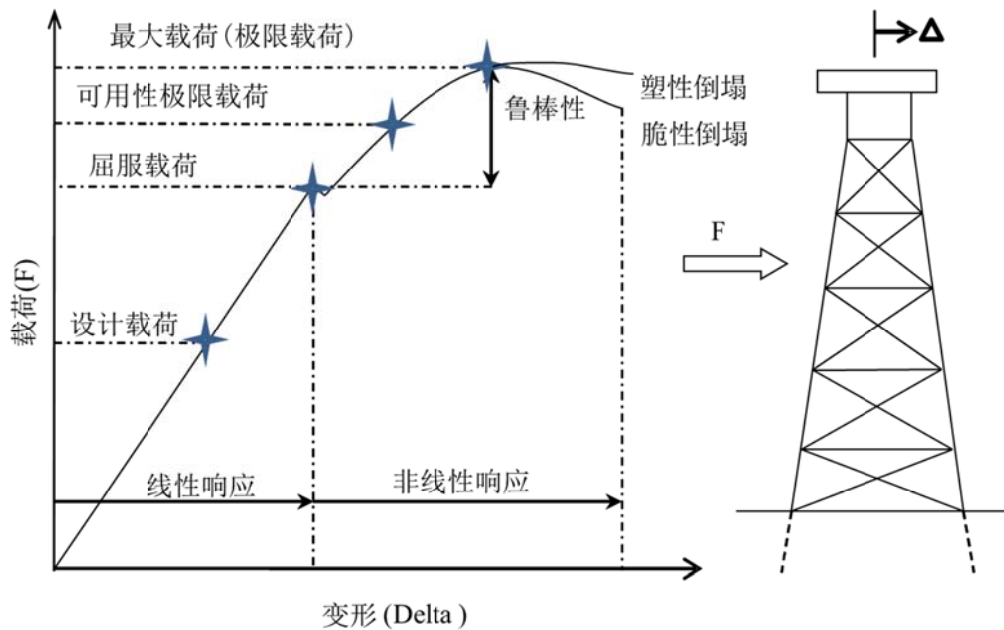


图 5.3-1 典型的极限强度分析载荷—变形情况

### 5.3.2 载荷—变形曲线

#### 5.3.2.1 设计载荷

(1) 平台结构的设计是基于设计水平载荷，并满足设计标准的要求，比如 100 重现期设计风暴工况(波、流、风)和适当的安全系数，以保证结构处于线弹性范围内。

(2) 设计载荷定义为线性阶段中规范要求的设计水平载荷，如图 5.3-1 所示。此时结构处于线弹性范围内，一旦卸载，结构的变形会恢复到原状而不会发生损伤，并且可以立即抵御下一次加载。

#### 5.3.2.2 屈服载荷

由于设计规范内含一定的安全余量，结构在达到设计载荷之后仍然是线弹性，直至所有安全余量耗尽。此时，首次出现构件，但不是全部构件达到屈服极限。屈服载荷定义为首次出现构件失效时，结构所承受的水平载荷，如图 5.3-1 所示。此时结构开始出现非线性变形，但不会发生整体倒塌。

#### 5.3.2.3 可用性极限载荷

随着载荷的继续增加，结构开始出现永久性变形，甚至在某些部位的永久性变形大到影响结构的可用性，此时结构所承受的载荷定义为可用性极限载荷，如图 5.3-1 所示。

#### 5.3.2.4 最大载荷

在某个载荷步，结构达到可承受的最大载荷，发生整体倒塌，此时结构所承受的水平载荷定义为最大载荷，也叫极限载荷，如图 5.3-1 所示。

#### 5.3.2.5 整体倒塌

结构倒塌有两种类型：脆性倒塌和塑性倒塌，如图 5.3-1 所示。

(1) 脆性倒塌通常在结构达到极限载荷后立刻发生，结构很快就丧失承载能力。脆性倒塌另一种表现形式是在屈服载荷和极限载荷之间的冗余量很小，在二者之间不存在可用性极限载荷。

(2) 与脆性倒塌相反，塑性倒塌通常在结构达到极限载荷之后还可以抵御大量的附加变形，结构承载能力缓慢丧失。塑性倒塌另一种表现形式是在屈服载荷和极限载荷之间有较强的冗余量。

#### 5.3.2.6 鲁棒性

鲁棒性指的是结构屈服载荷与极限载荷之间的冗余量，如图 5.3-1 所示。冗余量越大，结构的鲁棒性就越好，冗余量越小，结构的鲁棒性就越差。

### 5.3.3 推倒分析流程

推倒分析的流程如图 5.3-2 所示。

#### 5.3.4 推倒分析关键点

推倒分析的关键点在于结构模型、载荷模拟、极限载荷的确定以及结果分析等。其中结构模型、载荷模拟和结果分析将在第 4、5、6 节详细介绍。

##### 5.3.4.1 初始推倒载荷的确定

一般情况下，波高是推倒载荷的控制要素，因此应该选择合适的波高来确定初始推倒载荷的分布，以保证初始推倒载荷引起的基底剪力与平台的极限能力相接近，两者差距不应该超过 20%。如超出这个范围，那么初始推倒载荷的分布就不能真实的反映作用在平台上的环境载荷。例如，如导致平台倒塌的波高为 15m，那么就不能用 5m 波高的环境条件作为初始载荷进行推倒分析，这主要是因为两种波高引起的波浪载荷在结构上的分布是完全不同的。

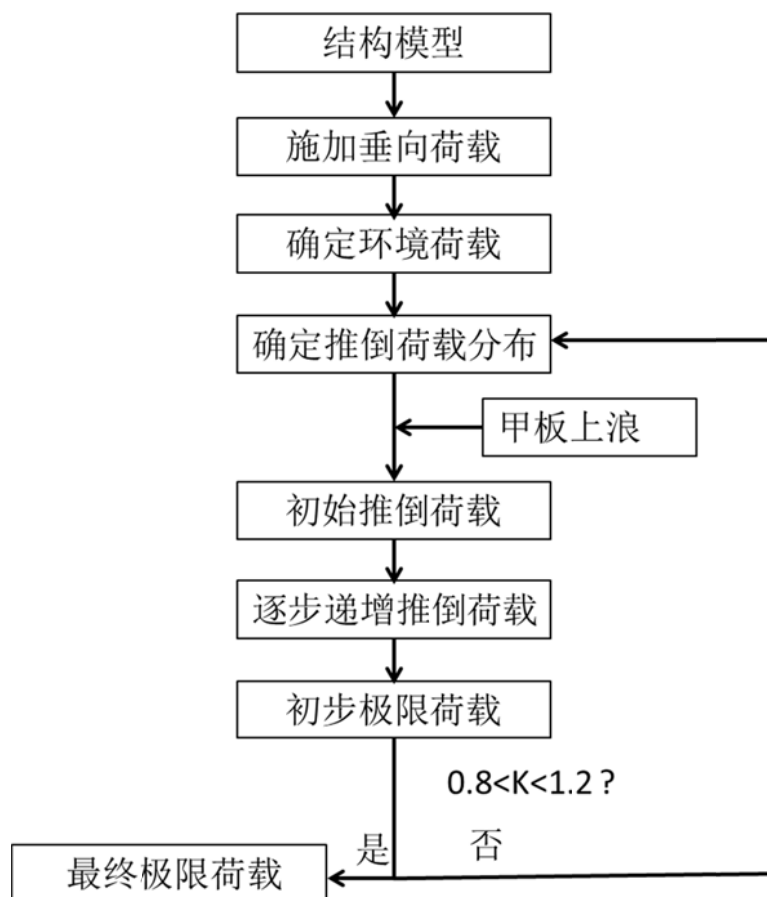


图 5.3-2 推倒分析流程

#### 5.3.4.2 初始极限载荷

初始极限载荷定义为平台倒塌时结构承受的基底剪力。载荷系数  $K$  定义为初始极限载荷与初始推倒载荷引起的基底剪力之比。如载荷系数  $K$  在 0.8-1.2 之间，则认为选择的初始推倒载荷是合适的，不需要重新进行迭代计算，否则，需要重新确定初始推倒载荷重新进行推倒分析，直到载荷系数在 0.8-1.2 之内。在此过程中，应关注甲板是否上浪，并在必要时将甲板上浪载荷计入。

### 第 4 节 结构模型

#### 5.4.1 钢材屈服强度

5.4.1.1 在极限强度分析中，应使用材料实际的(试样试验)或期望平均屈服强度，以得到结构抗力的均值。

5.4.1.2 如可能的话，可采用材料性能试验得到的实际屈服强度。如能使用每个构件的实际屈服强度是最理想的方式，因为这样可以准确的模拟载荷传递路

径，从而确定平台的极限能力。很多新建平台或者老平台有完整的材料性能记录和跟踪文件，应加以利用。

5.4.1.3 如无法得到实际屈服强度，那么可以利用材料最小屈服强度来估算其期望平均屈服强度；

(1) 在名义屈服强度的基础上乘以一定系数，建议 1.10；

(2) 同时还要考虑波浪载荷作用下材料应变率效应的影响，建议对于最小屈服强度为 350MPa 钢材取 1.05 的系数，对于最小屈服强度为 250MPa 钢材取 1.10 的系数。

#### 5.4.2 导管架结构模拟

在极限强度分析结构模型中，导管架的几何型式、构件尺寸和重量等模拟的方式与设计分析相同，最主要的区别在于极限强度分析模型需要使用非线性单元，而设计分析模型只使用线性单元。

##### 5.4.2.2 腿柱的模拟

(1) 导管架腿柱结构通常壁厚较大，细长比较小，因此导管架腿柱通常发生屈服失效。

(2) 导管架腿柱一般定义为非线性梁柱单元，如桩腿之间灌浆，应该考虑其联合作用，尤其是对节点抗压性能的影响。

##### 5.4.2.3 撑杆的模拟

(1) 撑杆是导管架结构承受水平载荷的关键构件。如撑杆失效，那么导管架结构水平承载能力将明显衰减。

(2) 由于撑杆一般比较细长，因而更倾向发生屈曲失效，这需要在模型中作恰当的考虑。屈曲失效是一种脆性失效，快速而且突然，使得撑杆迅速失去抵御载荷的能力，如图 5.4-1 所示。

(3) 在常用的极限强度分析软件中，使用一种特殊的非线性分析方法模拟撑杆的非线性。首先将构件分割成若干个“超单元”，所有单元最初都视为弹性，软件可在分析过程中监测单元的受力，一旦某个单元达到非线性，就使用超单元来代替模拟其非线性分析。

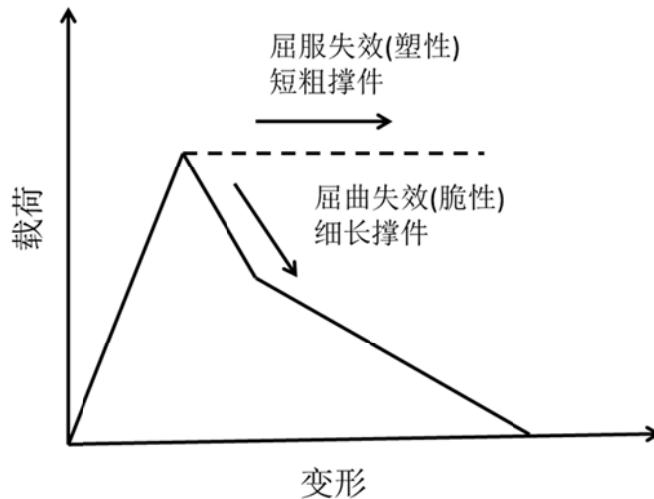


图 5.4-1 典型的屈服失效和屈曲失效时载荷变形曲线

#### 5.4.2.4 节点的模拟

(1) 节点能力应使用合适的计算公式计入在模型中，可以参考 API RP 2A-WSD (不含安全系数)。

(2) 节点柔性的影响应适当的考虑。节点柔性可降低单元载荷从而提高平台的极限能力，其增加的幅度取决于结构型式、导管架腿柱和撑杆的相对刚度等因素。

(3) 节点柔性在某些计算软件中是可选项或者可以做简单的计算计入。

#### 5.4.2.5 隔水套管的模拟

(1) 隔水套管应该在分析模型中加以考虑，尤其是其对桩基承载力的贡献。

(2) 隔水套管一般模拟为线性单元，同时要保证隔水管可以通过导向保持垂向独立运动。

(3) 隔水套管基础可用类似于桩-土相互作用的非线性等效弹簧来处理。

(4) 隔水套管导向必须详细模拟，以保证其承受的载荷能传递到导管架主结构上。在极限强度分析中，隔水套管导向通常视为弹性单元，以避免其在推倒分析中过早失效而无法传递载荷。

#### 5.4.2.6 立管的模拟

在大多数情况下，立管的强度可以不计入模型中，而仅计入其引起的波流载荷。在某些情况下，立管是结构整体的一部分，例如 J 型管或者弯导管。在这种情况下，它们应该模拟成为可以承载的构件。

#### 5.4.2.7 附属构件的模拟

(1) 与立管类似，走道、登船平台、靠船垫和其它附属结构不需要计入分析模型中，但需要计入其引起的波流载荷。

(2) 在某些情况下，附属构件会增加主结构的强度，但如把这种效果计入模型中，会增加模型的复杂性，同时通常这种附加强度较小，对整体结构强度影响不大，可以不考虑。

#### 5.4.2.8 损伤构件的模拟

(1) 损伤构件应进行适当的模拟。作为一种保守的初步分析方法，可以从整体模型中直接去掉损伤构件。由于导管架结构普遍存在一定的冗余度，去掉一个甚至几个撑杆对整体结构的极限能力影响不大。

(2) 如需要在模型中详细模拟损伤构件的强度，可参考 ISO 19902 提供的损伤构件剩余强度的计算方法。

#### 5.4.3 桩基模拟

对于桩基部分，一般采用结构单元来模拟钢桩，采用非线性等效弹簧单元来模拟桩-土相互作用。桩-土相互作用通常采用  $p-y$  曲线表示桩基径向载荷， $t-z$  曲线表示桩基垂向载荷， $Q-z$  曲线表示桩头载荷。

##### 5.4.3.1 钢桩

(1) 钢桩在泥面以下发生弯曲失效是平台的主要失效模式之一，尤其是当小直径钢桩(抗弯能力差)与弱化的土壤(侧向支撑能力小)同时存在时。

(2) 钢桩应采用非线性梁单元，以模拟其在泥面下的弯曲失效。

##### 5.4.3.2 桩-土相互作用

(1) 桩-土相互作用曲线( $p-y$ 、 $t-z$ 、 $Q-z$ )通常由现场地质调查报告提供或者按照 API RP 2A-WSD 计算。

(2) 桩-土相互作用曲线有静态(也叫“原始”)和动态(也叫“弱化”)两种形式，其中弱化的数据用于推倒分析。

(3) 弱化的桩-土相互作用曲线是考虑桩基在大量的波浪作用下发生的往复位移对桩基承载力的弱化作用。

##### 5.4.3.3 桩基敏感性分析

根据实际的平台倒塌案例调查情况来看，几乎没有平台倒塌是由于桩基失效

引起的。但是，在对实际发生倒塌的平台和幸存的平台进行极限强度分析显示，径向弯曲或轴向压缩/拉伸失效(或者二者联合失效)之类的桩基失效是可能发生的。该现象表明桩-土相互作用或者极限强度分析中使用的桩基能力是偏于保守的。因此，如在极限强度分析中出现桩基失效控制平台失效的情况，那么应该进行桩基强度敏感性分析。

#### 5.4.4 组块模拟

在极限强度分析中，可以使用简化的方法来模拟组块。组块一般只是用作施加重量载荷、风载荷以及可能的甲板上浪载荷。

##### 5.4.4.1 组块简化模拟

(1) 所有主要构件，包括组块立柱、主梁和主要斜撑都应模拟。

(2) 次要构件，例如小梁、火炬臂的斜撑、甲板等可以忽略，但要计入其重量载荷。

(3) 一些用作支撑组块横向稳定性的斜撑，如去掉会导致组块无法抵御扭转载荷，则可以用刚度合适的 X 撑来代替。

##### 5.4.4.2 结构单元类型

(1) 除立柱外的组块结构可用线性结构单元来模拟。

(2) 组块立柱应采用非线性结构单元来模拟，这是因为组块立柱可能会导致平台失效，尤其是在甲板上浪的情况下。

##### 5.4.4.3 底层甲板以下结构

对于甲板上浪的情况，底层甲板以下结构，例如脚手架、走道、下挂甲板等要模拟的足够详细，以便能准确确定甲板上浪载荷，并将其转移到底层甲板上。如在底层甲板较大设备时，其附加水动力面积也要计入。

## 第 5 节 载荷模拟

### 5.5.1 垂向载荷

垂向载荷，例如重量、浮力等施加方式与设计水平分析一致，且在极限强度分析中保持不变。

### 5.5.2 波流载荷

5.5.2.1 波流载荷一般是主要的推倒载荷。

5.5.2.2 特定的波高应与相对应的风暴潮、流和风组合，其计算方法与设计分析相同，可参见 API RP 2A-WSD 等规范。

5.5.2.3 在极限强度分析中，波流载荷是逐步增加的，且要考虑不同方向的影响。

### 5.5.3 风载荷

5.5.3.1 风载荷也是重要的推倒载荷之一。

5.5.3.2 风载荷的计算方法与设计分析相同，可参考 API RP 2A-WSD 等规范。

5.5.3.3 在推倒分析中，风载荷应与波流载荷组合，并逐步增加。

### 5.5.4 甲板上浪

5.5.4.1 甲板上浪载荷应考虑不同的方向。

5.5.4.2 甲板上浪载荷的计算方法参见 API RP 2A-WSD 第 17 章。

5.5.4.3 在推倒分析中，甲板上浪载荷是逐步增加的。

### 5.5.5 P-Delta 效应

5.5.5.1 在极限强度分析中应考虑 P-Delta 效应。由于 P-Delta 效应的影响，结构的极限能力会降低。

5.5.5.2 一般情况下，当水深超过 100m 时应计入 P-Delta 效应的影响。

## 第 6 节 结果分析

### 5.6.1 推倒曲线

推倒曲线定义为平台某个响应参数，比如基底剪力、RSR 或者杆端载荷等与组块变形之间的变化曲线，参见图 5.7-1。推倒曲线开始是线性的，当某个单元开始失效之后，呈现非线性，随后曲线变得平坦直到平台倒塌。

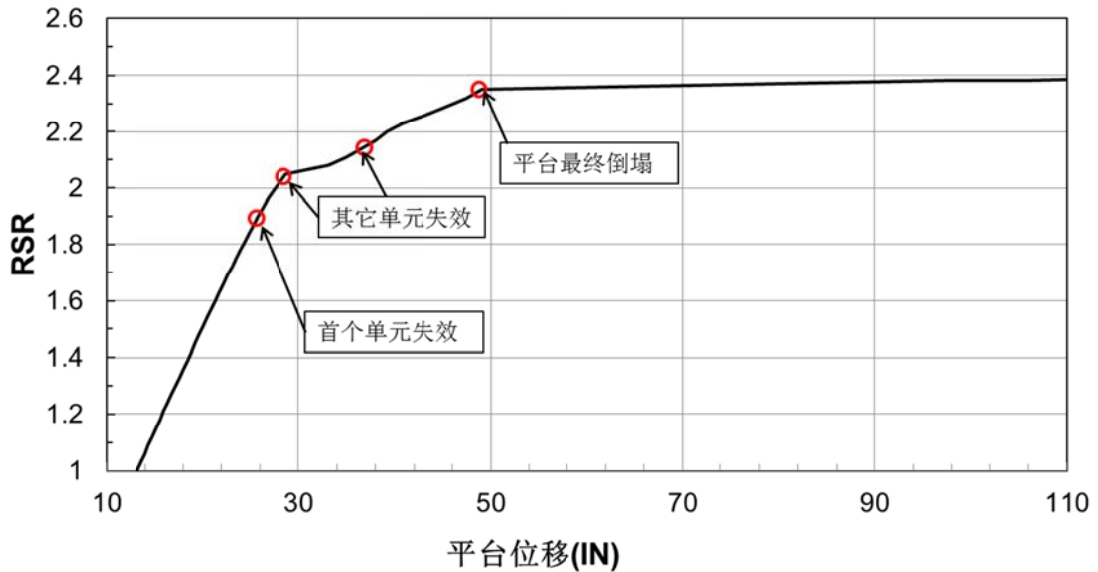


图 5.6-1 典型推倒曲线

### 5.6.2 平台极限能力

通过推倒分析可得到平台的极限能力。

### 5.6.3 RSR

通过极限强度分析，可以得到平台各个方向的 RSR 值。结合相应的判别标准，平台最小 RSR 可以为新平台设计、在役平台改造和延寿评估等方面提供依据。

### 5.6.4 确定平台失效模式

5.6.4.1 一般来讲，平台主要有三种基本失效模式：

- (1) 导管架失效：导管架撑杆或者腿柱失效，以至于结构不能再承受垂向载荷。
- (2) 桩轴向失效：由于桩轴向承载能力不足导致桩被拔出或者贯入。
- (3) 桩径向失效：由于桩强度不足或者土壤支撑不够(或者二者联合作用)导致桩在泥面以下弯曲失效。

(4) 在实际分析时，三种基本失效模式可能会同时出现。

5.6.4.2 通过推倒曲线和失效情况分析，可以判断结构是脆性倒塌还是塑性倒塌，同时还可以了解结构的鲁棒性。

### 5.6.5 确定关键构件

5.6.5.1 最先失效的一个或者几个构件通常是触发结构整体倒塌的关键构件。

这些构件应该标定出来并分析其首先失效的原因。

5.6.5.2 通过对构件失效的先后顺序分析，可以清晰的了解载荷在导管架结构上的传递路径，这对于深入掌握导管架结构受力特点是非常重要的。

5.6.5.3 通过推倒分析确定的关键构件和主要载荷传递路径，可以指导制定基于风险的水下检验计划。在未来的检验中，要首先检验这些关键构件或者处于主要载荷传递路径上的构件是否处于完好状态。

#### 5.6.6 指导制定修理方案

损伤或修理对结构体系抗力的影响可以通过比较损伤或修理前后的极限能力确定，通过这种敏感性分析，可用于指导制定合理的修理方案。

## 附录 参考文献

- [1] API RP 2SIM (draft), Recommended Practice for Structural Integrity Management of Fixed Offshore Structures
- [2] Bouwkamp, J.G., “The Effects of Joint Flexibility on the Response of Offshore Towers”, Proceedings 12th Offshore Technology Conference, OTC No. 3901, May 1980.
- [3] DNV-RP-C205, Environmental Conditions and Environmental Loads, October 2010
- [4] Efthymiou, M., van de Graaf, J.W., Tromans, P.S. and Hines, I.M. “Reliability Based Design for Fixed Steel Offshore Structures”, Proceedings of OMAE, Florence, Italy, 1996
- [5] Efthymiou, M. and van de Graaf, J.W., 2011: “Reliability and (Re)Assessment of Fixed Steel Structures”, OMAE2011-50253, Rotterdam, The Netherlands, 2011
- [6] Forristall, G.Z., Larrabee, R.D. and Mercier, R.S. “Combined Oceanographic Criteria for Deepwater Structures in the Gulf of Mexico” OTC 6541, 23<sup>rd</sup> OTC, Houston, 1991
- [7] Forristall, G.Z., 2000: “Wave Crest Distributions: Observations and Second-Order Theory”, Journal of Physical Oceanography, Volume 30, pp. 1931-1943
- [8] Forristall, G.Z., 2008: “How Should We Combine Long and Short Term Wave Height Distributions?”, OMAE2008-58012, Estoril, Portugal, 2008
- [9] Gibson, R., Grant, C., Forristall, G., Smyth, R., Owrid, P., Hagen, O. and Leggett, I., 2009: “Bias and Uncertainty in the Estimation of Extreme Wave Heights and Crests”, MAE2009-79466, Honolulu, Hawaii, USA, 2009
- [10] Goda, Y., 2000: “Random seas and design of maritime structures”, World Scientific
- [11] Guedes Soares, C. and Henriques, A.C., 1996: “Statistical uncertainty in long-term distributions of significant wave height”, J. Offshore Mech. Arctic Eng. 11, 284–291.
- [12] Guedes Soares, C., Ferreira, R.G. and Scotto, M. G., 2003: “Predictions of Extreme Values of Significant Wave Height”, OMAE2003-37478, Cancun, Mexico, 2003
- [13] Health & Safety Executive of UK, Extreme Environmental Load Statistics in UK Waters, Report OTO 2000/066, 2000
- [14] Health & Safety Executive of UK, Load Statistics Benchmarking Desk Study, Report OTO 2000/071, 2000
- [15] Health and Safety Executive of UK, 2009-1: “Testing of ISO-compliant extreme water level calculations using raw wave data”, No. RR739, 2009
- [16] Health and Safety Executive of UK, 2009-2: “A Monte Carlo approach to joint probability of wave, tide and surge in extreme water level calculations”, No. RR740, 2009
- [17] Health and Safety Executive of UK, 2009-3: “A Comparison of Extreme Water Level Dependant on Data Source and Technique”, No. RR741, 2009
- [18] Hagen, Ø., 2009: “Estimation of Long Term Extreme Waves From Storm Statistics and Initial Distribution Approach”; OMAE2009-80038, Honolulu, Hawaii, USA, 2009
- [19] Jiun-Yih Chen, et al. “Analysis of Potential Conservatism in Foundation Design for Offshore Platform Assessment” , MMS Project Number 612, 2009.
- [20] Krieger, W. F., Banon, H., Lloyd, J., De, R., Digre, K. A., Nair, D., Irick, J. T., and Guynes, S. “Process for Assessment of Existing Platforms to Determine Their Fitness for Purpose”, OTC 7482, 26<sup>th</sup> OTC, Houston, 1994
- [21] Leggett, I.M., Bellamy, N.F., Fox, J.P. and Sheikh, R., 2007: “A Recommended Approach

- for Deriving ISO-Compliant 10,000 Year Extreme Water Levels in the North Sea”, OMAE2007-29559, San Diego, California, USA, 2007
- [22] Li, L. B., Li, P. and Liu, Y., 2013: “Structural Reliability Based Design and Assessment Acceptance Criteria Development for Fixed Offshore Platforms in South China Sea Under Extreme Storm Conditions”, OMAE2013-11476, Nantes, France, 2013
- [23] Li, L. B., Li, P. and Liu, Y., 2014: “How We Determine the Design Environmental Conditions and How They Impact the Structural Reliabilities?”, OMAE2014-23198, Proceedings of the ASME 2014 33<sup>rd</sup> International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, San Francisco, California, USA
- [24] Longuet-Higgins, M.S., 1983: "On the Joint Distribution of Wave Periods and Amplitudes in a Random Wave Field", Proc. Roy. Soc. of London, Vol., 389(A), pp. 241-258.
- [25] NORSOK N-004: Design of Steel Structures, Rev. 02, 2004.
- [26] Reliability vs. Consequence of Failure for API RP 2A Fixed Platforms Using API Bulletin 2INT-MET, Energo Engineering, Report for MMS, TAR No. 609, March 2009
- [27] Rutten, J.G., van Gelder, P.H.A.J.M., Ewans, K.C. and Efthymiou, M. “Uncertainties in Extreme Value Analysis and Their Effect on Load Factors”, OMAE2004-51163, Vancouver, British Columbia, Canada, 2004
- [28] Tall, L. and Alpsten, G.A. “On the Scatter in Yield Strength and Residual Stresses in Steel Members” Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, London; 1969
- [29] Tromans, P.S. and van de Graaf, J.W. “A Substantiated Risk Assessment of a Jacket Structure”, OTC 7075, 24th OTC, Houston, 1992
- [30] Tromans, P.S. and Vanderschuren, L., 1995: “Response Based Design Conditions in the North Sea – Application of a New Method”, OTC 7683, Houston, 1995
- [31] Tucker, M. J. and Pitt, E. G., 2001: “Waves in Ocean Engineering”, Elsevier Ocean Engineering Book Series Vol. 5, Amsterdam 2001
- [32] van de Graaf, J.W., Tromans, P.S. and Efthymiou, M. “The Reliability of Offshore Structures and Its Dependence on Design Code and Environment”, OTC 7382, 26th OTC, Houston, 1994
- [33] Wang, L., Chen, K., and Bucknell J. “Structural Reliability Assessment of Offshore Platforms Under Hurricane Events”, OMAE2007-29313, San Diego, California, USA, 2007