

シールド工事用セグメントへの限界状態設計法の 適用性に関する基礎的研究

A FUNDAMENTAL STUDY ON THE APPLICABILITY OF THE LIMIT STATE DESIGN METHOD TO SEGMENTS AS A SHIELD TUNNEL LINING

須永 聡¹⁾・古屋 秀史¹⁾・斉藤 正幸²⁾・小泉 淳³⁾

Satoshi SUNAGA, Hidefumi FURUYA, Masayuki SAITOU and Atsushi KOIZUMI

At present, the allowable stress design method is usually applied to the design for shield segments. However, most of concrete structures tend to be designed from the limit state design method. The purpose of this paper is to investigate the applicability of the limit state design method to shield segments.

At first, the partial safety factors were determined from contrast between the design results of the limit state design method. Secondary the provisional design was performed and the design results were discussed. As a result of this study, the limit state design method is applicable and useful as the design method for shield segments.

Key words: shield tunnel lining, allowable stress design method, limit state design method

1. はじめに

現在、シールド工事用セグメントの設計は許容応力度設計法によって行われている。これはセグメントリングが非常に多くの継手で連結された構造を有し、その破壊に至るまでの機構が複雑で明確でないこと、土圧や施工時荷重の明確な評価が難しいことなどの理由による。これまでの多くの実績から、セグメントを許容応力度設計法によって設計することに問題はないように思われる。しかし、許容応力度設計法には、構造物の様々な状態に対する安全性の指標として発生応力度に対して一様な安全率を用いることが最適とは言い難いこと、新しい知見や研究成果を取り入れにくいこと、どのような状態が一番厳しい条件となっているのかわかりにくいこと、などの問題がある。これらの問題を解決するために、社会的な趨勢として各種構造物の設計法が許容応力度設計法から限界状態設計法に移行しつつある。シールド工事用セグメントについても例外ではなく、現在、土木学会をはじめとして、いくつかの企業体においても許容応力度設計法から限界状態設計法への移行が検討されている。

本論文はシールド工事用セグメントに限界状態設計法を適用するにあたって、その安全性の照査方法と安全係数について検討を加えたものである。

2. 限界状態設計法による設計の概要

1) 学生会員 早稲田大学大学院理工学研究科

2) 正会員 工学修士 日本シールドコンサルタント(株) 技術本部 技術研究部 トンネルグループ

3) 正会員 工学博士 早稲田大学理工学部土木工学科

限界状態設計法における安全係数は、過去に建設されたシールドトンネルの実績を考慮して、許容応力度設計法において付与されていた安全率と同等の水準となるべきであり、極端に安全性を低下させたり、逆に過大な安全性を確保するようなことにならないように両者の整合性に十分留意してこれを設定する必要がある。

「コンクリート標準示方書」¹⁾によれば、限界状態設計法における照査項目には、使用限界、終局限界、疲労限界があるが、一般にシールドトンネルにおいては繰返し荷重が作用することは考えられないため、疲労限界に関する照査は行わないでよいものと思われる。使用限界状態は、コンクリート系セグメントではひび割れ幅、継手の目開き量、覆工全体の変形量に対して照査することを考えている。一方鋼製セグメントにおいては継手の目開き量、覆工全体の変形量に対して照査することにした。また、終局限界状態は部材の終局状態を考え、コンクリート系セグメントでは断面の破壊、鋼製セグメントでは断面の降伏を基準とし、セグメント本体の断面および継手の断面で照査を行うものとした。

3. 安全係数の設定

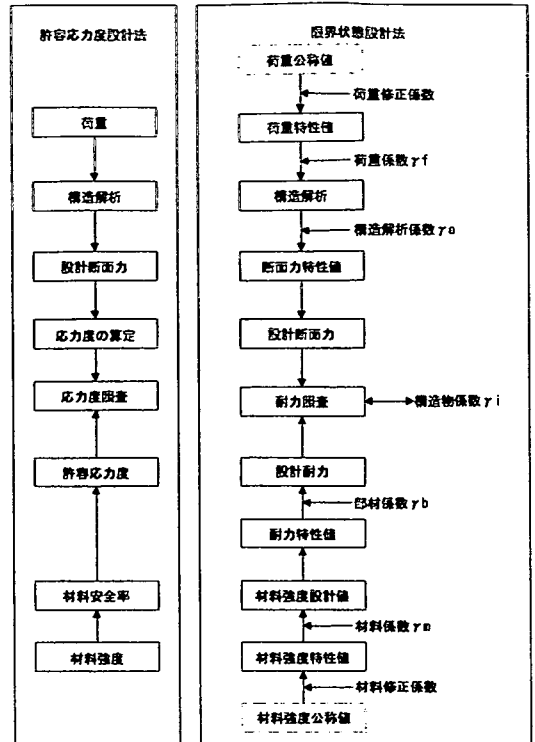


図-1 許容応力度設計法と限界状態設計法の比較

表-1 荷重係数

種類	種別・用途	終局限界	使用限界	
緩み土圧	砂質土	N値 15	1.3	
		N値 30	1.2	
		N値 40	1.1	
		N値 50	1.0	
	粘性土	N値 8	1.3	
		N値 15	1.2	
		N値 30	1.1	
		N値 40	1.0	
土の単位体積重量			1.05	
側方土圧係数		低減させることを前提に影響解析を行う		
水圧	コンクリート系セグメント	0.9	1.0	
	スチール系セグメント	1.0		
自重	一次覆工	鉄筋コンクリート系		1.0
		鋼製		1.0
	二次覆工	ダクタイル製		1.1
		無筋コンクリート		1.0
		鉄筋コンクリート		1.0
		上載荷重		輪荷重
		$h > 4.0m$	1.1	
	建築物荷重		1.0	
地盤反力係数	半径方向地盤反力		1.0	
	接線方向地盤反力	$ku=0$	1.0	
		$ku=k/3$	0.9	
		$ku=k$	0.9	

表-2 材料係数

材料	用途	終局限界	使用限界
コンクリート		1.3	
	主鉄筋	1.05	
鉄筋	配力筋、補強筋、アンカー筋	1.0	
	主桁、縦リブ	1.05	
鋼材		1.0	
	スキンプレート	1.1	
球状黒鉛鑄鉄		1.1	
ボルト		1.05	

表-3 部材係数

セグメント種別	項目	終局限界	使用限界
RCセグメント	本体	曲げ	1.1
		圧縮	1.2
	せん断	せん断	1.2
		金具式	1.1
	セグメント継手	ほぞ	1.2
		縦縫締結	1.1
		金具式	1.15
		ほぞ	1.2
	リング継手	ほぞ	1.2
		ピン方式	1.15
鋼製セグメント	吊り金具		1.3
		多い	1.0
	実績	少ない	1.05
		有り	1.0
	二次覆工	無し	1.1
		有り	1.05
	本体	曲げ	1.05
		圧縮	1.15
	せん断	せん断	1.15
		金具式	1.1
鋼製セグメント	セグメント継手		1.1
		リング継手	1.15
	吊り金具		1.3
		多い	1.0
	実績	少ない	1.05
		有り	1.0
鋼製セグメント	二次覆工	無し	1.1
		有り	1.0

表-4 構造解析係数

解析手法	細目(継手の定義)	終局限界	使用限界
はり-ばねモデル	実験・解析によって求めた場合	1.0	1.0
	実績に基づいて定めた場合	1.05	1.0

表-5 構造物係数

分類	終局限界	使用限界
不特定多数の人間が入坑する	1.0~1.3	1.0
特定少数の人間が入坑する		
人間が入坑しない		

表-1～5は、シールド工用セグメントの終局限界状態の照査に用いる各安全係数を示したものである。

(1) 荷重係数：表-1はシールド工用セグメントの設計荷重について暫定的に設定したものである。この中で、ゆるみ土圧に対する安全係数はN値が高い地盤ではその信頼性が高く、N値が低くなるにしたがってその信頼性が低下すると考え、N値に応じて1.0～1.3の範囲で設定した。水圧に対する安全係数は、一般にその推定精度は高いことから1.0を基本としたが、コンクリート系セグメントに関する安全係数は、軸圧縮力に対する耐力が高い反面、軸力が小さい場合には曲げモーメントに対する耐力が低くなることから、水圧を低く評価した方が安全側の設計になることを考慮して0.9とした。側方土圧係数に対する安全係数は以下の点を考慮し、側方土圧を低減させる方向で影響解析を行った。

- ①桁に代表される上部構造物では荷重を割増すことによって発生断面力が増加し、構造物の安全性を高めることとなるが、地中構造物の場合、全体の荷重を同一の比率で増加させても安全側の設計とならない場合が多い。
- ②セグメントに発生する曲げモーメントと軸力との比は鉛直荷重と水平荷重のバランスに支配され、とくにコンクリート系セグメントにおいては鉛直荷重を割増すより水平荷重を低減する方が安全側の設計となる場合が多い。
- ③土圧を対象として考えた場合、土被り圧以上の鉛直土圧が作用することは考えにくい。
- ④良質地盤においては地盤反力が期待できるため比較的荷重バランスの影響を受けないが、軟弱地盤においてはその影響を顕著に受ける。このことは、良質地盤では過大な変形などの構造的な問題が生じている例は少ないが、軟弱地盤では問題が生じている例が見られることと傾向的に一致する。

一方、地盤反力係数に対する安全係数は、側方土圧係数に安全係数を見込むことから1.0とした。

(2) 材料係数および部材係数：「コンクリート標準示方書」を参考にして、セグメント独自の項目を追加して暫定的に定めた。

(3) 構造解析係数：はりばねモデルによる構造解析を実施することを前提として1.0とした。

(4) 構造物係数：発注者が設計対象となる構造物に対して個々に設定するものと考え、ここでは一般的な安全係数の範囲として1.0～1.3を示すにとどめた。

使用限界状態の照査に用いる安全係数は「コンクリート標準示方書」に準じてすべて1.0としている。

4. 側方土圧係数の影響

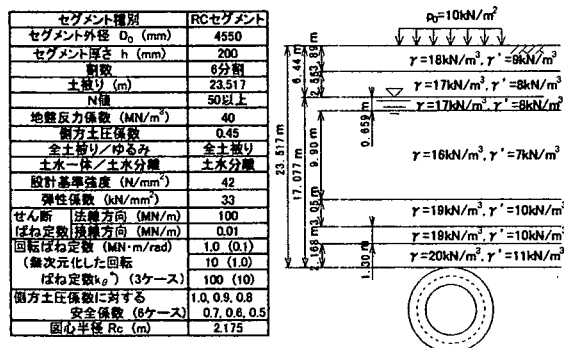


図-2 設計条件 (良質地盤)

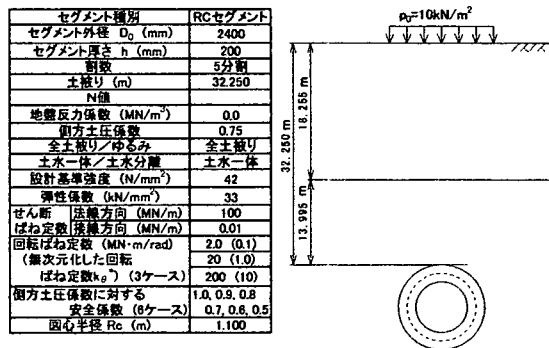


図-3 設計条件 (軟弱地盤)

限界状態設計法における部分安全係数のうち、とくに荷重係数についてはシールド工用セグメント特有の設定が必要であると考えられる。セグメントの設計結果は、鉛直荷重の大きさはもちろんのこと、側方土圧係数の採り方によって大きく異なる。セグメントの設計に用いられる側方土圧係数は過去の実績や経験に基づいて設定されており、設計者の判断によって変化する設計定数である。この側方土圧係数に対する部分安全係数を設定することは、限界状態設計法への移行にあたってとくに重要な問題である。シールド工用セグメントに対する限

界状態設計法の適用にあたって、側方土圧係数に対する適切な部分安全係数を設定するためにこれをパラメーターとし、良質地盤と軟弱地盤を対象として鉄筋コンクリート製平板型セグメント（以下 RC セグメントと呼ぶ）の主断面の試設計を行った。それぞれの設計条件を図-2 および図-3 に示す。構造計算にははりばねモデルを用いている。設計曲げモーメントは側方土圧を小さく評価すると大きくなる。そこで、「トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説」²⁾ に示されている側方土圧係数に対して、部分安全係数を 1.0～0.5 まで変化させ、その影響を検討した。側方土圧係数に対して部分安全係数を考慮すると、鉛直荷重と水平荷重のバランスは表-6 に示すように変化する。

表-6 鉛直荷重と水平荷重

		荷重強度(kN/m ²)							
		安全係数		1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
良質地盤	鉛直荷重	P ₀	278.05	278.05	278.05	278.05	278.05	278.05	278.05
		P _u	153.69	153.69	153.69	153.69	153.69	153.69	153.69
		PV ₁	431.75	431.75	431.75	431.75	431.75	431.75	431.75
	頂部水平荷重	P ₀	125.64	113.08	100.52	87.95	75.39	62.82	
		P _u	154.59	154.59	154.59	154.59	154.59	154.59	154.59
		PH ₁	280.24	267.67	255.11	242.54	229.98	217.42	
	底部水平荷重	P ₀	148.25	133.43	118.60	103.78	88.95	74.13	
		P _u	193.74	193.74	193.74	193.74	193.74	193.74	193.74
		PH ₂	342.00	327.17	312.35	297.52	282.70	267.87	
	軟弱地盤	鉛直荷重	P ₀	590.14	590.14	590.14	590.14	590.14	590.14
P _u			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PV ₁			590.14	590.14	590.14	590.14	590.14	590.14	590.14
頂部水平荷重		P ₀	443.86	399.48	355.09	310.70	266.32	221.93	
		P _u	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		PH ₁	443.86	399.48	355.09	310.70	266.32	235.79	
底部水平荷重		P ₀	471.58	424.42	377.27	330.11	282.95	235.79	
		P _u	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		PH ₂	471.58	424.42	377.27	330.11	282.95	235.79	

表-7 良質地盤における発生断面力

		安全係数	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
$k_{\theta}^*=0.1$	Mmax (kN・m)		37.87	41.82	46.04	50.47	54.89	59.32
	N (kN)		845.81	888.48	879.49	870.49	861.49	852.50
	Mmin (kN・m)		-39.61	-42.17	-44.72	-47.27	-49.83	-52.38
	N (kN)		1007.0	1012.4	1017.8	1023.2	1028.7	1034.1
$k_{\theta}^*=1.0$	Mmax (kN・m)		49.59	53.78	57.97	62.17	66.36	70.55
	N (kN)		802.93	791.77	780.15	768.52	756.89	745.27
	Mmin (kN・m)		-37.30	-40.53	-44.28	-48.04	-51.79	-55.54
	N (kN)		981.83	1012.1	1018.0	1024.0	1029.9	1035.9
$k_{\theta}^*=10$	Mmax (kN・m)		60.31	65.59	70.87	76.15	81.43	86.71
	N (kN)		783.61	769.87	756.15	742.41	728.69	714.96
	Mmin (kN・m)		-41.33	-45.24	-49.30	-53.38	-57.41	-61.47
	N (kN)		992.59	999.53	1004.2	1008.8	1013.4	1018.0

表-8 軟弱地盤における発生断面力

		安全係数	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
$k_{\theta}^*=0.1$	Mmax (kN・m)		59.52	79.05	98.58	118.11	137.64	157.17
	N (kN)		496.30	441.68	387.07	332.45	277.84	223.22
	Mmin (kN・m)		-73.40	-97.02	-120.64	-144.27	-167.89	-191.51
	N (kN)		682.20	690.60	699.01	707.42	715.83	724.24
$k_{\theta}^*=1.0$	Mmax (kN・m)		44.45	59.13	73.81	88.49	103.16	117.84
	N (kN)		506.54	455.10	403.67	352.23	300.79	249.35
	Mmin (kN・m)		-50.92	-67.38	-83.82	-100.27	-116.72	-133.17
	N (kN)		661.35	663.11	664.87	666.63	668.39	670.15
$k_{\theta}^*=10$	Mmax (kN・m)		42.09	55.99	69.89	83.79	97.69	111.59
	N (kN)		508.37	457.50	406.63	355.75	304.87	253.99
	Mmin (kN・m)		-43.38	-57.49	-71.60	-85.70	-99.81	-113.93
	N (kN)		656.96	657.18	657.39	657.61	657.83	658.04

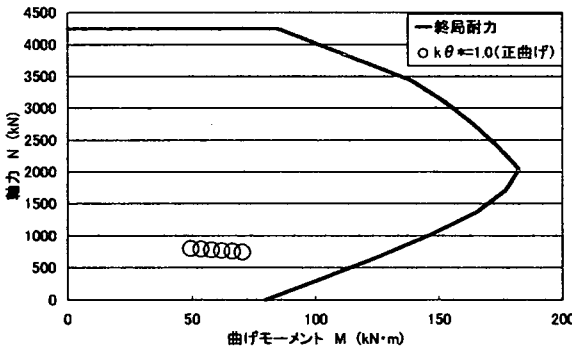


図-4 軸力と曲げモーメントとの関係（良質地盤）

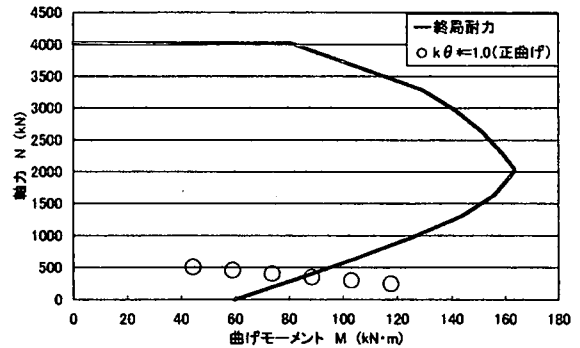


図-5 軸力と曲げモーメントとの関係（軟弱地盤）

影響解析を行った結果得られたセグメント本体に発生する断面力の変化を表-7 および表-8 に示す。また、これらの試設計結果のうち、断面力の算定結果を性能曲線上にプロットしたものが図-4 および図-5 である。図中に示す終局耐力の性能曲線は材料係数と部材係数を考慮して求めたものである。これらはセグメント継手の無次元化した回転ばね定数を $k_{\theta}^*=1.0$ とした場合である。この結果から、良質地盤では側方土圧係数の部分安全係数が発生断面力に与える影響は比較的小さく、軟弱地盤ではその影響が大きいことがわかる。側方土圧係数に部分安全係数を考慮しても、良質地盤では設計断面耐力が不足することはないが、軟弱地盤では設計断面耐力が不足し、セグメント厚さを大きくしたり鉄筋量を増やすなどの対策が必要になるという結果が得られた。これまでに建設されているシールドトンネルの実状をみると、良質地盤では構造耐力が不足して問題が生じている事例はほとんどないのに対して、軟弱地盤においてはトンネルの長期的な変形の増加など、構造的な問題が生じている例が比較的多く見られ、これは傾向的に一致している。このことから、側方土圧係数に部分安全係数を設定するこ

とによって、軟弱地盤における不確定要素を包含し、合理的な設計を行うことが可能になるものと考えられる。側方土圧係数に対する安全係数を確定することは難しいが、概ね0.8~0.9の範囲に適切な値が存在するものと考えられる。具体的な数値を定めるためには、過去に建設されたできるだけ多くのトンネルの実状の調査や現場計測結果の分析などが重要と思われる。

5. 限界状態設計法によるセグメントの試設計

5.1 軟弱地盤中のトンネル

セグメント種別			RCセグメント		
セグメント外径 D_o (mm)			4300		
セグメント厚さ h (mm)			175	200	225
割数			6分割		
土被り (m)			10		
N値			0		
地盤反力係数 (MN/m ³)			0		
側方土圧係数			0.8		
全土被り/ゆるみ			全土被り		
土水一体/土水分離			土水一体		
設計基準強度 (N/mm ²)			42		
弾性係数 (kN/mm ²)			33		
せん断ばね定数 法線方向 (MN/m)			100		
せん断ばね定数 接線方向 (MN/m)			0.01		
回転ばね定数(正曲げ) (MN・m/rad)			1.92	3.28	7.06
回転ばね定数(負曲げ) (MN・m/rad)			0.53	0.95	1.72
側方土圧係数に対する安全係数			0.85		
圆心半径 R_c (mm)			2082.5		

セグメント種別			鋼製セグメント		
セグメント外径 D_o (mm)			4300		
桁高 h (mm)			175	200	225
割数			7分割		
セグメント幅B (mm)			1000		
有効幅			25t		
主桁厚tR (mm)			14		
スキンプレート厚t (mm)			3.5		
材質			SM490A		
断面積 (mm ²)			5512.5	6212.5	6912.5
断面2次モーメント (m ⁴)			1.684×10^{-5}	2.438×10^{-5}	3.387×10^{-5}
弾性係数 (kN/mm ²)			210		
せん断ばね定数 法線方向 (MN/m)			100		
せん断ばね定数 接線方向 (MN/m)			0.01		
回転ばね定数(正曲げ) (MN・m/rad)			0.27	0.40	0.56
回転ばね定数(負曲げ) (MN・m/rad)			0.06	0.08	0.10
側方土圧係数に対する安全係数			0.85		
圆心半径 R_c (mm)			2089		

図-6 設計条件 (軟弱地盤)

表-9 設計荷重

	荷重強度(kN/m ²)					
	終局 ($\alpha_1=0.85$)			使用 ($\alpha_1=1.0$)		
	RC	steel		RC	steel	
鉛直荷重	P_s	190.00	190.00	P_s	190.00	190.00
	P_w	0.00	0.00	P_w	0.00	0.00
	PV_1	190.00	190.00	PV_1	190.00	190.00
頂部水平荷重	P_s	130.27	130.19	P_s	153.25	153.17
	P_w	0.00	0.00	P_w	0.00	0.00
	PH_1	130.27	130.19	PH_1	153.25	153.17
底部水平荷重	P_s	180.76	180.84	P_s	212.66	212.75
	P_w	0.00	0.00	P_w	0.00	0.00
	PH_2	180.76	180.84	PH_2	212.66	212.75

表-10 発生断面力

桁高 (mm)		終局 ($\alpha_1=0.85$)				使用 ($\alpha_1=1.0$)			
		RC		steel		RC		steel	
		本体	継手	本体	継手	本体	継手	本体	継手
175	Mmax (kN・m)	83.20	27.10	76.83	7.10	25.74	11.80	26.14	2.50
	N (kN)	325.60	313.70	287.29	319.58	355.87	358.17	350.06	360.62
	Mmin (kN・m)	-80.14	-4.68	-78.86	-0.97	-25.52	-1.64	-25.40	-0.32
	N (kN)	425.37	388.83	414.53	375.15	405.84	389.12	401.48	390.39
	N (kN)	425.37	388.83	414.53	375.15	405.84	389.12	401.48	390.39
200	Mmax (kN・m)	82.08	29.84	75.06	8.31	25.97	13.28	25.44	2.94
	N (kN)	327.50	312.97	287.62	318.48	353.58	357.78	350.28	360.28
	Mmin (kN・m)	-78.68	-5.87	-79.89	-1.00	-25.24	-1.96	-25.75	-0.33
	N (kN)	426.58	391.50	414.56	374.70	413.15	376.23	402.61	390.32
	N (kN)	426.58	391.50	414.56	374.70	413.15	376.23	402.61	390.32
225	Mmax (kN・m)	76.96	33.89	73.02	9.41	25.82	15.33	24.69	3.36
	N (kN)	331.36	311.62	288.28	317.62	354.17	357.27	350.57	360.00
	Mmin (kN・m)	-76.23	-7.54	-80.52	-1.01	-25.89	-2.38	-26.04	-0.33
	N (kN)	427.32	394.42	414.59	374.42	415.27	405.38	402.72	390.30
	N (kN)	427.32	394.42	414.59	374.42	415.27	405.38	402.72	390.30

軟弱地盤中に構築されるシールドトンネルの試設計を限界状態設計法を用いて行った。一次覆工にはRCセグメントと鋼製セグメントの2種類を考え、図-6に示す地盤を対象として、外径4300mmのシールド標準セグメントを用いることとした。許容応力度設計法ではセグメント厚さまたは桁高が $h=150$ mm で設計されていることをふまえて、限界状態設計法では、これを $h=175$, 200, 225mm として検討を行った。なお、二次覆工はしないものとした。

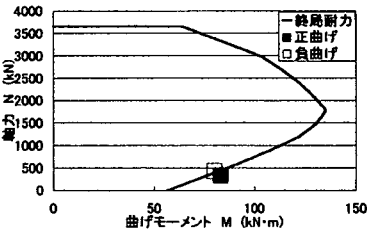


図-7 RC 本体 ($h=175$ mm)

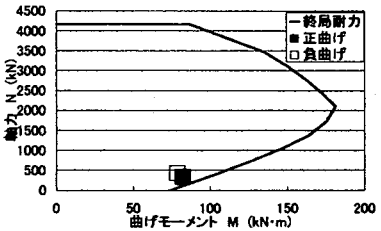


図-8 RC 本体 ($h=200$ mm)

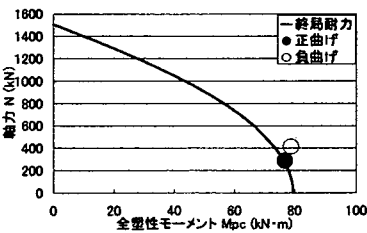


図-9 steel 本体 ($h=175$ mm)

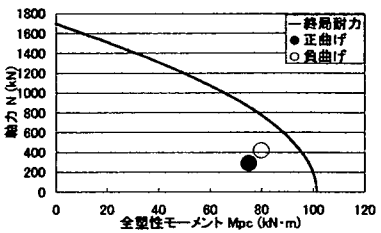


図-10 steel 本体 ($h=200$ mm)

(1) 終局限界状態の検討

試設計の結果得られたセグメント本体の断面力を表-10に示す。また、これらの結果のうち、断面力の算定結果を性能曲線上にプロットしたものを、RCセグメントに関しては $h=175\text{mm}$ を図-7に、 $h=200\text{mm}$ を図-8に、鋼製セグメントに関しては $h=175\text{mm}$ を図-9に、 $h=200\text{mm}$ を図-10に示す。RCセグメント、鋼製セグメントともに桁高 $h=200\text{mm}$ で条件を満足した。

次に、セグメント継手についての計算結果を性能曲線上にプロットしたものが、RCセグメントに関しては、 $h=175\text{mm}$ の正曲げを図-11に、負曲げを図-12に、鋼製セグメントに関しては、 $h=175\text{mm}$ の正曲げを図-13に示す。継手部はRCセグメント、鋼製セグメントともに耐力にかなりの余裕があることがわかる。また、そのときの継手板のボルトによる引張力に対する検討を行うと、セグメント継手部の曲げモーメントによって、セグメント継ぎボルトに発生する引張力と、継手板を塑性化させる引張力は表-11に示すとおりとなる。これらの検討の結果、RCセグメントでは厚さ $h=225\text{mm}$ で、鋼製セグメントでは桁高 $h=175\text{mm}$ で条件を満足した。

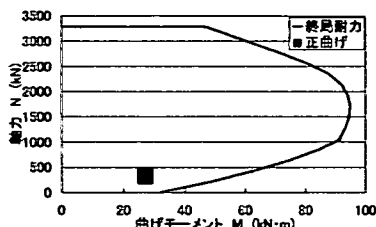


図-11 RC継手（正曲げ）

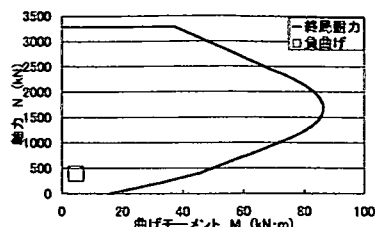


図-12 RC継手（負曲げ）

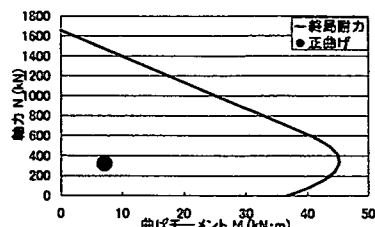


図-13 steel継手（正曲げ）

表-11 継手板の照査

h (mm)		引張力 (kN)	引張耐力 (kN)	照査結果
175	RC 正曲げ	128.22	87.30	×
	RC 負曲げ	43.65	87.30	○
	steel 正曲げ	33.28	53.90	○
	steel 負曲げ	124.33	121.36	×
200	RC 正曲げ	46.58	121.36	○
	RC 負曲げ	32.11	61.60	○
	steel 正曲げ	121.76	179.29	○
	steel 負曲げ	55.67	179.29	○
225	RC 正曲げ	30.89	69.30	○
	RC 負曲げ			

表-12 使用限界に対する照査

h (mm)		発生 (mm)		許容 (mm)	照査結果	
ひび割れ幅	175	RC	トンネル内側	0.163	0.140	×
		RC	トンネル外側	0.162	0.175	○
	200	RC	トンネル内側	0.130	0.140	○
		RC	トンネル外側	0.128	0.175	○
	225	RC	トンネル内側	0.095	0.140	○
		RC	トンネル外側	0.095	0.175	○
継手の目開き量	175	RC	正曲げ	0.904	1.0	○
		RC	負曲げ	0.482	1.0	○
		steel	正曲げ	1.123	1.0	×
		steel	負曲げ	0.688	1.0	○
	200	RC	正曲げ	0.369	1.0	○
		RC	負曲げ	1.018	1.0	×
		steel	正曲げ	0.418	1.0	○
		steel	負曲げ	0.281	1.0	○
	225	RC	正曲げ	0.950	1.0	○
		RC	負曲げ			
トンネル変形量	175	RC	鉛直変位 δ_v	8.562	14.33	○
		RC	水平変位 δ_h	6.476	14.33	○
		steel	鉛直変位 δ_v	17.442	14.33	×
		steel	水平変位 δ_h	12.976	14.33	○
	200	RC	鉛直変位 δ_v	6.094	14.33	○
		RC	水平変位 δ_h	4.605	14.33	○
		steel	鉛直変位 δ_v	13.080	14.33	○
		steel	水平変位 δ_h	9.246	14.33	○
	225	RC	鉛直変位 δ_v	4.106	14.33	○
		RC	水平変位 δ_h	3.137	14.33	○
		steel	鉛直変位 δ_v	10.222	14.33	○
		steel	水平変位 δ_h	6.844	14.33	○

(2) 使用限界状態の検討

二次覆工なしという条件から、試設計ではかぶりを $c=35\text{mm}$ とし、内側を腐食性環境、外側を一般の環境とした。RCセグメントではセグメント厚さ $h=200\text{mm}$ で条件を満足した。一方、継手の目開きに関しては、継手の許容目開き量を 1.0mm とした。RCセグメントはすべてにおいて条件を満足したが、鋼製セグメントは桁高 $h=225\text{mm}$ のみが条件を満足した。最後に、トンネルの変形量に対して検討を行った。トンネルの許容変形量はセグメント外径の300分の1としたところ、RCセグメントではセグメント厚さ $h=175\text{mm}$ 、鋼製セグメントでは桁高 $h=200\text{mm}$ で条件を満足した。

以上の結果より、RCセグメント、鋼製セグメントともにセグメント厚さまたは桁高が $h=225\text{mm}$ ですべての条件を満足することがわかった。

5.2 良質地盤中のトンネル

良質地盤中の場合の試設計を軟弱地盤と同様に限界状態設計法を用いて行った。対象とする地盤を図-14に示す。セグメント厚さまたは桁高は $h=150, 125\text{mm}$ として検討を行った。なお、二次覆工はしないものとした。

(1) 終局限界状態の検討

セグメント種別	RCセグメント
セグメント外径 D_o (mm)	4300
セグメント厚さ h (mm)	150 125
割数	6分割
土被り (m)	20
N値	50以上
地盤反力係数 (MN/m^3)	50
側方土圧係数	0.35
全土被り/ゆるみ	ゆるみ
土水一体/土水分離	土水分離
設計基準強度 (N/mm^2)	42
弾性係数 (kN/mm^2)	33
せん断ばね定数 法線方向 (MN/m)	100
接線方向 (MN/m)	0.01
回転ばね定数(正曲げ) ($\text{MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	2.05 1.00
回転ばね定数(負曲げ) ($\text{MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	0.58 0.37
側方土圧係数に対する安全係数	0.85
圆心半径 R_c (mm)	2062.5

セグメント種別	鋼製セグメント
セグメント外径 D_o (mm)	4300
セグメント厚さ h (mm)	150 125
割数	7分割
セグメント幅B (mm)	1000
有効幅	25t
主桁厚tR (mm)	14
スキンプレート厚t (mm)	3.5
材質	SM490A
断面積 (mm^2)	4812.5 4112.5
断面2次モーメント (m^4)	1.102×10^{-5} 6.710×10^{-5}
弾性係数 (kN/mm^2)	210
せん断ばね定数 法線方向 (MN/m)	100
接線方向 (MN/m)	0.01
回転ばね定数(正曲げ) ($\text{MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	0.13 0.09
回転ばね定数(負曲げ) ($\text{MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	0.07 0.05
側方土圧係数に対する安全係数	0.85
圆心半径 R_c (mm)	2069

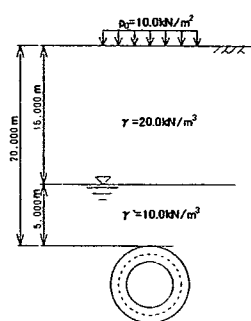


図-14 設計条件(良質地盤)

表-13 鉛直荷重と水平荷重

	荷重強度(kN/m^2)					
	終局 ($\alpha_\lambda=0.85$)			使用 ($\alpha_\lambda=1.0$)		
	RC	steel		RC	steel	
鉛直荷重	P_s	76.48	76.47	P_s	76.48	76.47
	P_w	45.00	50.00	P_w	50.00	50.00
	P_{V1}	121.48	126.47	P_{V1}	126.48	126.47
頂部水平荷重	P_s	23.01	22.99	P_s	27.07	27.05
	P_w	45.79	50.81	P_w	50.87	50.81
	PH_1	68.80	73.80	PH_1	77.94	77.86
底部水平荷重	P_s	35.28	35.30	P_s	41.51	41.53
	P_w	82.91	92.19	P_w	92.13	92.19
	PH_2	118.20	127.49	PH_2	133.64	133.72

表-14 発生断面力

桁高 (mm)		終局 ($\alpha_\lambda=0.85$)				使用 ($\alpha_\lambda=1.0$)			
		RC		steel		RC		steel	
		本体	継手	本体	継手	本体	継手	本体	継手
125	Mmax ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	6.65	4.07	9.00	0.57	5.94	3.66	8.41	0.53
	N (kN)	225.51	228.40	234.16	236.99	238.70	241.32	236.27	238.93
	Mmin ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-6.07	-1.13	-7.97	-0.21	-5.52	-1.03	-7.51	-0.20
	N (kN)	275.84	245.96	266.62	262.86	284.09	257.39	266.18	262.63
150	Mmax ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	9.23	6.22	10.70	0.74	8.36	5.69	9.97	0.69
	N (kN)	221.80	224.92	231.11	234.68	235.12	237.94	233.46	236.80
	Mmin ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-8.81	-1.24	-9.78	-0.23	-8.31	-1.15	-9.24	-0.21
	N (kN)	275.53	243.77	269.39	260.67	283.85	255.26	268.68	260.62

試設計の結果得られたセグメント本体の断面力を表-14 に示す。

また、これらの試設計の結果のうち、断面力の算定結果を性能曲線上にプロットしたものが図-15 と 16 であり、RC セグメントでは $h=125\text{mm}$ の場合が図-15 に、鋼製セグメントでは $h=125\text{mm}$ の場合を図-16 に示されている。RC セグメント、鋼製セグメントともに耐力にはかなりの余裕があることがわかる。

次に、セグメント継手について検討する。算定結果を性能曲線上にプロットしたものが、RC セグメントでは $h=125\text{mm}$ の正曲げの場合を

図-17 に、負曲げの場合を図-18 に、鋼製セグメントでは $h=125\text{mm}$ の正曲げの場合を図-19 に示す。両セグメントともに耐力にはかなりの余裕があることがわかる。また、そのときの継手板の検討を軟弱地盤と同様の条件で行うと、両セグメントともにかなりの余裕があることがわかった。

(2) 使用限界状態の検討

ひび割れ幅に関しては、軟弱地盤と同様の条件を考えた。RC セグメントではセグメント厚さ $h=150\text{mm}$ で条件を満足した。継手の目開きに関して

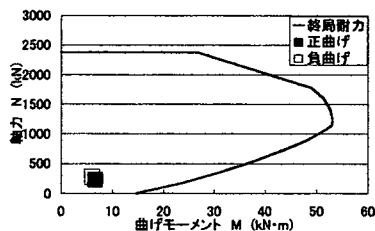


図-15 RC 本体 ($h=125\text{mm}$)

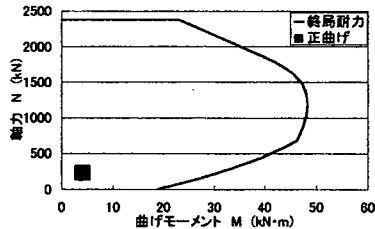


図-17 RC 継手 (正曲げ)

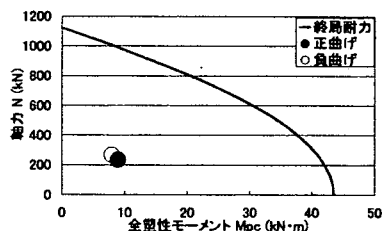


図-16 steel 本体 ($h=125\text{mm}$)

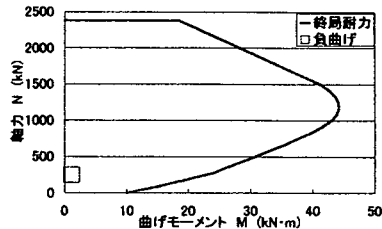


図-18 RC 継手 (負曲げ)

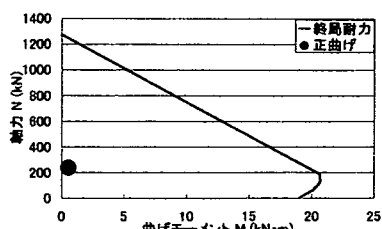


図-19 steel 継手 (正曲げ)

も条件は軟弱地盤と同様にして照査を行ったが、RC セグメント、鋼製セグメントともかなりの余裕があることがわかった。最後に、トンネルの変形量に対して検討を行った。条件は軟弱地盤と同様である。表-16 は照査の一覧表であり、この表から明らかなように RC セグメント、鋼製セグメントともかなりの余裕があることがわかった。

以上の結果より、RCセグメントはセグメント厚さが $h=150\text{mm}$ で、鋼製セグメントは桁高が $h=125\text{mm}$ ですべての条件を満足することがわかる。

6. おわりに

シールド工用セグメントに対する限界状態設計法の照査内容と安全係数とを暫定的に定めてみた。基本的には「コンクリート標準示方書」の考え方に準拠しているが、シールドトンネル特有の安全係数の設定も行っている。これまでの実績をみると、良質地盤におけるシールドトンネルは耐久性に関する問題が生じている例はあるものの、耐力的な問題が生じているものは少ない。一方、軟弱地盤におけるシールドトンネルは耐久性に関する問題のほかに、長期にわたるトンネルの変形などが問題として生じている例がかなり認められる。これと試算の結果とは傾向的によく一致している。今回設定した安全係数や安全性の照査方法は暫定的なものであり、今後、これまでに建設されたシールドトンネルの実状の調査や現場計測などの結果をできるだけ多く収集し、これらを用いて総合的な分析と評価を行った上で適切な安全係数を定めていく必要がある。

最後に、本論文は土木学会トンネル工学委員会・技術小委員会「限界状態設計法検討部会」の審議結果に基づいていることを付記する。

参考文献

- 1) 土木学会：[平成 8 年制定] コンクリート標準示方書（設計編），1996
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説，1997
- 3) 古屋秀史・斎藤正幸・小泉淳：シールド工用セグメントの限界状態設計法における側方土圧係数の影響，第 54 回年次学術講演会Ⅲ-B87，1999
- 4) 斎藤正幸・古屋秀史・小泉淳：シールド工用セグメントの限界状態設計法の適用に関する一考察，第 54 回年次学術講演会Ⅲ-B88，1999

表-15 継手板の照査

h (mm)			引張力 (kN)	引張耐力 (kN)	照査結果
125	RC	正曲げ	27.91	79.64	○
		負曲げ	14.14	79.64	○
	steel	正曲げ	4.60	38.50	○
		負曲げ	34.03	108.03	○
150	RC	正曲げ	14.00	108.03	○
		負曲げ	4.92	46.20	○
	steel	正曲げ			
		負曲げ			

表-16 使用限界に対する照査

	h (mm)			発生 (mm)	許容 (mm)	照査結果
ひび割れ幅	125	RC	トンネル内側	0.192	0.140	×
			トンネル外側	0.181	0.175	×
	150	RC	トンネル内側	0.101	0.140	○
			トンネル外側	0.101	0.175	○
継手の目開き量	125	RC	正曲げ	0.380	1.0	○
			負曲げ	0.306	1.0	○
	steel	正曲げ	0.510	1.0	○	
		負曲げ	0.345	1.0	○	
	150	RC	正曲げ	0.263	1.0	○
			負曲げ	0.283	1.0	○
steel	正曲げ	0.543	1.0	○		
トンネル変形量	125	RC	鉛直変位 δ_v	3.051	14.33	○
			水平変位 δ_H	1.361	14.33	○
		steel	鉛直変位 δ_v	6.857	14.33	○
			水平変位 δ_H	1.273	14.33	○
	150	RC	鉛直変位 δ_v	2.650	14.33	○
			水平変位 δ_H	1.339	14.33	○
		steel	鉛直変位 δ_v	5.680	14.33	○
			水平変位 δ_H	1.276	14.33	○