

水中トンネルの係留索の構造信頼性評価

Structural Reliability Evaluation of Taut Mooring Line for Submerged Floating Tunnels

前田直寛*、森川正夫**、宇野清隆***、角田與史雄****

* 技術士 NKK 橋梁建設部 次長 (〒230横浜市鶴見区末広町2-1)

** NKK エンジニアリング研究所 主任研究員 (〒514-03三重県津市雲出鋼管町1番地)

*** NKK エンジニアリング研究所 主任研究員 (〒514-03三重県津市雲出鋼管町1番地)

**** 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科 (〒060札幌市北区北13条西8丁目)

ABSTRACT: The submerged floating tunnels could be a more economical method for crossing straits than a suspension bridge or undersea tunnel, depending on the local sea and hydrographic conditions. An evaluation of structural reliability is very important item for an initial design stage. This paper presents the structural reliability evaluation of taut mooring lines for submerged floating tunnels. Reliability analyses are performed for mooring line using the level 2 method.

Key Words: Submerged Floating Tunnel, Reliability Analysis, Taut Mooring Line, Tendon

1. 概要

水中または水面上では浮力が作用するので、陸上では考えられない長大な構造物が実現する可能性を秘めている。この浮力を利用した新たな渡海手段としては、浮橋と水中トンネルがある。浮橋は、既にアメリカ及びノルウェーで実現している。一方、水中トンネルについては、その実現に向けての調査研究が各国で進められている。その中で、ノルウェー、イタリア等では水中トンネルの具体的なプロジェクトが進行している。わが国においては、(財)水中トンネル研究調査会が中心となり、精力的な調査研究が進められている。

フィヨルド等の特別静穏な海域を除いて、一般の海域では値の大小は別として潮流や波浪等が存在する。したがって、水中トンネルには、それらの作用外力に抗して、水中でトンネル本体の位置を保持するために支持構造が必要である。この支持構造には、海底に予め設置した架台を用いるジャケットタイプとトンネル本体に働く余剰浮力を利用したテンションムアリングタイプがある。

著者らは、テンションムアリングタイプに着目し、係留索配置とその構造特性について具体的な解析を基に考察を行った^{2),3)}。この中で、水中トンネルの変位・加速度を一定のレベルに押さえるには、係留索を斜めに配置する必要がある事と、係留索の配置によっては上下端の構造は剛結合でも曲げ応力は問題にならない事等を明らかにした。また、この解析で、係留索には常時ハイレベルの引張の変動応力が発生していることが明らかとなった。このため、著者らは係留索の疲労設計法について検討し、水中トンネルの疲労設計法の提案と具体的な疲労解析例を示した⁴⁾。この中で水中トンネルの計画・設計への信頼性設計の導入の必要性和、適用すべき許容信頼性指標 β の値の設定についても言及した。

本論文では、水中トンネルの係留索へ信頼性解析を適用し、より具体的な解析を基に係留索の安全性について考察する。信頼性理論の適用については、2つの面がある。1つは設計基準にどう取り入れるかという安全性を

『評価』する面と、他の1つは実際の構造物の設計への『適用』という面である。これまでの国内の信頼性理論の研究をみると、評価が主体となっているものが多く、全く新しい構造物への適用事例は数が少ない。本論文では、水中トンネルという具体的な構造物に信頼性解析を適用し、その有効性を示す事を主眼とする。

信頼性設計のレベルには3つあり、その内レベル2手法は、その理論の整然さ、取扱いの容易さなどから、設計基準への適用が検討されている。既にカナダ・オンタリオ州道路橋設計基準には、レベル2手法が採用されている。本論文ではレベル2手法で、係留索の降伏と疲労に関する信頼性解析を行い信頼性指標 β を求めた。一方、水中トンネルのあるべき安全性について、関連基準などを基に考察を加えて、許容信頼性指標 β_a を示し、解析で得られた信頼性指標 β と比較し安全性について考察を加える。また、疲労強度については、検査を前提とした信頼性解析を実施して、その場合の信頼性についても論じる。

2. 信頼性評価の必要性

水中トンネルの設計において信頼性設計を適用する意義は、以下の3項目に集約出来ると考えられる。

1つ目は、安全性のレベル設定の問題である。水中トンネルという新しい構造物を社会的に認知してもらうためには、他の類似構造物に比べどの程度の安全レベルにあるのかを具体的に示す必要がある。このためには、水中トンネルの構造部材の設計を統一された安全レベルにしなければならない。水中トンネルは、新しい構造物でありその意味では設計法や構造等について確定的な物は何も無く、全て確率的な表現しか出来ない。このように過去に経験の無い構造物の安全レベルを評価するには、信頼性理論を適用する以外に方法は無いのが現状である。

2つ目は、水中トンネルの各構成要素間の安全レベルの整合性の確保の問題である。現在、わが国では限界状態設計法を設計基準に取り入れるための研究が進んでお

り、事実、既に幾つかの構造を対象に限界状態設計法が制定されている。ところが、水中トンネルは、従来の構造の枠に当てはまらない新しい構造物である。そのため、限界状態設計法ですら、従来の構造毎に制定された設計基準、例えばコンクリート、基礎構造、海洋構造物、トンネル等の設計基準の寄せ集めでは、個々の部材の安全レベルは、バラバラとなり、統一された物にはならない。さらには設計された構造要素の安全レベルを評価する手法を持っていない。この各要素間の安全レベルを統一し、整合性のある部材の設計を可能にするには、信頼性設計を実施する必要がある。

3つ目は、水中トンネルの様な、新工法、新技術の安全性を評価出来るかの問題である。従来の技術の枠組みの中での新技術は、関連の設計基準で評価され、経験と実績で再確認されてきた。この方法では、小さな技術革新には対応できても、全く新しい概念に基づく構造物には対応できない。大胆な新技術・新工法の安全性を評価するには、信頼性理論に頼らざるを得ない。正に水中トンネルはこの問題に当てはまり、水中トンネルはこの大きな技術革新が必要とされる構造物である。

本論文では、テンションムアリングタイプ的水中トンネル係留索の構造信頼性評価にレベル2手法を適用して、降伏と疲労強度についての信頼性指標を計算し、係留索の安全性について考察する。

3. 信頼性解析レベル2手法の概要

対象とする構造物の許容破壊確率 P_{fa} が設定されると、この値を満足するように信頼性解析が行われる。信頼性解析の概略フローチャートを図1に示す⁵⁾。信頼性解析の解析水準には、高い順にレベル3、レベル2、レベル1という3つの手法がある。モンテカルロ・シミュレーションによる解析も時には可能であるが、短時間で効率的に計算できて、かつ望ましい精度を示す結果が得られるような信頼性解析法は、現状ではレベル2手法が唯一の方法である。レベル2手法には、非線形な性能関数までも扱うことが可能な拡張レベル2手法も有るが、本論文では、各強度におけるそれぞれの影響因子を全般にわたって検討するために簡便なCornellの手法を用いた。

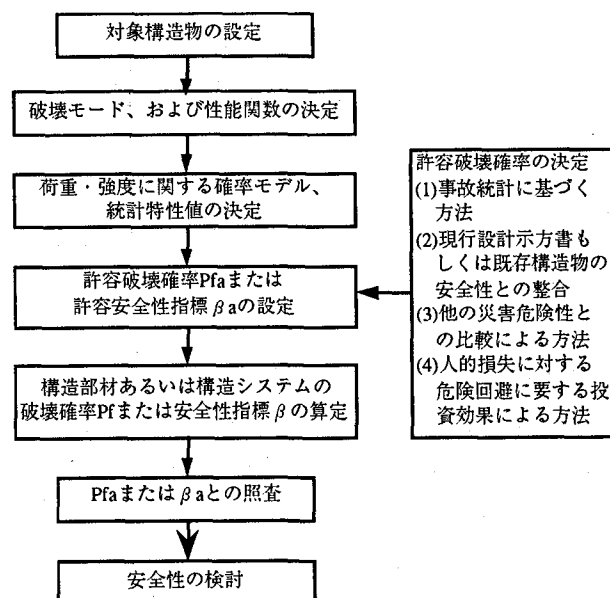


図1 信頼性解析の概略フローチャート

レベル2手法は、煩雑なレベル3手法の手順を1段階下げて簡単化した方法である。統計・確率的にはただか平均値と分散値を道具として用いて信頼性解析を行う。つまり、確率変数の2次モーメント法と呼ばれ、安全性の余裕として信頼性指標の β 値を用いる。レベル2手法では、性能関数 $Z=R-S$ において強度(R)と荷重(S)が正規確率変数であると仮定すると、破壊確率と信頼性指標の間には以下のような関係がある。

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \dots (1)$$

$$P_f = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = 1 - \Phi(\beta) \quad \dots (2)$$

μ_Z : 性能関数 Z の平均値 σ_Z : Z の標準偏差

μ_R : 強度 R の平均値 σ_R : R の標準偏差

μ_S : 荷重 S の平均値 σ_S : S の標準偏差

$\Phi(\cdot)$: 標準正規確率分布関数

3.1 降伏強度

水中トンネル係留索の断面に作用する応力として、初期張力による静的な軸応力と波浪による変動軸応力を考える。これらの和が降伏応力より大となると破損と定義すると性能関数 (f) は以下ようになる⁶⁾。ここでは、板厚、部材寸法のばらつきによる発生応力への影響は小さいと仮定し考慮しない。

$$f = \sigma_y - (\sigma_s + \sigma_{wmax}) \quad \dots (3)$$

σ_y : 降伏応力

平均値 $\mu(\sigma_y)$ 、標準偏差 $\sigma(\sigma_y)$ の正規分布

σ_s : 初期張力による静的軸応力

確定値として取り扱う。

σ_{wmax} : 波浪による変動軸応力振幅の極値

波浪中変動軸応力 σ_w の超過確率 $Q(\sigma_w)$ は以下のワイブル分布により表すことができる。

$$Q(\sigma_w) = \exp\left\{-\left(\frac{\sigma_w}{q}\right)^h\right\} \quad \dots (4)$$

$$q = \frac{\sigma_{max}}{(\ln n)^{1/h}} \quad \dots (5)$$

σ_{max} : $1/n$ 最大期待値

n : 波との出会い回数

h : 形状パラメータ

極致統計理論から、 n が大きい場合には、ワイブル分布の最大値の極値分布は、I型漸近極値分布で近似することができる⁷⁾。さらにFaulkner⁸⁾によれば、I型漸近極値分布を正規分布で近似して取り扱うことができることから、極値 σ_{wmax} の分布は、波との出会い回数 n に対する極値の平均値 $\mu(\sigma_{wmax})$ 、標準偏差 $\sigma(\sigma_{wmax})$ の正規分布に近似できる⁶⁾。

$$\mu(\sigma_{wmax}) = \sigma_{max} \left(1 + \frac{\gamma}{h \cdot \ln n}\right) \quad \dots (6)$$

$$\gamma = 0.5772$$

$$\sigma(\sigma_{wmax}) = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{\sigma_{max}}{h \cdot \ln n} \quad \dots (7)$$

以上より、降伏の信頼性指標 β は次式により求めることができる。

$$\beta = \frac{\mu(\sigma_y) - (\sigma_s + \mu(\sigma_{wmax}))}{\sqrt{(\sigma(\sigma_y))^2 + (\sigma(\sigma_{wmax}))^2}} \quad \dots (8)$$

3.2 疲劳强度

マイナー則により算定される累積疲労被害度が許容被害度より大となると破壊と定義する。性能関数は以下のようになる⁶⁾。

$$f = \ln(D_{cr}) - \ln(D_f) \quad \dots (9)$$

D_{cr} : 許容被害度

对数正态分布

Df : 累積疲労被害度

D₁の算定には、以下のようなDNPの簡易式⁹⁾を使用する。

$$D_f = \frac{n \cdot (\sigma_{\max})^m \cdot \Gamma(m/h+1)}{a \cdot (\ln n)^{m/h}} \quad \dots (10)$$

a. m : S-N線図の係数 ($N=a \cdot \sigma^{-m}$)

n : 繰返し回数

 $\sigma_{\max}$: 1/n最大期待値

h : ワイブル分布の形状パラメーター

このD₁の算定においては、溶接止端部等の応力集中部を評価対象とするため、平均応力の疲労強度への寄与は小さいと考えられるため無視した。

以上の条件より、レベル2手法を用いると疲労に関する信頼性指標 β は次式により求められる。

$$\beta = \frac{\mu(D_{cr}) - \mu(D_f)}{\sqrt{(\sigma(D_{cr})^2 + \sigma(D_f)^2)}} \quad \cdot \cdot \cdot (11)$$

 $\mu(D_{cr})$ $\sigma(D_{cr})$: $\ln D_{cr}$ の平均値、標準偏差

$\mu(D_f), \sigma(D_f)$: $\ln D_f$ の平均値、標準偏差

3.3 検査を考慮した疲労

検査もせずメンテナンスもしないで構造物を何十年も使用するという事は、通常の一般構造物としては考えにくい。つまり、水中トンネルの実際の運用上は、少なくとも1年に1回は検査を実施するであろうし、また数年に1回は係留索の何本かを順番に交換するという事も考えられる。そこで、検査の効果（損傷発見・修理の影響）を考慮した解析における損傷発生確率は次式によって求めた¹⁰⁾。次式では、損傷は疲労によるものと考え、発見された損傷は修理を行い、健全な状態に復帰すると仮定している。

$$P_f(k) = \sum_{i=0}^{k-1} P_f(i) \cdot d_i \cdot \sum_{j=1}^{k-i} \{F_T(t_{i+j} - t_i) - F_T(t_{i+j-1} - t_i)\} \cdot \prod_{l=i+j}^{k-1} (1 - d_l) \quad \dots \quad (12)$$

$$F_T(t) = \Phi\left(\frac{\ln C_t}{\sigma_{\ln N}}\right) \quad \dots (13)$$

$P_{f(i)}$: i 回目検査時損傷発生確率期待値

 $F_T(t)$: 疲労寿命の累積密度関数

: 建造後または修理後の時間

 d_i : i 回目検査時の損傷発見確率 $\Phi(\cdot)$: 標準正相確率分布関数

$\sigma_{\ln N}$: 寿命対数値($\ln N$)の標準偏差

C_t : 時間 t までの累積疲労被害度

4. 水中トンネル係留索の信頼性試解析

(社)水中トンネル研究調査会では、北海道の内浦湾を水中トンネルの設置海域として想定して検討が実施されている¹⁾。この水中トンネルの係留索の信頼性評価に関する試験解析を実施した。

4.1 解析条件⁴⁾

水中トンネルの想定位置：図2

水中トンネルの諸元 : 図3、表1

係留索の配置 : 図4 (B-TYPE係留)

: 図5 (北海道近海の海区)

(“北太平洋の風と波の統計図表” [E03S])

波浪の頻度分布 : 表2

(E03S海域の目視波高、目視周期の結合確率分布)

S-N線図 : 図7 (DNVのT線図⁷⁾)

4.2 基本仮定⁴⁾

解析は、全ての現象について実施しているわけではなく、種々の仮定をもっている。係留索の強度検討に関する基本条件、仮定を以下に示す。

- 1.耐用年数：土木構造物として、100年を想定。
- 2.照査箇所：B-TYPE係留の外側の係留索一般部。
(材質API X-80)
- 3.応力は軸応力のみが生じると仮定。
- 4.応力応答は線形であると仮定。
- 5.波は、ISSCスペクトルで表現できると仮定。

試解析という立場から海洋構造物で多用されているISSCスペクトルを使用した。

6. 波の方向は考慮しないと仮定。
いつもトンネルの軸方向に直行方向からのみ波が
来るとして解析を実施した。この仮定は、応力を
大きい方向に推定する事になる。
7. 疲労限は無いものと仮定。

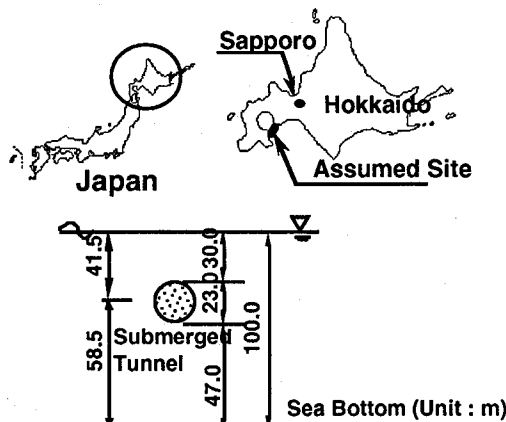


図2 水中トンネル想定位置

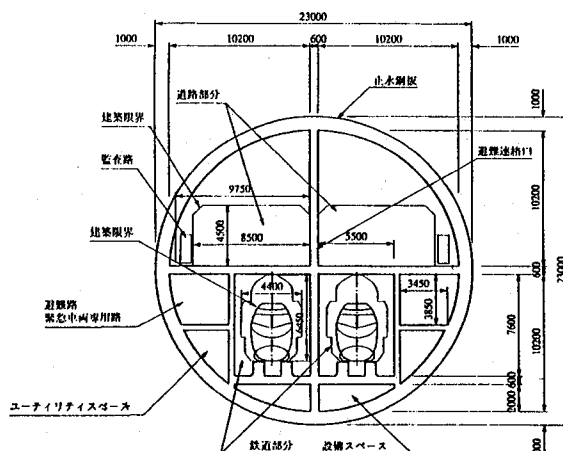


図3 水中トンネル概略形状

表1 水中トンネル諸元

Classification	Item	Particulars
Water Depth		100 m
Tunnel Installation Depth		30 m (at Tunnel Top)
Tunnel Cross Section	Outside Diameter	23 m
	Wall Thickness	1 m
	Material	Concrete
	Weight in Air	288 tf/m
	Buoyancy	425 tf/m
	Drag Coeff.	1.0
	Mass Force Coeff.	1.0
	Added Mass Coeff.	1.0
Mooring Line	Outside Diameter	1100 mm
	Wall Thickness	40 mm
	Material	Steel
	Cross Section Area	$1.332 \times 10^6 \text{ mm}^2$
	Section Modulus	$3.406 \times 10^7 \text{ mm}^3$
	Drag Coeff.	1.0
	Mass Force Coeff.	1.0
	Added Mass Coeff.	1.0
Wave	Wave Height	18.6 m
	Wave Period	13.0 sec.
Current	Current Velocity	0.6 m/sec.

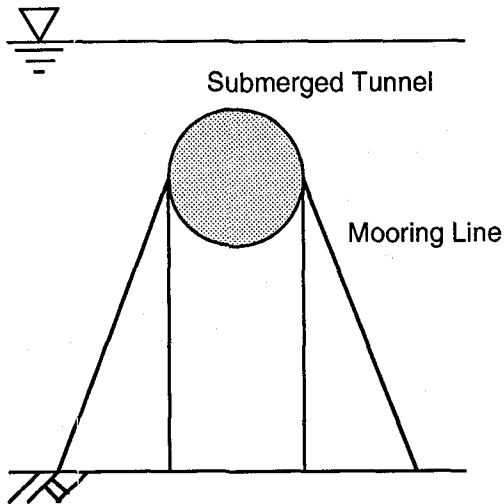


図4 B-Type係留

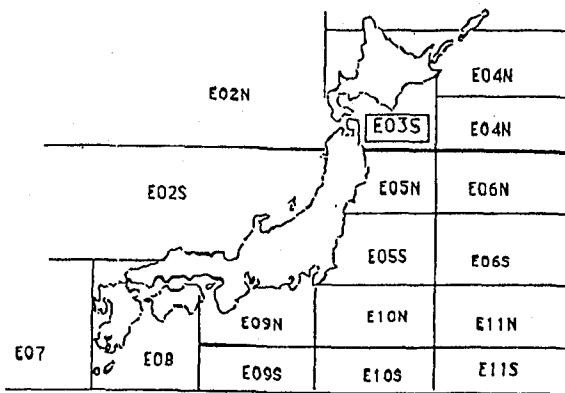


図5 日本近海の海区

表2 E03S海域の波浪頻度分布表

Wave Height (m)	Wave Period (sec)							Total
	~5	6~7	8~9	10~11	12~13	14~	Calm	
0~0.75	541	110	89	5		3	26	774
~1.75	930	645	264	91	11	8		1949
~2.75	248	231	112	14	12	12		629
~3.75	60	61	55	8	7	5		196
~4.75	22	18	27	7	4	2		80
~5.75	1	7	3		1	1		13
~6.75	1	3	2		2			8
~7.75		7	4		2	1		14
~8.75	1	1		1				3
~9.75	1				1			2
~10.75		1				1		2
~11.75								0
~12.75				1				1
~13.75								0
Calm							13	13
Total	1805	1084	556	127	40	33	39	3684

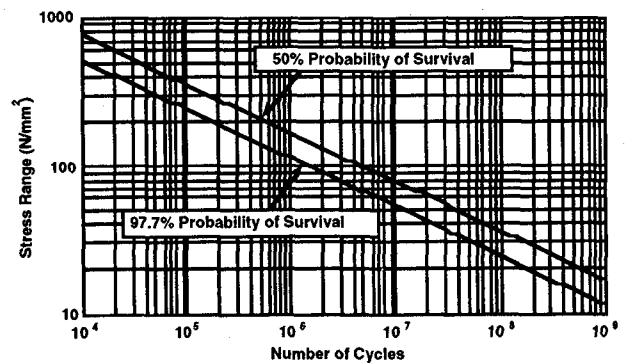


図7 DNVのT線図

4.3 係留索の軸応力振幅の長期予測結果

軸応力振幅の長期分布の解析結果を図8に示す。図中縦軸は係留索に生じる軸応力の変動振幅を、横軸は超過確率を示す。疲労被害度にも最も寄与するのは、比較的応力の低い繰返し回数の多い部分である。そこで、ワイブル分布にこの線をあてはめてみた。実線は解析結果、破線は解析結果のワイブル分布フィッティングの結果である。

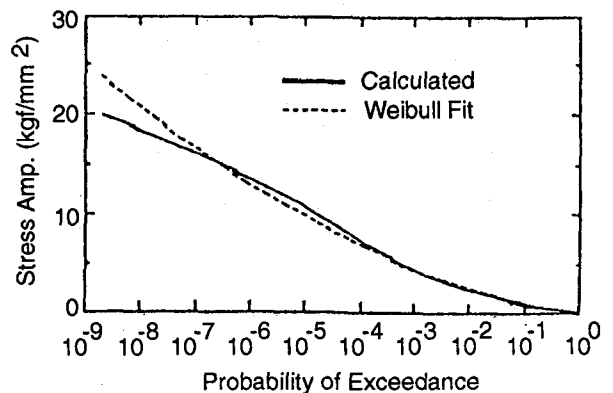


図8 長期予測結果とワイブル分布近似結果との比較

4.4 レベル2手法による信頼性解析

水中トンネル係留索に関して、破壊モードとして降伏と疲労による初期破壊を考え、その信頼性評価をレベル2手法で行った。また、検査を考慮した疲労強度に関する検討も実施した。4.3の軸応力の長期予測結果より、以下のような条件の基に信頼性解析を実施した。

最大応力振幅 $\sigma_{\max} = 20.0 \text{ kgf/mm}^2$

ワイブル分布の形状パラメータ $h = 0.7$

総繰り返し回数 $n = 5.178 \times 10^8$

(1) 降伏強度

水中トンネル係留索の降伏に関する信頼性解析を実施した。各式への入力値を以下に示す。

降伏応力：平均値 56.0 kgf/mm^2

標準偏差 4.42 kgf/mm^2

正規分布を仮定。ここで、標準偏差は変動係数7.9%とした¹¹⁾。

変動軸応力：(6)式、(7)式より

平均値 20.82 kgf/mm^2

標準偏差 1.83 kgf/mm^2

静的軸応力：確定値として取り扱う。 15.2 kgf/mm^2
上記の降伏応力、変動軸応力、静的軸応力の各値を(8)式に代入して β を求め、(2)式から P_f を求めると以下のようになる。

信頼性指標 $\beta = 4.17$

破壊確率 $P_f = 1.3 \times 10^{-5}$

(2) 疲労強度

100年間検査もメンテナンスも行わないという条件で、水中トンネル係留索の疲労に関する信頼性解析を実施した。(10)式、(11)式に代入する値は以下のようになる。

D_{cr} ：平均値 0.0

標準偏差 0.294

対数正規分布なので $\ln(D_{cr})$ は正規分布¹²⁾。

S-N線図：DNVのTカーブ⁹⁾

$m = 3$ (定数)

a = 対数正規分布

平均値 29.152

標準偏差 0.572

上記の条件を(11)式と(2)式に代入する。

信頼性指標 $\beta = 0.625$

破壊確率 $P_f = 2.6 \times 10^{-1}$

(3) 検査と疲労強度

前述のように、検査もメンテナンスもしないという仮定での疲労による信頼性解析の結果は、上記のように非常に小さな値となり、かなり危険側と考えられる。

そこで、係留索の点検を1年毎に実施し、発見した損傷は修理する(ただし防食状態は変わらない)と仮定する。損傷発見確率は、注意深い目視検査での値として0.9(CASE1)を、漠然とした検査での値として0.1(CASE2)を仮定し、(12)式を用いて検討を実施した。破壊確率と信頼性指標の10年毎の経年変化を表3に示す。この結果をみると、注意深い目視検査を年1回実施すれば、100年間での係留索の疲労に対する破壊確率あるいは信頼性指標は、以下のような値になる。

信頼性指標 $\beta = 2.52$

破壊確率 $P_f = 5.97 \times 10^{-3}$

表3 検査を考慮した疲労に関する信頼性解析結果

建造後 年月	CASE 1		CASE 2	
	破壊確率 P_f	信頼性指標 β	破壊確率 P_f	信頼性指標 β
10年	6.86×10^{-6}	4.35	1.16×10^{-5}	4.23
20年	2.22×10^{-4}	3.51	6.71×10^{-4}	3.21
30年	9.33×10^{-4}	3.11	4.01×10^{-3}	2.65
40年	1.99×10^{-3}	2.88	1.08×10^{-2}	2.30
50年	3.11×10^{-3}	2.74	1.97×10^{-2}	2.07
60年	4.10×10^{-3}	2.65	2.89×10^{-2}	1.91
70年	4.86×10^{-3}	2.59	3.70×10^{-2}	1.81
80年	5.40×10^{-3}	2.55	4.33×10^{-2}	1.74
90年	5.75×10^{-3}	2.53	4.78×10^{-2}	1.70
100年	5.97×10^{-3}	2.52	5.07×10^{-2}	1.67

5. 解析結果および考察

5.1 信頼性解析結果の評価

信頼性解析において、最終的に安全性を判断するには許容破壊確率 P_{fa} あるいは許容信頼性指標 β_a の設定が最も難しい問題となる。許容破壊確率あるいは許容信頼性指標を設定する方法として以下の方法が考えられる(図1参照)。

1. 事故統計に基づく方法

2. 現行設計示方書または既存構造物の安全性の整合

3. 他の災害危険性との比較による方法

4. 人的損失に対する危険回避に要する投資効果による方法

最も一般的な方法としては、2.の解析対象構造物と同種の複数の構造物の破壊確率を算定して P_{fa} あるいは β_a を決定する方法である。これは、安全性の整合問題(キャリブレーション)といわれるものである⁵⁾。

アメリカの設計示方書に設定されている許容信頼性指標 β_a と実構造物からの算定値 β をまとめた結果では、建築物、道路橋などの一般構造物で2.0~3.5の範囲に許容信頼性指標を設定していることがわかる⁵⁾。

また、ノルウェーの建築物設計示方書では、破壊形態と破壊の事態の深刻さで許容破壊確率を表4のように設定している^{5),13)}。破壊モードIは歪み硬化により耐力を保つ破壊モード、破壊モードIIは耐力を保たない破壊モード、破壊モードIIIは脆性破壊および不安定な破壊モードと定義している。

表4 許容破壊確率(許容信頼性指標)

破壊の結果 (重大さ)	破壊モード		
	I	II	III
重大でない	$10^{-3}(\beta=3.09)$	$10^{-4}(\beta=3.71)$	$10^{-5}(\beta=4.26)$
重大	$10^{-4}(\beta=3.71)$	$10^{-5}(\beta=4.26)$	$10^{-6}(\beta=4.75)$
大変に重大	$10^{-5}(\beta=4.26)$	$10^{-6}(\beta=4.75)$	$10^{-7}(\beta=5.20)$

一方、Faulknerら¹⁴⁾は、種々の構造物の信頼性指標と破壊確率を図8のようにまとめている。

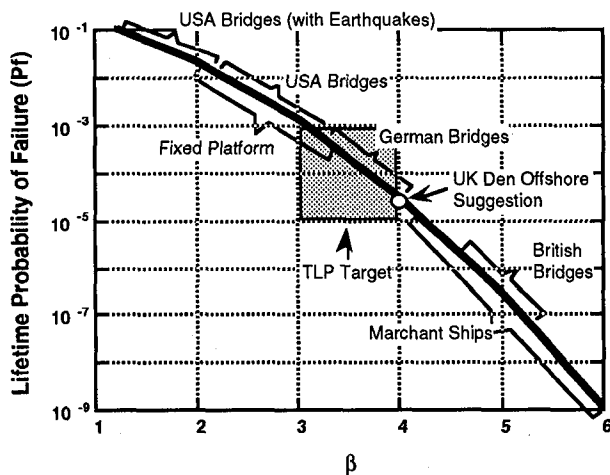


図8 信頼性指標と破壊確率

一方、構造物の安全水準の考え方として、以下の3点を段階的に検討する必要があると考えられる4)。

- 1) システム全体としての安全水準
- 2) 主要破壊モードに対する安全水準
- 3) 個々の部材の破壊に対する安全水準

1)に関するシステム全体の許容破壊確率の算定方法について参考になるのは、CIRIA¹⁵⁾で示された考え方である。そこでは社会的な基準を満足するものとして、構造物の許容破壊確率 P_{fa} を次式で提案している。

$$P_{fa} = \frac{10^{-4}}{n_r} \cdot K_s \cdot T \quad \dots (14)$$

ここで、 K_s : 社会的基準係数

(公共の建物で0.005、事務所家屋で0.05、橋で0.5、海洋構造物で5.0)

T : 耐用年数

n_r : 破壊発生時に被災する平均的な人数

この算式は、システム全体としての水準の設定に関わるものであり、係留索の降伏強度、疲労強度の安全水準を直接に定めるものではないと考えられる。つまり、システム全体の破壊を考える場合、水中トンネルのような構造では、個々の係留システムのリダンダンシーが構造物全体のリダンダンシーに関わってきているため、係留索一本が破壊したときの全体構造に及ぼす影響を考慮して構造全体のリダンダンシーをどのような形で持たせるかが問題となってくる。

2)または3)に関する許容破壊確率には、Allen¹⁶⁾により提案されている方法がある。Allenは、以下の式から構造部材の許容破壊確率を算定することを提案している。

$$P_{fa} = \frac{T \cdot A \cdot 10^{-5}}{W \cdot n} \quad \dots (15)$$

ここで、 A : 社会の活動状態あるいは構造物の種類によって決まる値
(被災後の活動0.3、通常活動、一般建物1.0、橋梁3.0、海洋構造物10.0)

T : 耐用年数

W : 破壊の前兆係数

(Fail-safeの状態0.01、段階的な破壊0.1、いくつかの前兆を伴う段階的な破壊0.3、突然の破壊1.0)

n : 被災しうる最大的人数

5.2 水中トンネル係留索の試解析に対する評価

仮に水中トンネル係留索の破壊発生時に被災する人数が10,000人であると仮定して、(14)および(15)式からシステム全体及び構造部材の許容破壊確率を算定すると以下のようになる。

$$\text{システム全体の許容破壊確率} : P_{fa} = 5 \times 10^{-7} \quad (K_s=0.5, T=100, n_r=10000)$$

$$\text{構造部材としての許容破壊確率} : P_{fa} = 3 \times 10^{-5} \quad (A=3.0, T=100, W=1.0, n=10000)$$

構造部材としての破壊については、本論文の解析結果との比較が可能なので、前記の水中トンネルの信頼性解析結果との比較、検討を以下に示す。

(1) 降伏強度

水中トンネル係留索の降伏に関する破壊確率は、 $P_f = 1.3 \times 10^{-5}$ であり、Allenの式による構造部材としての許容破壊確率 $P_{fa} = 3 \times 10^{-5}$ を満足している。また、表4のノルウェーの基準で見ると、水中トンネルの破壊モードとしてはIIであり、また破壊の結果は重大と考えられることから、 1×10^{-5} 程度の値が許容値と考えられる。降伏強度に関しては、この値もほぼ満足している。一方、アメリカでの一般構造物の許容信頼性指標は2.0~3.5であり、解析結果は $\beta = 4.17$ であることから許容値を十分満足している。また、Faulkner¹⁴⁾のまとめた図からも算定された信頼性指標が適当な値であることが判る。

以上のように、降伏強度に関しては、上記の仮定の下ではほぼ許容破壊確率あるいは許容信頼性指標の値を満足していると考えられる。

(2) 疲労強度

疲労に関する破壊確率は、メンテナンス無しの場合、 $P_f = 2.6 \times 10^{-1}$ と非常に厳しい値となっている。したがって、Allenの式による構造部材の許容破壊確率は、当然満足できていない。

一方、前述したように、メンテナンスを実施しない構造物というのは考えられない。そこで、検査を考慮した疲労強度の結果を見ると、注意深い検査を1年に1回実施した場合、表3より100年で $P_f = 5.97 \times 10^{-3}$ となりやはり許容値を満足できない。しかし、解析上は10年間隔で係留索を交換するというメンテナンス計画をたてれば、係留索の破壊確率は常に $P_f = 6.86 \times 10^{-6}$ となり許容値を満足できると考えられる。実構造物として水中トンネルと似た構造物としてTension Leg Platform (TLP)があるが、TLPにおいてもその命となる係留索(テンドン)は、定期的(疲労設計寿命によって決定されるメンテナンス計画による)にテンドンを回収して詳細な検査をするよう標準化されている¹⁷⁾。

一方、係留索の交換時期は、経済性等を考慮して決める事になるが、仮に20~40年とすると、解析結果からは、係留索建造後20年で破壊確率 $P_f = 2.22 \times 10^{-4}$ となり、Allenの式による許容破壊確率を満足できない。したがって、既存の土木構造物のメンテナンスという観点から本論文での水中トンネル係留索の信頼性試解析を考えると、疲労強度に関しては係留索の断面の変更、または変動応力を下げる工夫等を行う必要があると考えられる。また、係留索の疲労強度に関する信頼性解析結果から、係留索の維持管理や交換を前提にしたメンテナンス計画を、計画の初期段階から検討することは、係留索の信頼性向上に是非とも欠かせない検討項目であると考えられる。

6. まとめ

既存の構造物としての設計手法、設計示方書などが全く無い構造物である水中トンネルにおいては、信頼性解析が安全性を評価する一つの有力な方法であると考えられる。試設計を実施した水中トンネル係留索の降伏及び疲労に関する信頼性の試解析を実施して、その破壊確率あるいは信頼性指標を算定した。その結果、以下のことが判った。

1. 試設計した水中トンネルの降伏強度に関しては、許容破壊確率あるいは許容信頼性指標の値をほぼ満足している。
2. 疲労強度に関しては、100年間メンテナンスを行わずに安全性を保持するということは無理であり、定期的な詳細検査を実施する必要がある。一方、解析上は10年程度に1回は係留索の交換を実施するようなメンテナンス計画をたてる必要があることが判った。
3. 水中トンネルの係留索部分は、構造全体をメンテナンスの容易な構造様式、またはシステムにすべきである。
4. 水中トンネルのような構造では、個々の係留システムのリダンダンシーが構造物全体のリダンダンシーに関わってきているため、係留索一本が破壊したときの全体構造に及ぼす影響を考慮して構造全体のリダンダンシーをどのような形で持たせるかが問題となってくることが判った。

参考文献

- 1) (社)水中トンネル研究調査会構造研究小委員会調査報告書；(社)水中トンネル研究調査会、1994。
- 2) 前田直寛、森川正夫、石川邦照、角田與史雄："水中トンネルの係留形式とその構造特性"、構造工学論文集、Vol.41A II、1995。
- 3) Maeda, N., et al. ; "Study on Structural Characteristics of Support Systems for Submerged Floating Tunnel", Strait Crossings 94, A.A.Balkema, 1994。
- 4) 前田直寛、森川正夫、石川邦照、角田與史雄："水中トンネルの係留索の疲労設計法"、構造工学論文集、Vol.41A II、1995。
- 5) 星谷勝、石井清："構造物の信頼性設計法"、鹿島出版会、1986。
- 6) 宇野清隆、石川邦照："信頼性解析に基づく強度評価について"、関西造船協会論文集、第215号、1989。
- 7) 遠藤久芳："荷重と強度の相関を考慮した海洋構造物の信頼性評価"、日本造船学会第9回海洋工学シンポジウム、1989。
- 8) D. Faulkner and J. A. Sadden ; Toward a Unified Approach to Ship Structural Safety, Trans. RINA, 1978。
- 9) Det Norske Veritas; "Fatigue Strength Analysis for Mobile Offshore Units, Note No.30.2,1984。
- 10) 恵美洋彦、その他："船舶・海洋構造物の寿命評価に関する研究"、日本造船学会論文集、第169号、1989。
- 11) 日本鋼構造協会："鋼構造物の安全性・信頼性総合研究班 第2次報告"、日本鋼構造協会誌、Vol.17、No.79、1991。
- 12) Wirsching P.H. : "Probability-based Fatigue Design for Marine Structures", Marine Structures, Vol.1, No.1, 1988。
- 13) Nordic Committee on Building Regulations ; Recommendation for Loading and Safety Regulations for Structural Design, NKB-Report No.36, Nov. 1978。
- 14) Faulkner, D. et al. : "Development of a Reliability-Based Design Code for the Structure of Tension Leg Platforms", OTC4648, 1983。
- 15) Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) ; Rationalisation of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes, Report 63, 1977。
- 16) Allen, D.E. : "Criteria for Design Safety Factors and Quality Assurance Expenditure", 3rd International Conference on Structural Safety and Reliability, 1981。
- 17) American Petroleum Institute : "Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Tension Leg Platforms", API Recommended Practice 2T (RP2T), 1987。

(1995年9月18日受付)