

Ⅲ-B87 シールド工用セグメントの限界状態設計における側方土圧係数の影響

早稲田大学 学生員 古屋 秀史

日本シビックコンサルタント(株) 正会員 斉藤 正幸

早稲田大学 正会員 小泉 淳

1. はじめに

シールド工用セグメントの設計において許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行することの可能性が検討されている。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。

本報告は、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ことを目的として、これをパラメーターとした試設計を行い、その結果に検討を加えたものである。

2. 試設計の条件

側方土圧係数に対する部分安全係数が設計結果に与える影響を評価するために、良質地盤と軟弱地盤を対象として RC セグメントの主断面の試設計を行った。それぞれの設計条件を図1および図2に示す。構造計算にははりー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」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1に示すように変化する。

セグメント種別	RCセグメント
セグメント外径 D_0	4550mm
セグメント厚さ h	200mm
割数	6分割
土盛り	29.517m
N値	50以上
地盤反力係数	0.0MN/m ²
側方土圧係数	0.45
全土盛り/ゆるみ	全土盛り
土水一体/土水分離	土水分離
設計基準強度	42N/mm ²
弾性係数	33kN/mm ²
せん断 法線方向	100MN/m
ばね定数(法線方向)	0.01MN/m
回転ばね定数	1MN・m/rad($k_g=0.1$) (3ケース) 100MN・m/rad($k_g=10$)
側方土圧係数に対する安全係数	1.0, 0.9, 0.8, 0.7 0.6, 0.5 の6ケース
同心半径 R_0	2175m

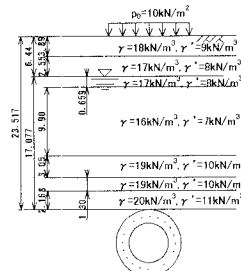


図1 設計条件(良質地盤)

セグメント種別	RCセグメント
セグメント外径 D_0	2400mm
セグメント厚さ h	200mm
割数	5分割
土盛り	32.250m
N値	—
地盤反力係数	0.0MN/m ²
側方土圧係数	0.75
全土盛り/ゆるみ	全土盛り
土水一体/土水分離	土水一体
設計基準強度	42N/mm ²
弾性係数	33kN/mm ²
せん断 法線方向	100MN/m
ばね定数(法線方向)	0.01MN/m
回転ばね定数	2MN・m/rad($k_g=0.1$) (3ケース) 20MN・m/rad($k_g=10$) 200MN・m/rad($k_g=100$)
側方土圧係数に対する安全係数	1.0, 0.9, 0.8, 0.7 0.6, 0.5 の6ケース
同心半径 R_0	1100m

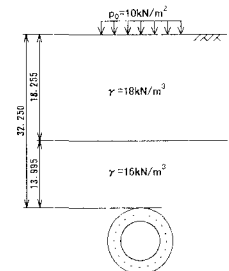


図2 設計条件(軟弱地盤)

3. 試設計の結果

試設計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2および表3に示す。また、これらの試

キーワード: シールドトンネル, セグメント, 限界状態設計法, 部分安全係数, 側方土圧係数

連絡先: 〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1 TEL 03-3204-1894 FAX 03-3204-1946

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3および図4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、良質地盤では部分安全係数の影響が比較的小さく、軟弱地盤ではその影響が大きいことが確認される。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となるという結果が得られた。

4. おわりに

試設計の結果、側方土圧係数に対する部分安全係数は、良質地盤に対しては設計結果に大きな影響を与えないが、軟弱地盤では必要断面が大きくなる傾向が

表1 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	Pe	278.05	278.05	278.05	278.05	278.05
		Pw	153.69	153.69	153.69	153.69	153.69
		PV1	431.75	431.75	431.75	431.75	431.75
	頂部水平荷重	Pe	125.64	113.08	100.52	87.95	75.39
		Pw	154.59	154.59	154.59	154.59	154.59
		PH1	280.24	267.67	255.11	242.54	229.98
	底部水平荷重	Pe	148.25	133.43	118.60	103.78	88.95
		Pw	193.74	193.74	193.74	193.74	193.74
		PH2	342.00	327.17	312.35	297.52	282.70
		Pe	590.14	590.14	590.14	590.14	590.14
軟弱地盤	鉛直荷重	Pw	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		PV1	590.14	590.14	590.14	590.14	590.14
		Pe	443.86	399.48	355.09	310.70	266.32
	頂部水平荷重	Pw	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		PH1	443.86	399.48	355.09	310.70	266.32
		Pe	471.58	424.42	377.27	330.11	282.95
	底部水平荷重	Pw	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		PH2	471.58	424.42	377.27	330.11	282.95

表2 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)	37.67	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
	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)	981.63	1012.1	1018.0	1024.0	1029.9	1035.9
	N(kN)	981.63	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	-53.36	-57.41	-61.47
	N(kN)	992.59	999.53	1004.2	1008.8	1013.4	1018.0
	N(kN)	992.59	999.53	1004.2	1008.8	1013.4	1018.0

表3 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
	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	-67.36	-83.82	-100.27	-116.72	-133.17
	N(kN)	661.35	663.11	664.87	666.63	668.39	670.15
	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
	N(kN)	656.96	657.18	657.39	657.61	657.83	658.04

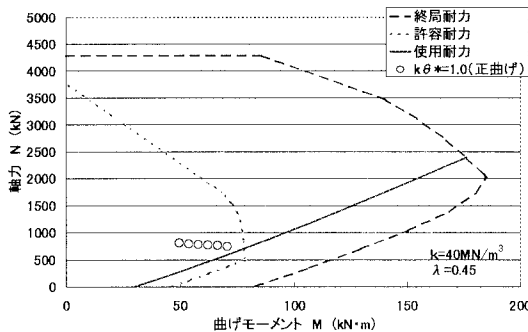


図3 軸力と曲げモーメントとの関係(良質地盤)

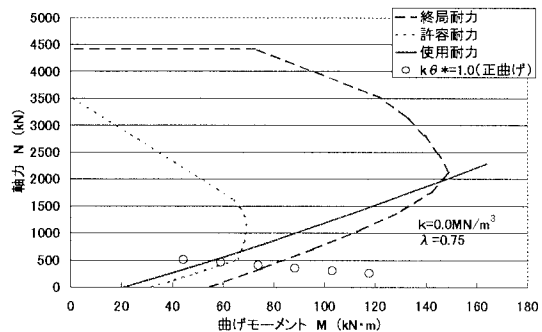


図4 軸力と曲げモーメントとの関係(軟弱地盤)

確認された。これまでに建設されているシールドトンネルの実態を見ると、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るが、これと試算の結果と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。今後は、現状のシールドトンネルの実態を評価できる各種の部分安全係数についての検討を行っていく予定である。

最後に、本検討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たものであることを付記する。