

目 次

令和6年度 第1回
大阪府河川構造物等審議会
参考資料1

令和6年7月
寝屋川北部地下河川 鶴見調節池築造工事(R5 本體工)

1. 覆工設計	1
1-1. セグメント構造図	2
1-2. 土質定数・設計荷重の設定	10
(1) 照査断面	10
(2) 土質定数の設定	14
(3) 設計荷重の設定	16
1-3. セグメント構造の照査(完成時の安定性)	17
(1) 常時設計	17
(2) 淀川左岸線延伸部の影響検討	23
(3) 耐震設計	29
1-4. セグメント構造の照査(施工時荷重の考慮)	39
(1) セグメント組立直後の自重に対する検討	39
(2) テールグリス圧による拘束圧を考慮した検討	41
(3) 裏込め注入圧を考慮した検討	43
(4) シールドジャッキ偏心量を考慮したジャッキ推力作用時の検討	46
(5) 曲線施工時の検討	48
(6) Kセグメントの安定検討	49
2. シールド機設計	51
2-1. シールド機設計図	52
(1) 全体組立図	52
(2) 各種計画図	53
(3) 各種検討図	56
2-2. 設計条件の設定	59
2-3. 仕様一覧	60
(1) シールドマシン主要仕様対比表	60
(2) φ10.29m 泥水式シールド仕様一覧表	61
2-4. 計算書	65
(1) テールスキンプレート強度計算書	65
(2) カッタービット摩耗計算	67
(3) シールドジャッキの偏心に対する検討	68

1. 覆工設計

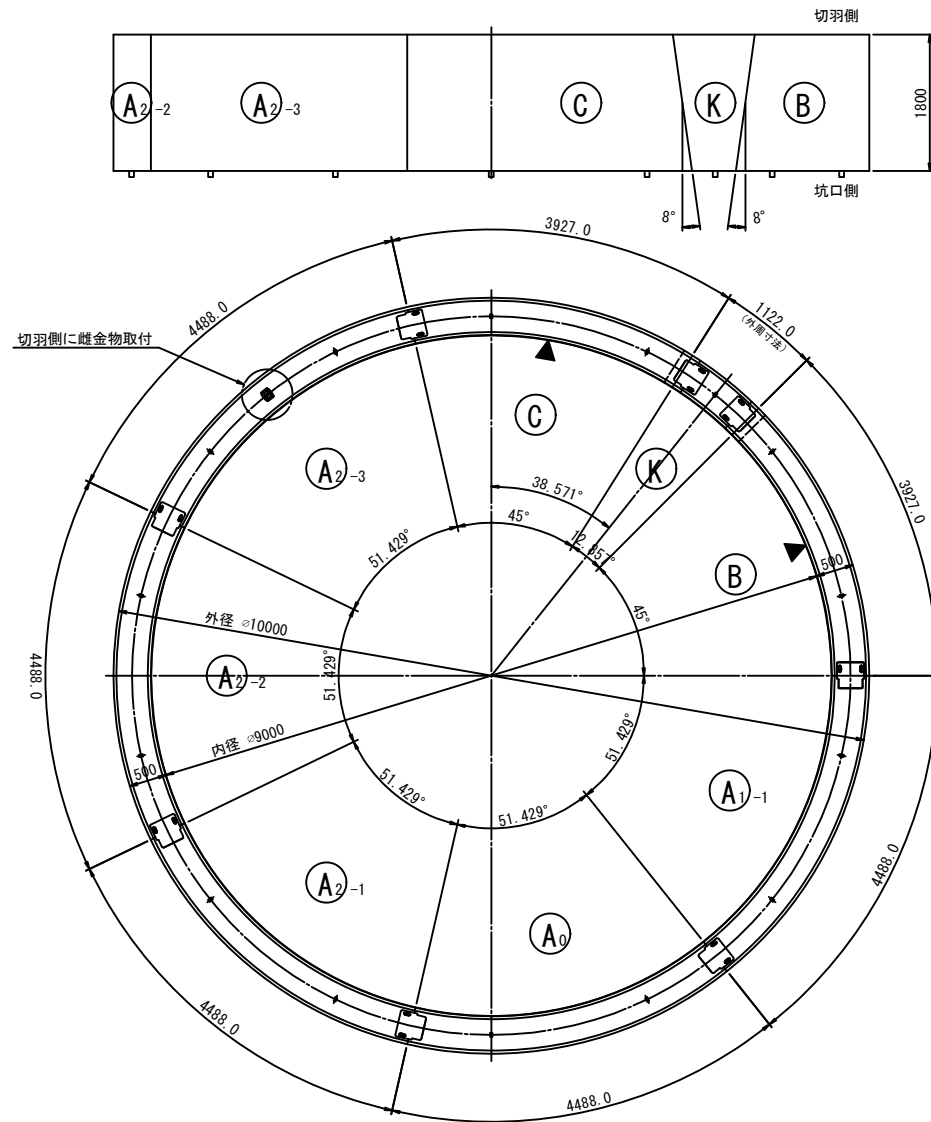
1-1 セグメント構造図

大深度区間

合成セグメント構造図 Aタイプ (1)

外径φ10000 (内径φ9000) × (鋼製桁495+防食代5) × 幅1800 フランジ40×165

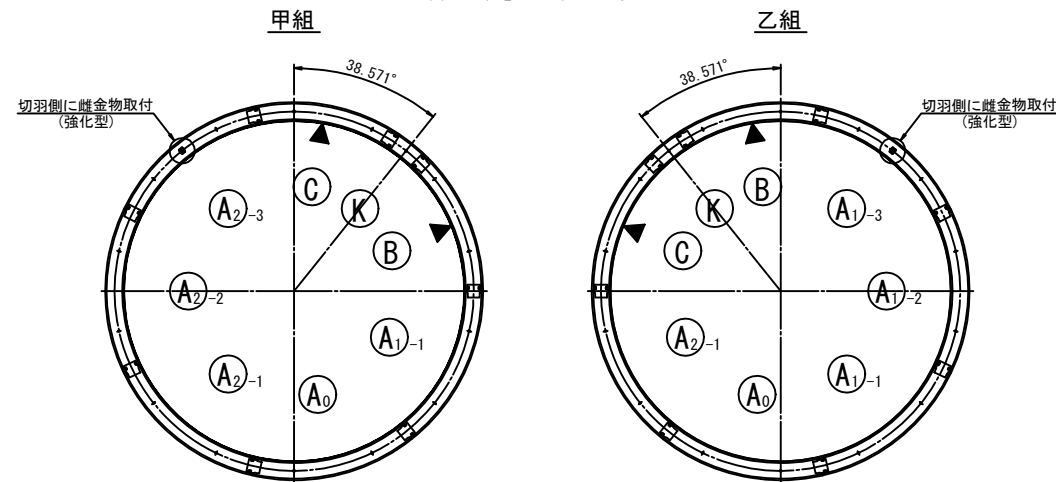
セグメント配置図 S=1/50



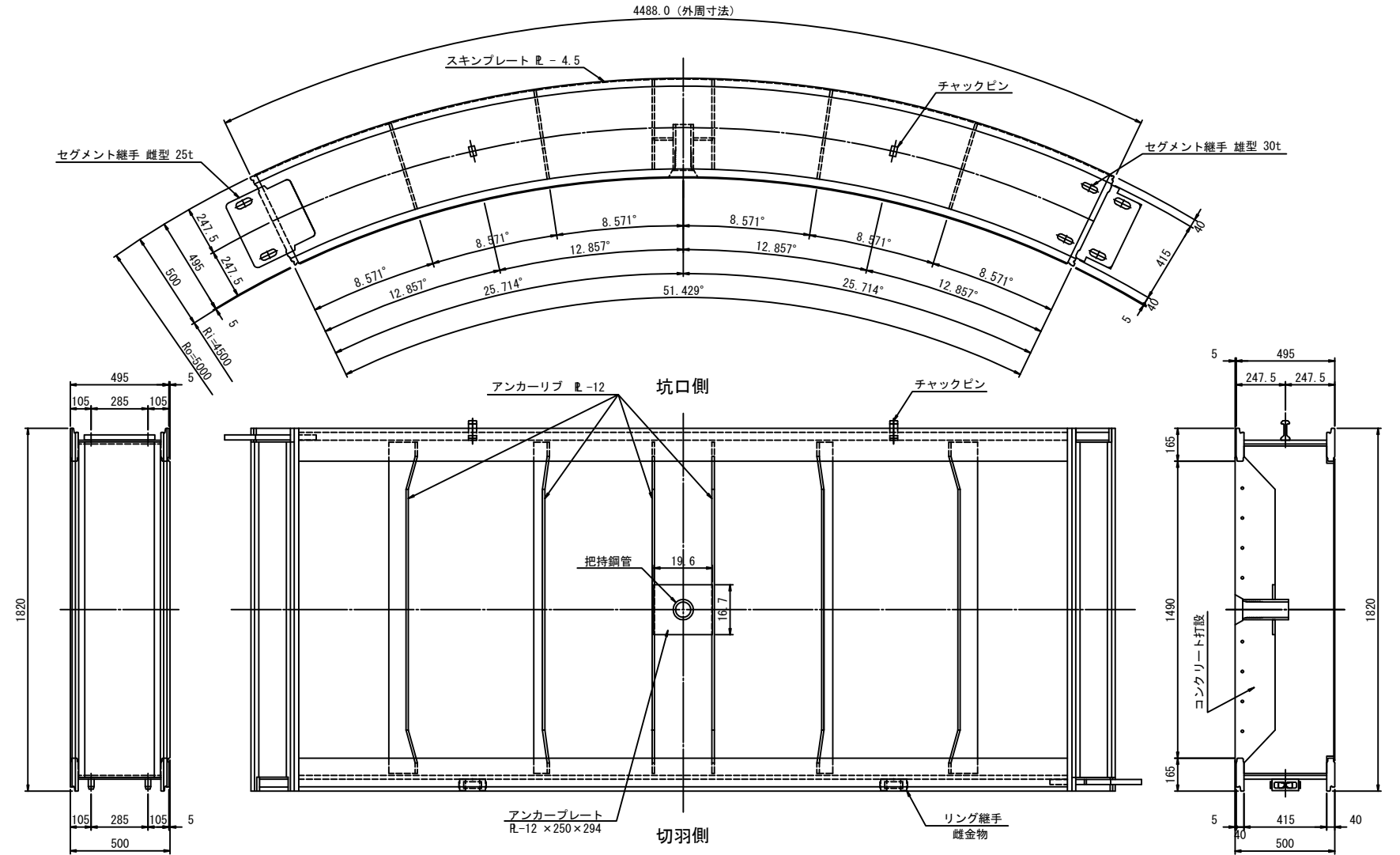
注記) 継手部充填材注入孔は、C型とB型およびA型2個の4箇所/2箇所の2箇所/Ringとする。
▼ 位置は注入孔兼用把持鋼管位置を示す。

セグメント組合せ図 S=1/100

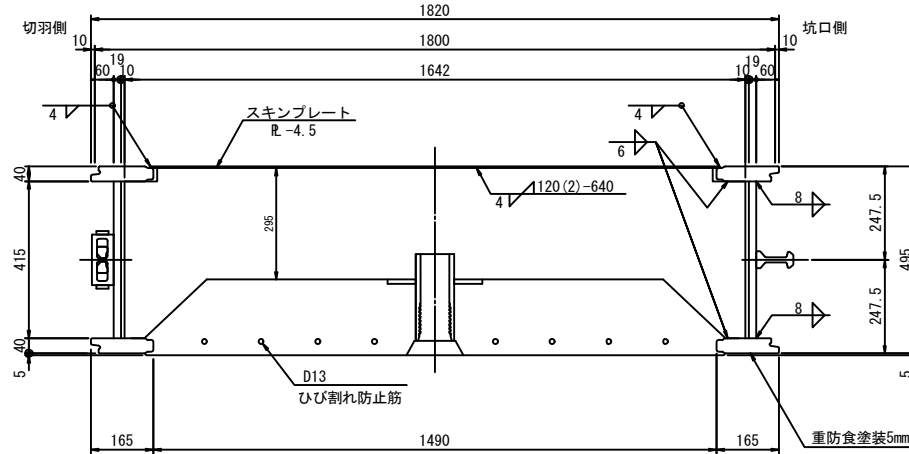
甲組と乙組を交互に組立てる。



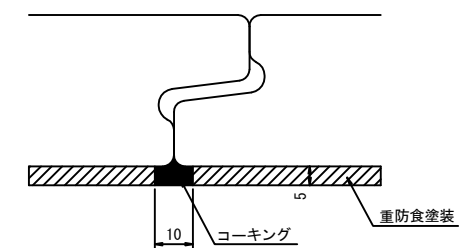
A1型セグメント S=1/15



断面図 S=1/10



コーキング詳細 S=1/1



特記事項

- 裏込め注入のための貫通孔について
B型、C型及びA型の2ピースの把持鋼管に貫通孔を設ける。
- 注入孔パッキンと樹脂プラグについて
1) 水圧1.0MPa対応とする。
2) 施工作業者は、裏込め注入完了後、パッキンと注入孔栓を正しく取り付ける。

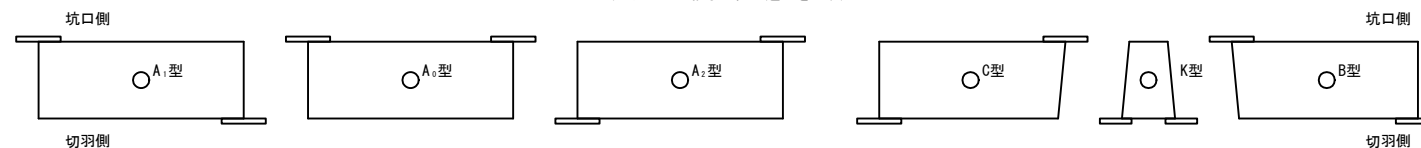
鉄筋	
種類	許容引張応力度
SD345	200 N/mm ²

コンクリート強度	
設計基準強度	曲げ圧縮応力度 (許容)
42 N/mm ²	16 N/mm ²

主鋼材	
種類	許容応力度 (常時)
SM490Y	235 N/mm ²

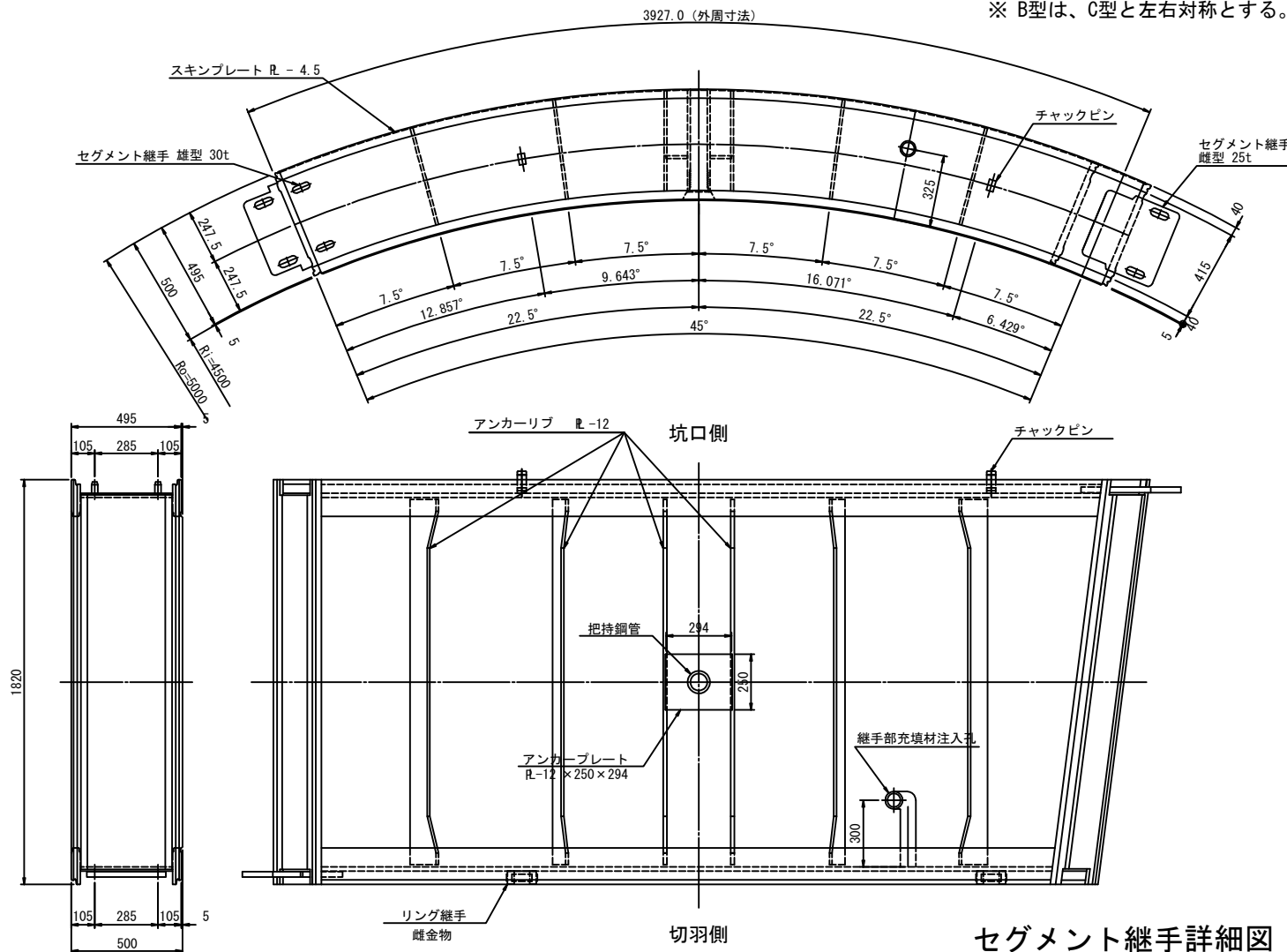
ピース形状図

(セグメント継手配置の違いを示す)

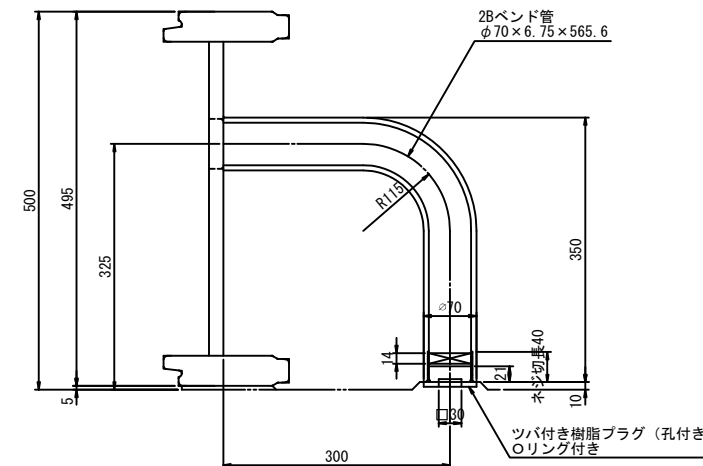
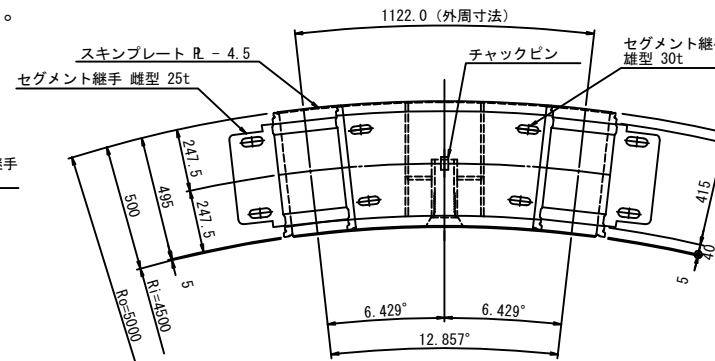


C(B)型セグメント S=1/15

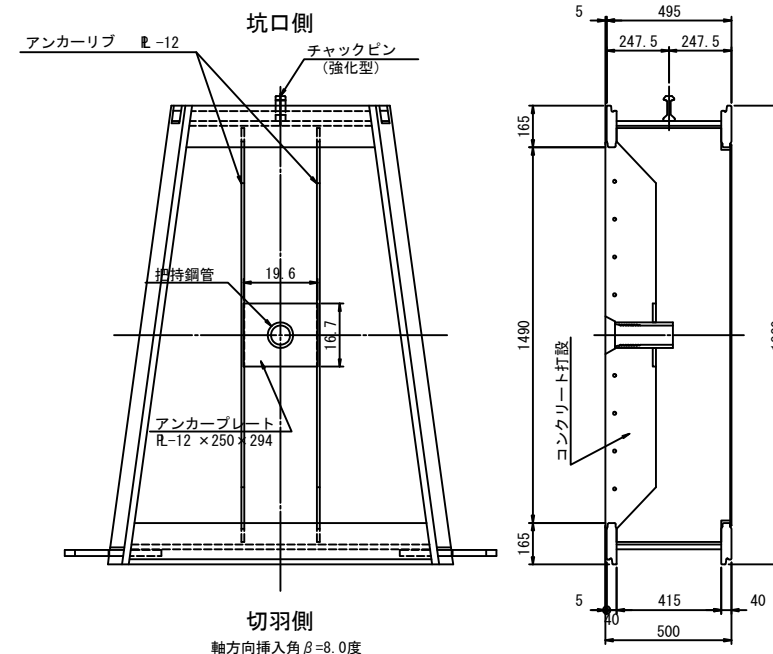
※ B型は、C型と左右対称とする。



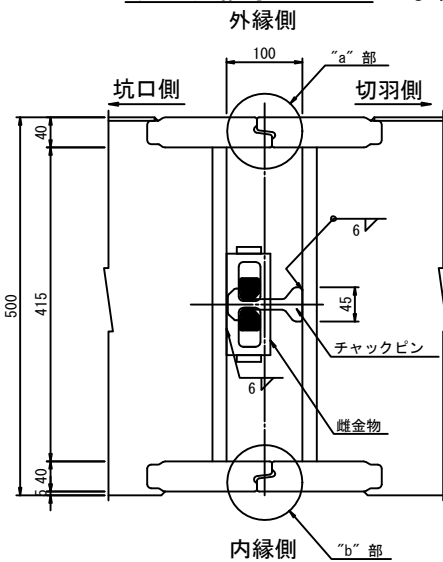
K型セグメント S=1/15



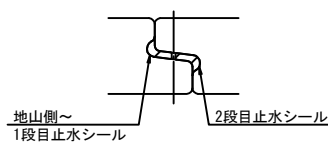
セグメント継手詳細図 S=1/5



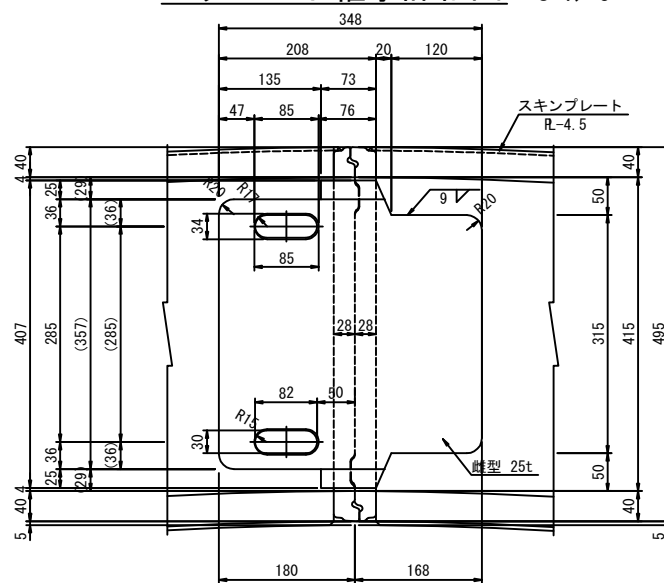
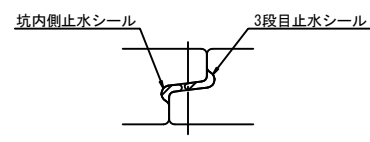
リング継手詳細図 S=1/5



"a"部詳細図 S=1/2

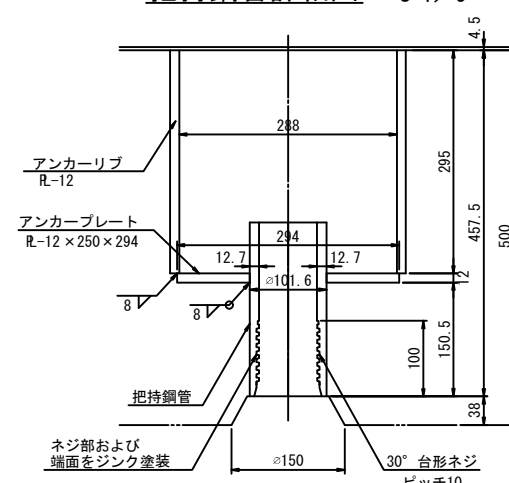


"b"部詳細図 S=1/2

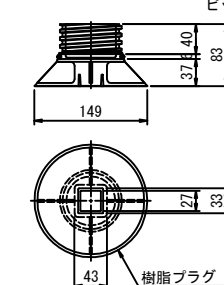
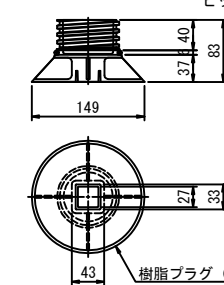
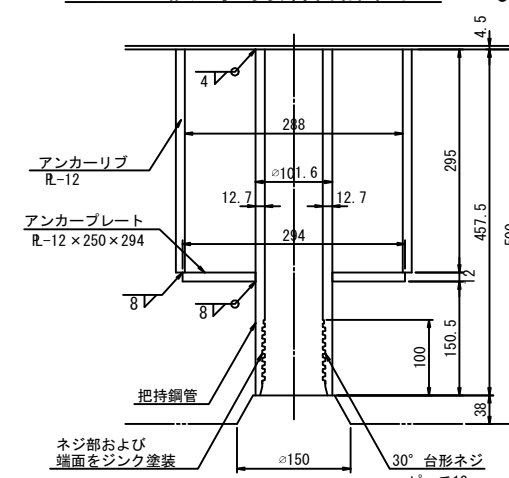


注: () 内寸法及び — は坑口側を示す。

把持鋼管詳細図 S=1/5



注入孔兼用把持鋼管詳細図 S=1/5

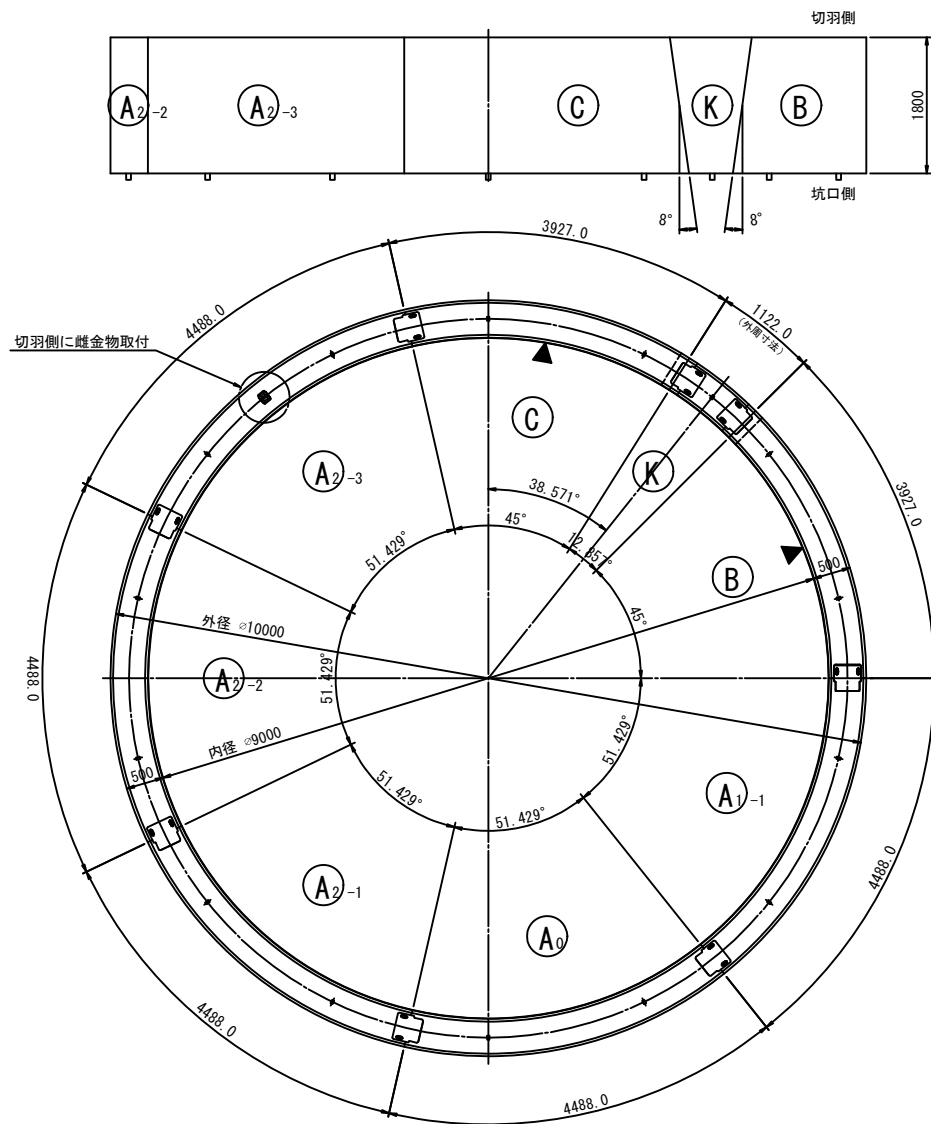


一般緩み区間

合成セグメント構造図 Bタイプ (1)

外径φ10000 (内径φ9000) × (鋼製桁495+防食代5) × 幅1800 フランジ36×150

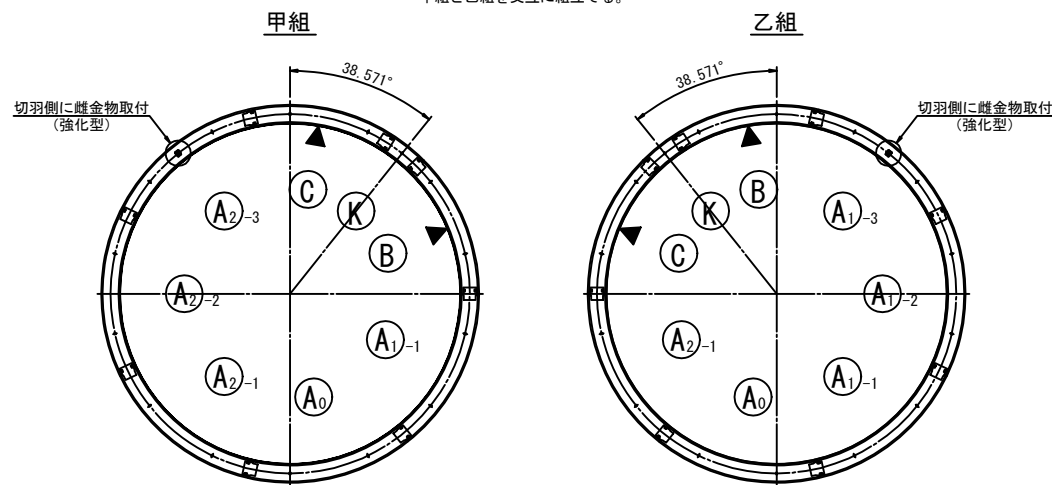
セグメント配置図 S=1/50



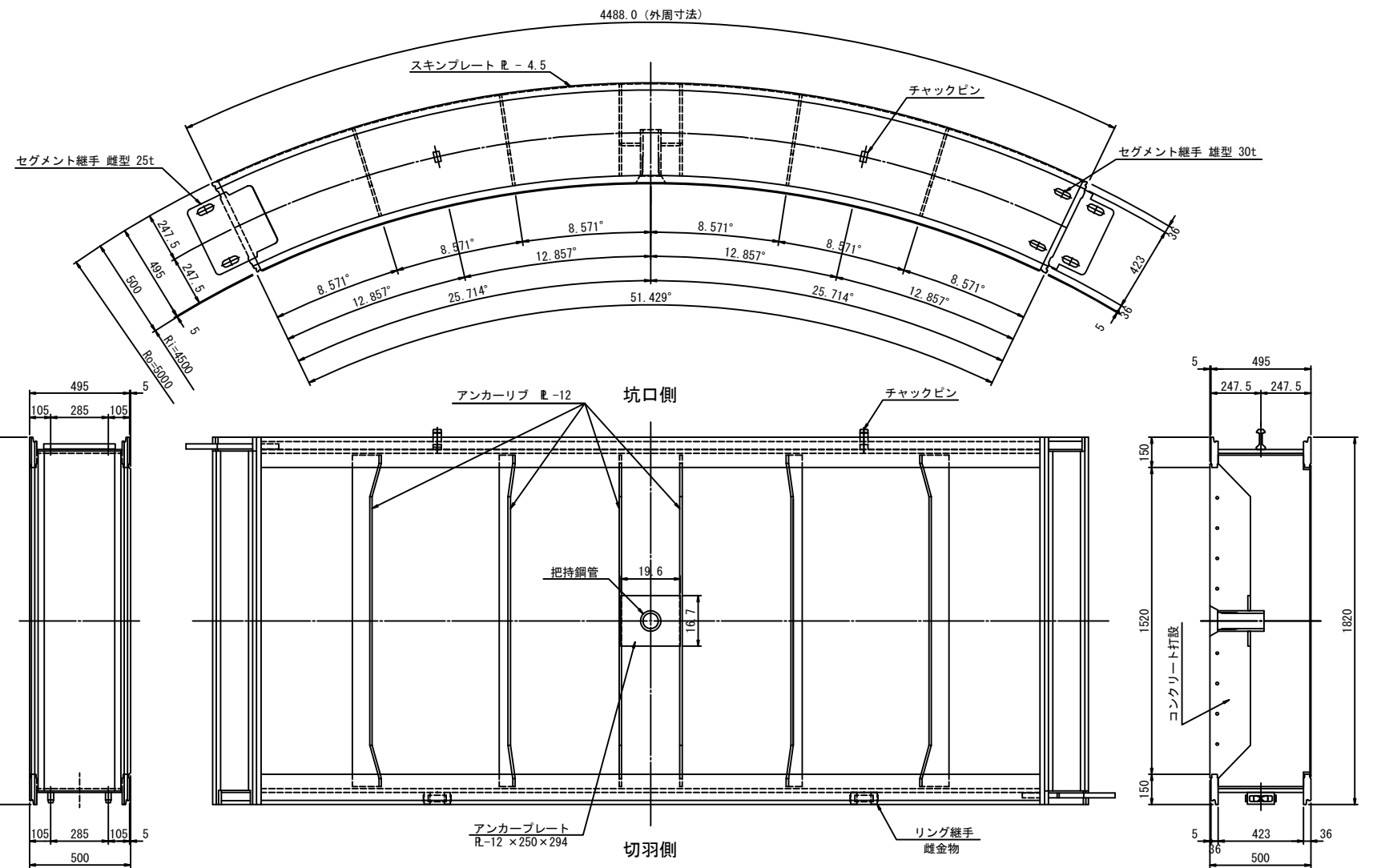
注記) 継手部充填材注入孔は、C型とB型およびA型2個の4箇所/Ringとする。
▼位置は注入孔兼用把持鋼管位置を示す。

セグメント組合せ図 S=1/100

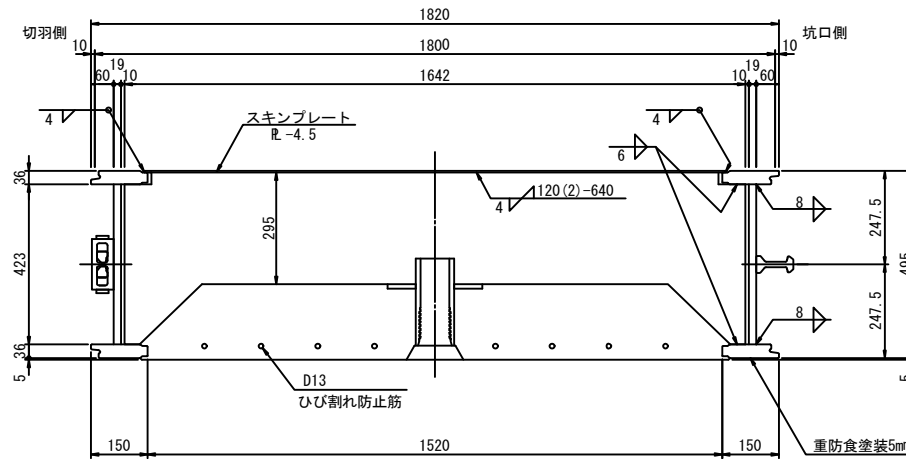
甲組と乙組を交互に組立てる。



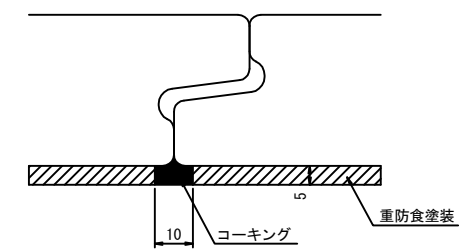
A1型セグメント S=1/15



断面図 S=1/10



コーキング詳細 S=1/1



特記事項

- 裏込め注入のための貫通孔について
B型、C型の把持鋼管に貫通孔を設ける。
- 注入孔パッキンと樹脂プラグについて
1) 水圧1.0MPa対応とする。
2) 施工作業者は、裏込め注入完了後、パッキンと注入孔栓を正しく取り付ける。

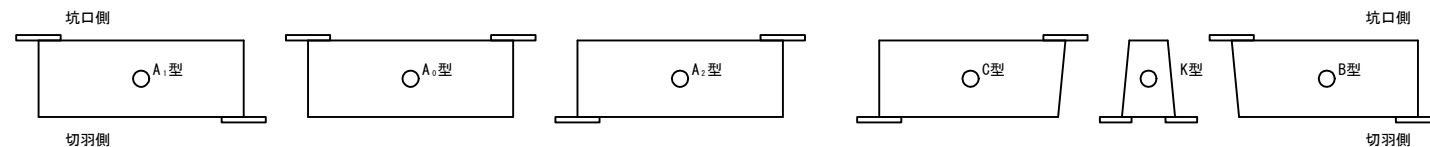
鉄筋	
種類	許容引張応力度
SD345	200 N/mm ²

コンクリート強度	
設計基準強度	曲げ圧縮応力度 (許容)
42 N/mm ²	16 N/mm ²

主鋼材	
種類	許容応力度 (常時)
SM490	210 N/mm ²

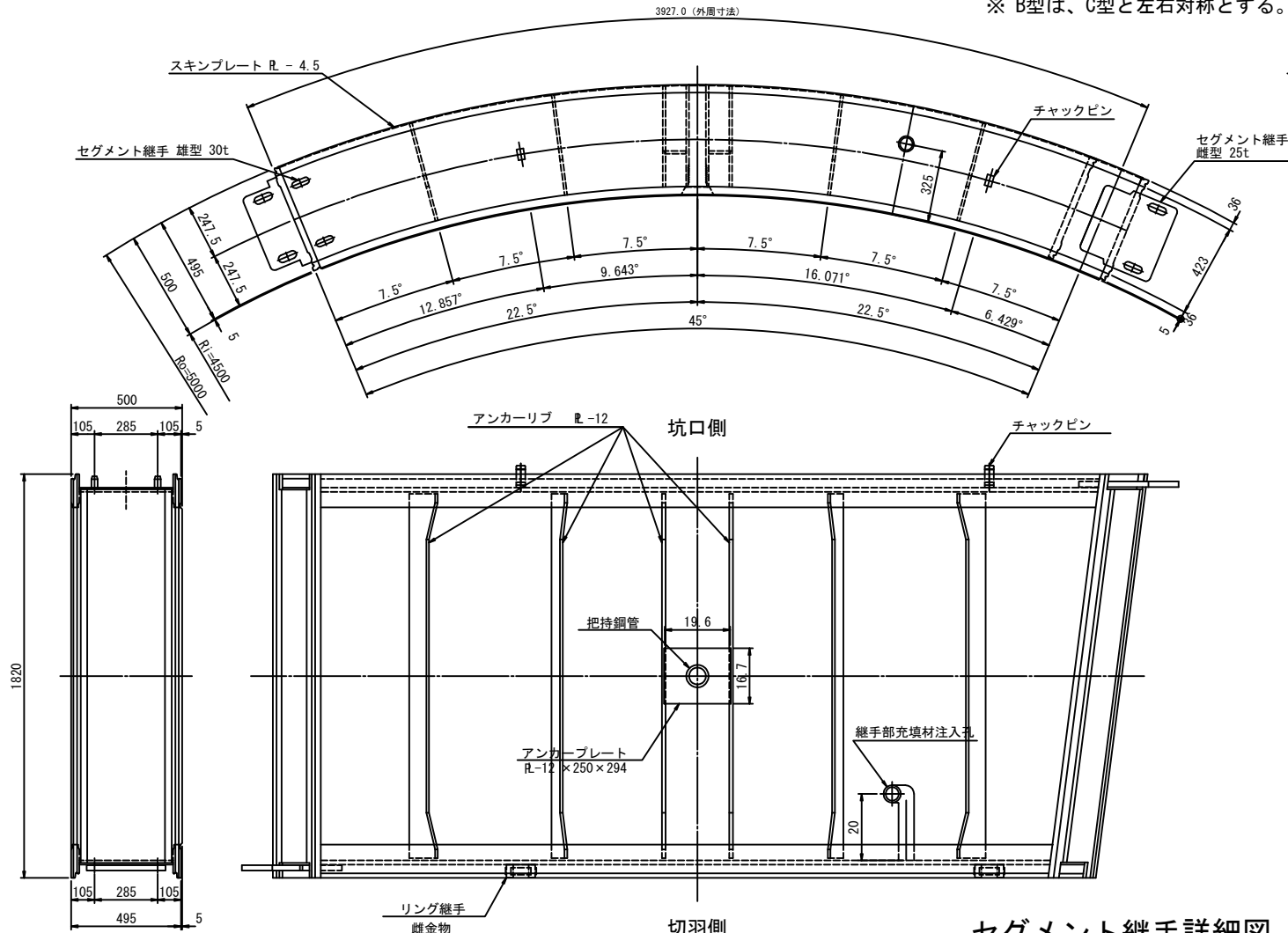
ピース形状図

(セグメント継手配置の違いを示す)

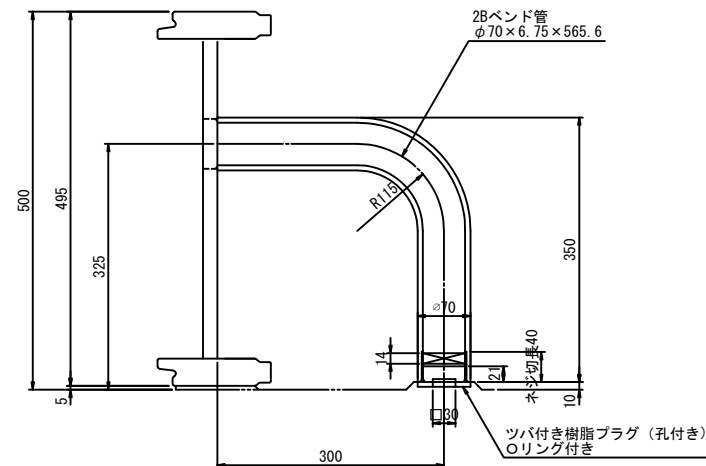
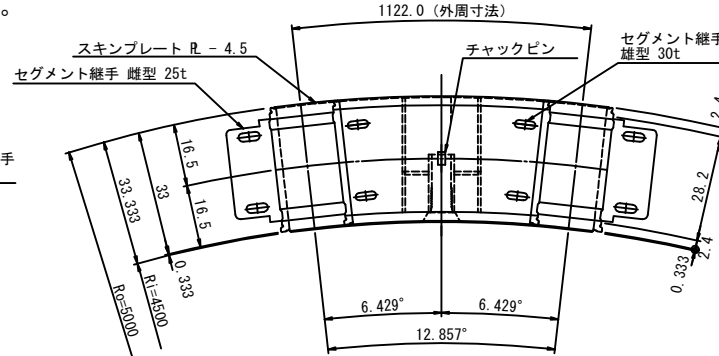


C(B)型セグメント S=1/15

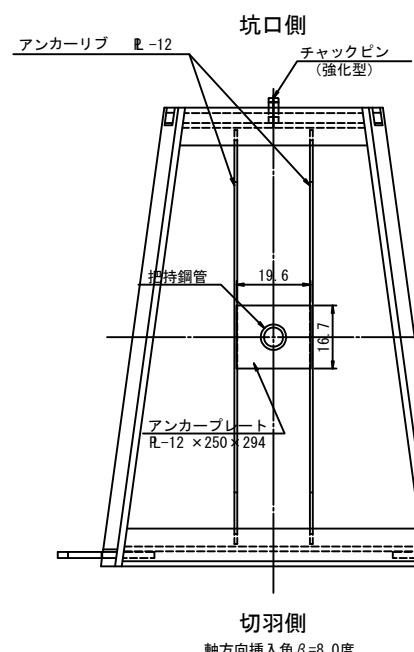
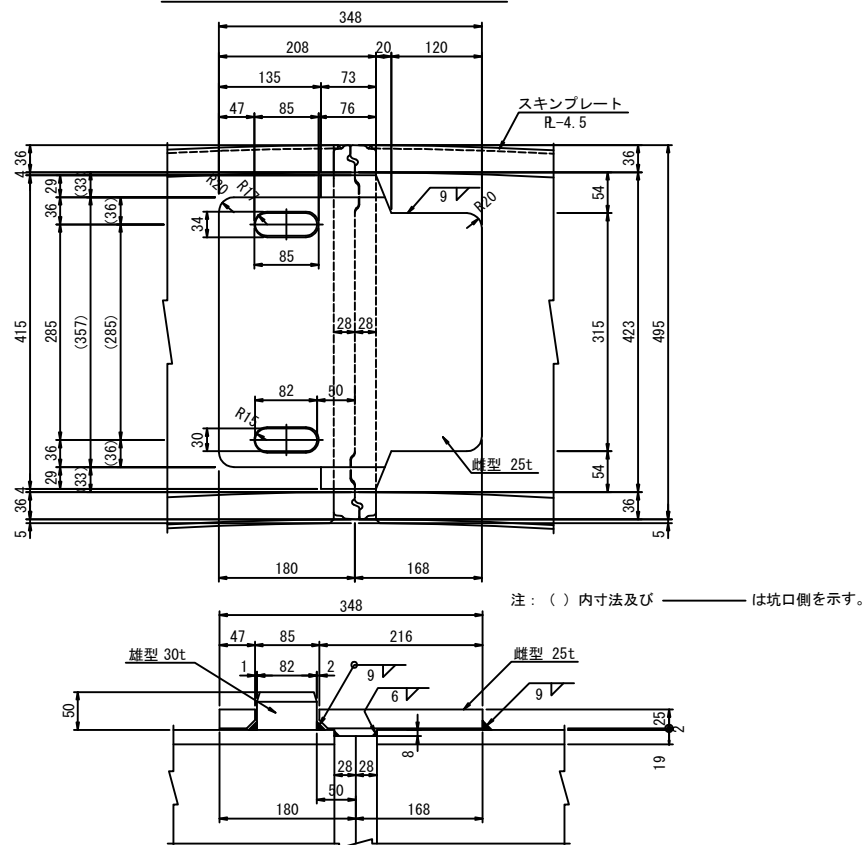
※ B型は、C型と左右対称とする。



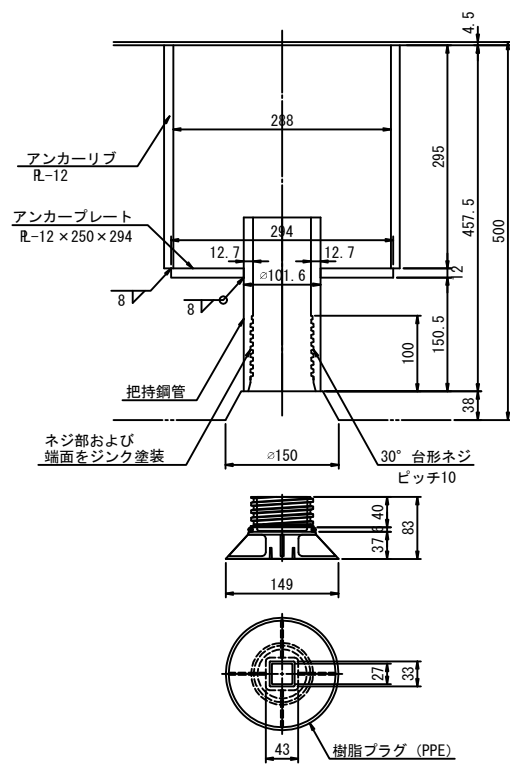
K型セグメント S=1/15



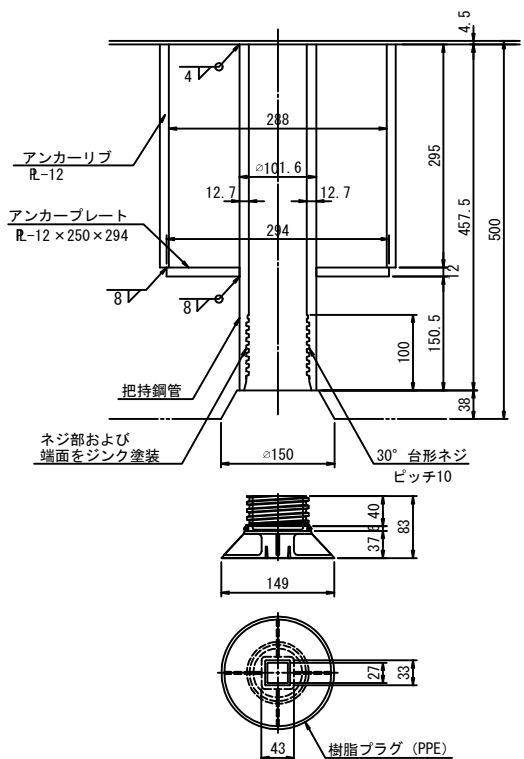
セグメント継手詳細図 S=1/5



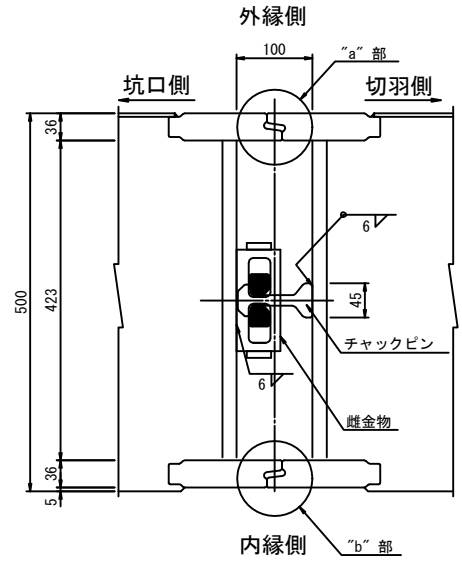
把持鋼管詳細図 S=1/5



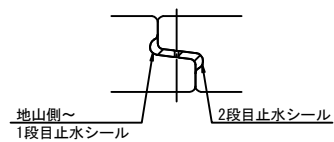
注入孔兼用把持鋼管詳細図 S=1/5



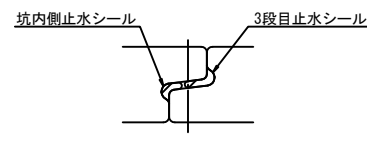
リング継手詳細図 S=1/5



"a"部詳細図 S=1/2



"b"部詳細図 S=1/2

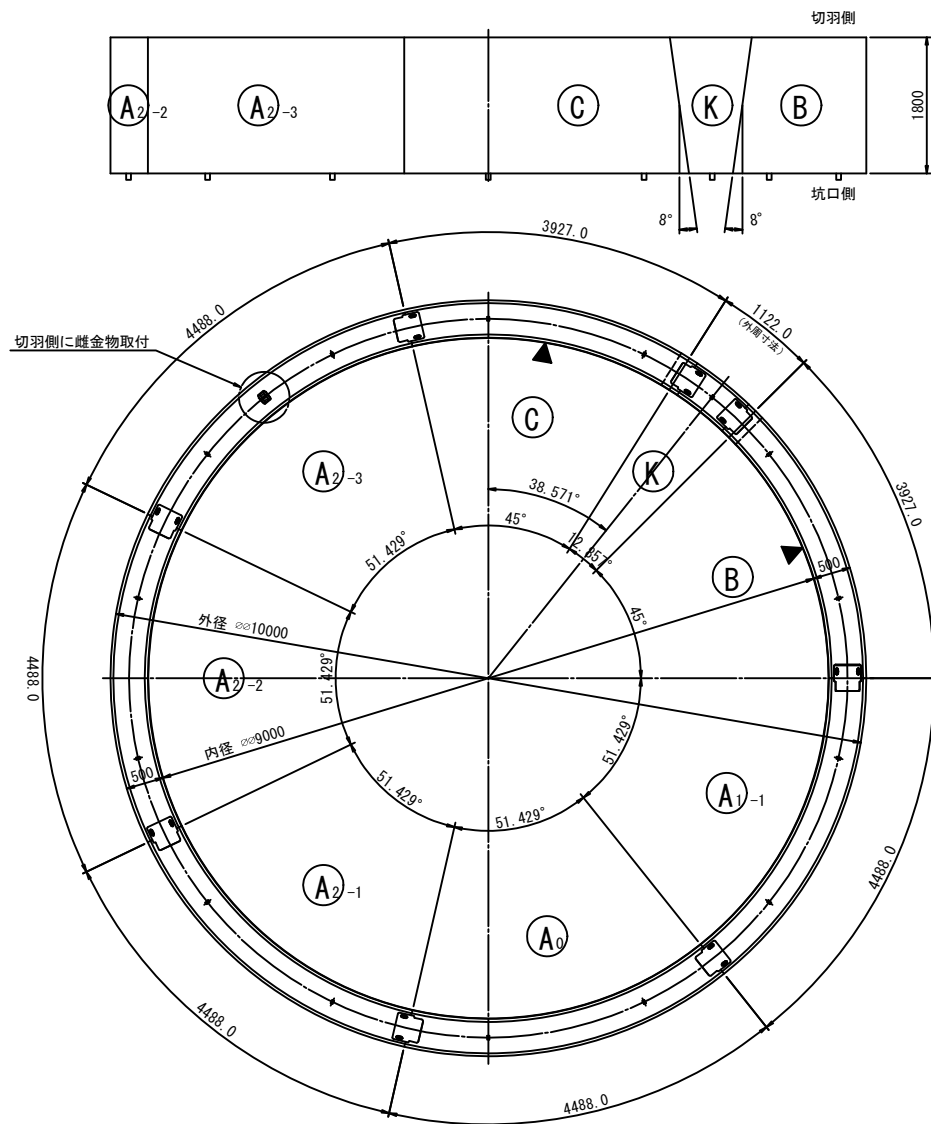


一般全土圧区間（直線区間）

合成セグメント構造図 C1タイプ（1）

外径φ10000（内径φ9000）×（鋼製桁495+防食代5）×幅1800 フランジ40×165

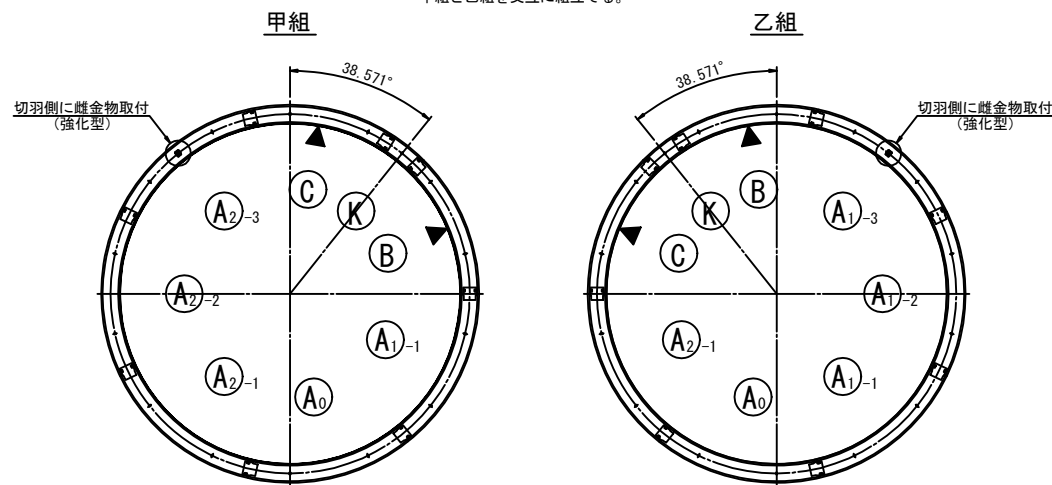
セグメント配置図 S=1/50



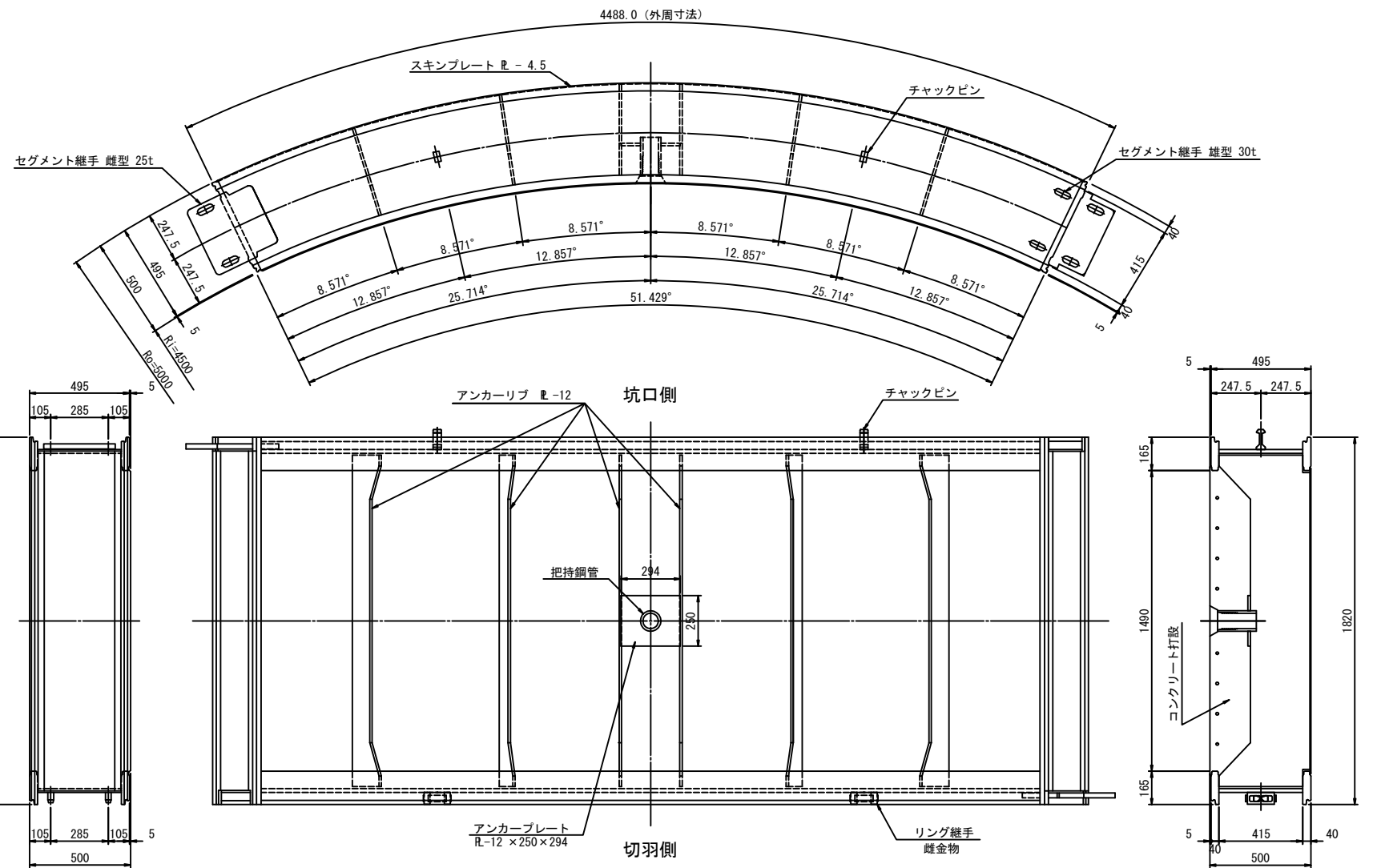
注記) 継手部充填材注入孔は、C型とB型およびA型2個の4箇所/Ringとする。
▼位置は注入孔兼用把持鋼管位置を示す。

セグメント組合せ図 S=1/100

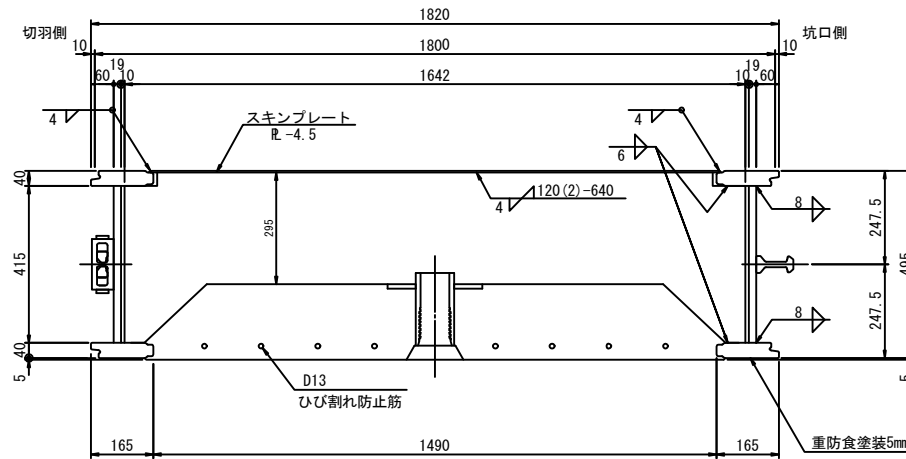
甲組と乙組を交互に組立てる。



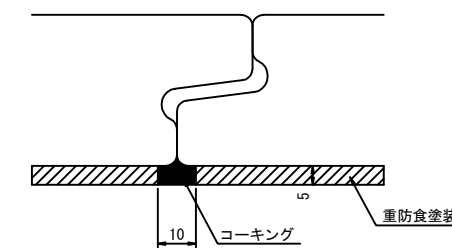
A₁型セグメント S=1/15



断面図 S=1/10



コーキング詳細 S=1/1



特記事項

1. 裏込め注入のための貫通孔について
B型、C型及びA型の2ピースの把持鋼管に貫通孔を設ける。
2. 注入孔パッキンと樹脂プラグについて
1) 水圧1.0MPa対応とする。
2) 施工作業者は、裏込め注入完了後、パッキンと注入孔栓を正しく取り付けます。

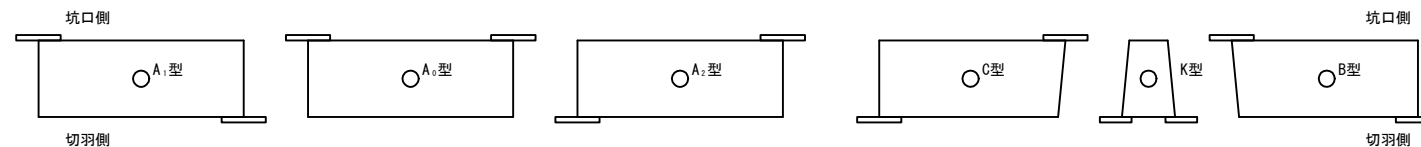
鉄筋	
種類	許容引張応力度
SD345	200 N/mm ²

コンクリート強度	
設計基準強度	曲げ圧縮応力度 (許容)
42 N/mm ²	16 N/mm ²

主鋼材	
種類	許容応力度 (常時)
SM490Y	235 N/mm ²

ピース形状図

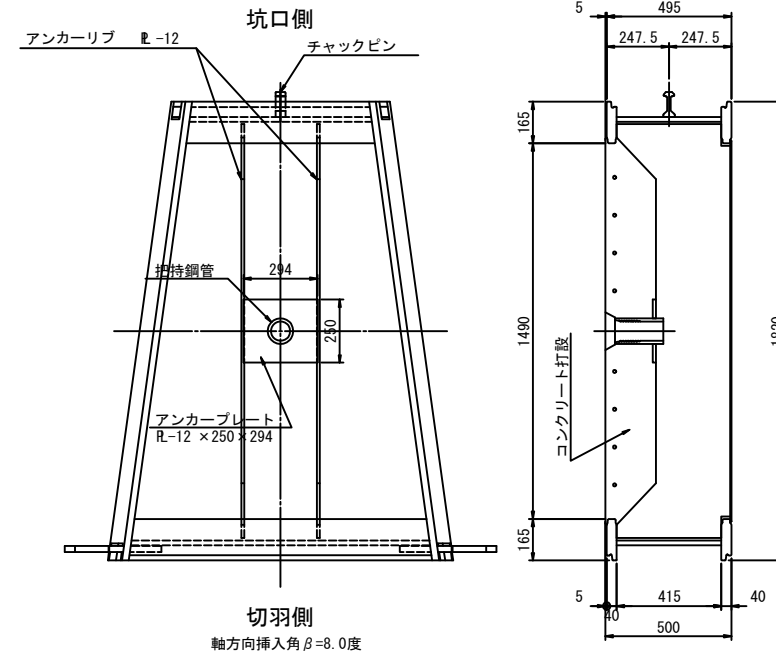
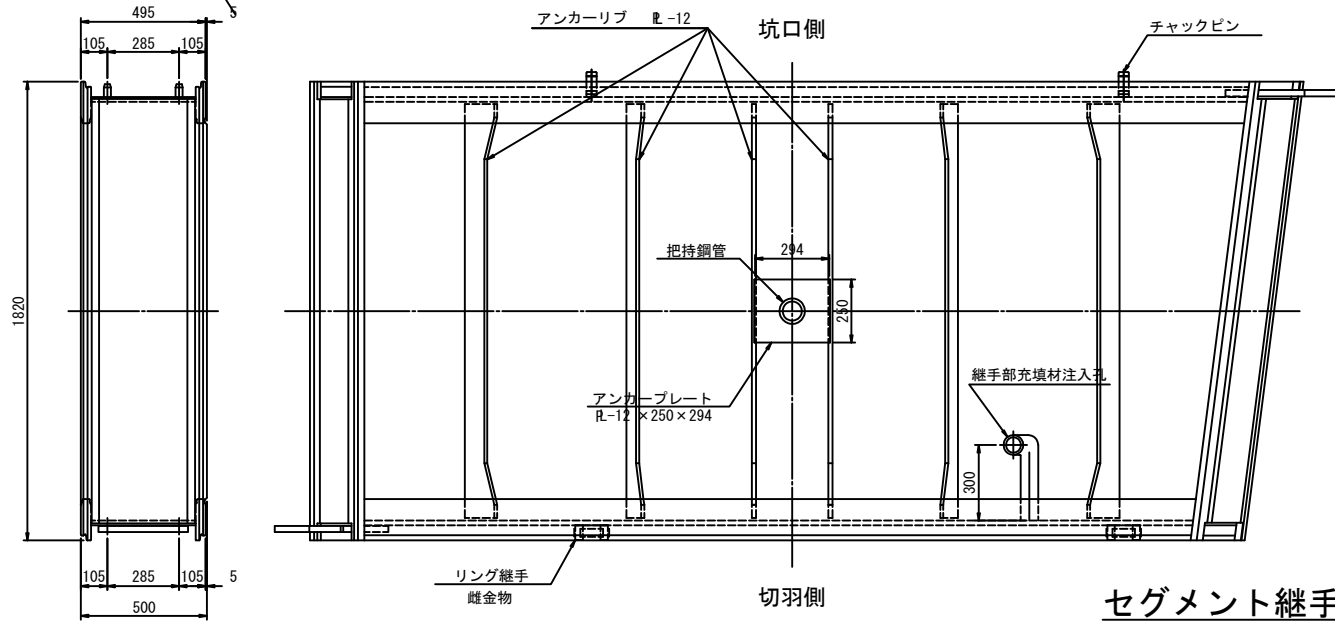
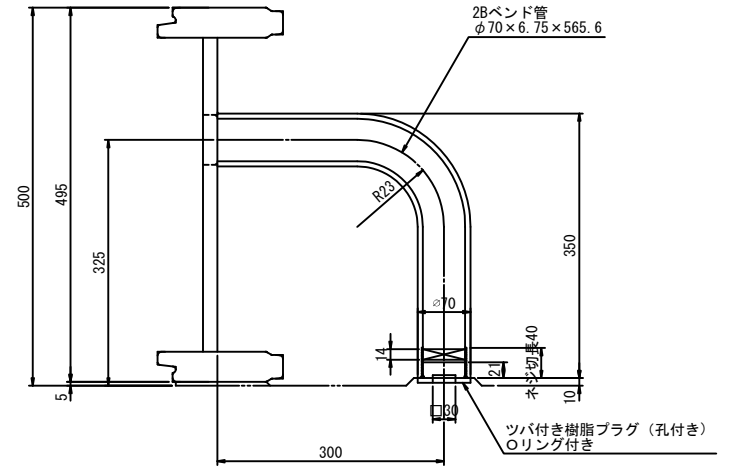
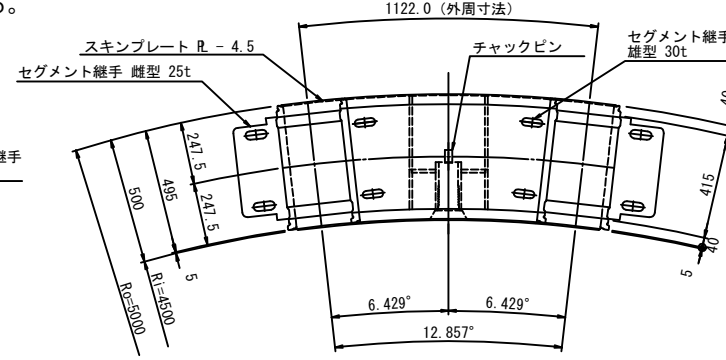
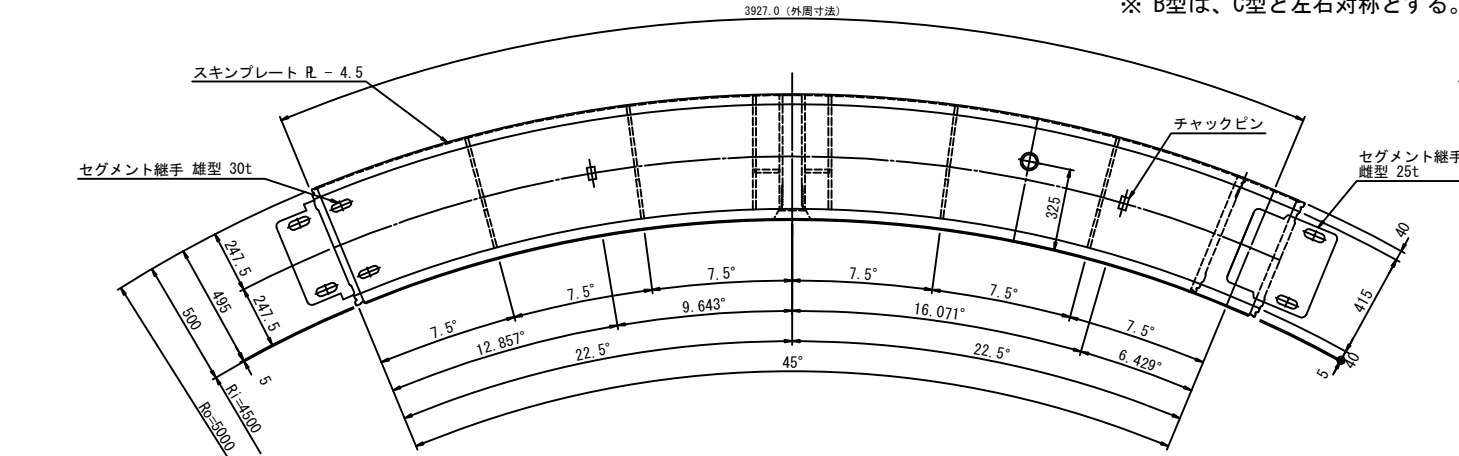
(セグメント継手配置の違いを示す)



C(B)型セグメント S=1/15

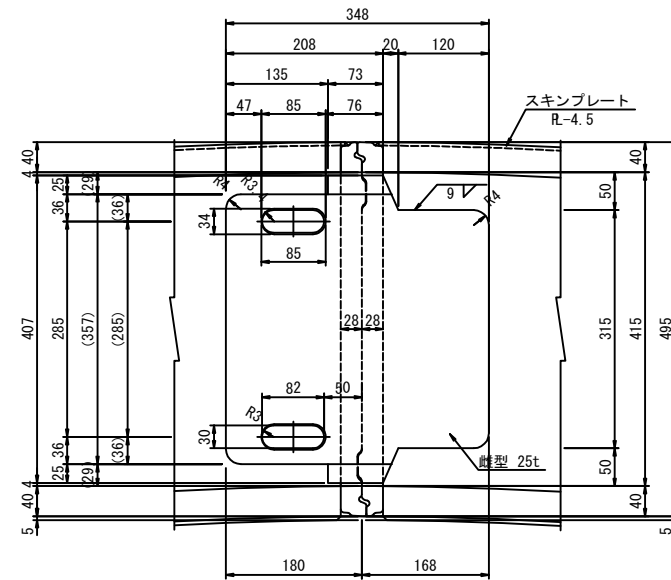
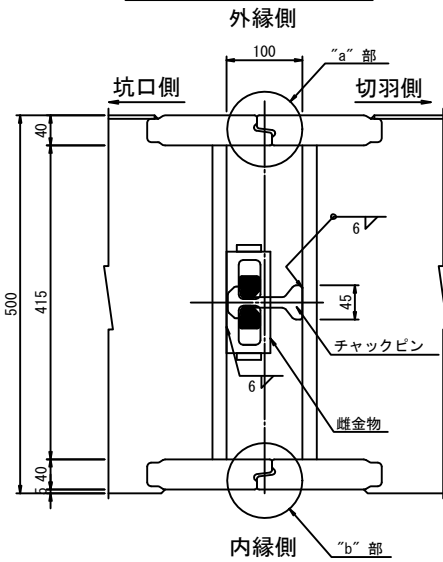
※ B型は、C型と左右対称とする。

K型セグメント S=1/15

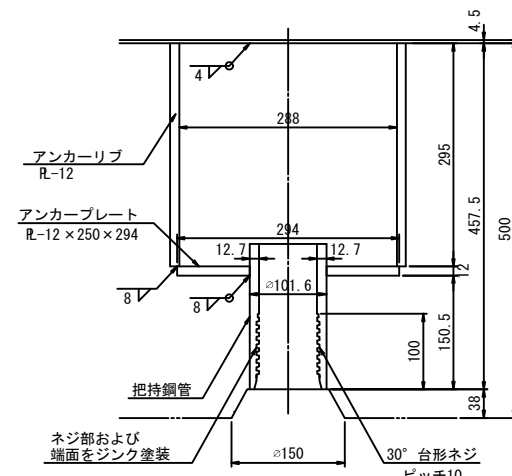


セグメント継手詳細図 S=1/5

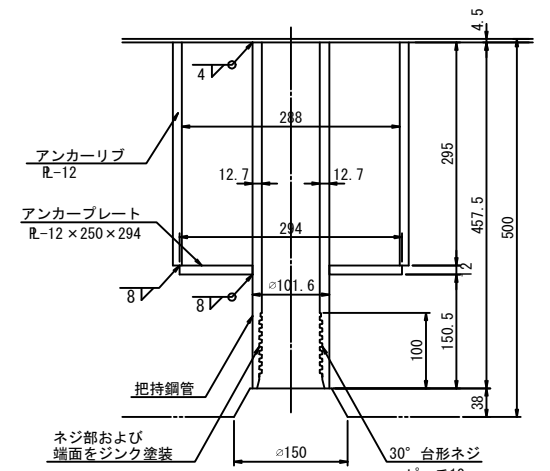
リング継手詳細図 S=1/5



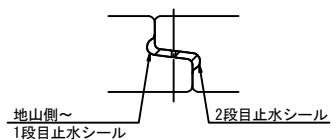
把持鋼管詳細図 S=1/5



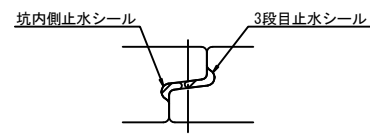
注入孔兼用把持鋼管詳細図 S=1/5



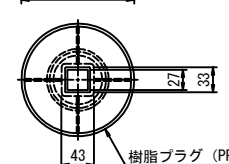
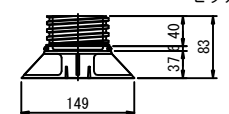
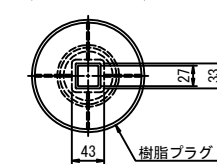
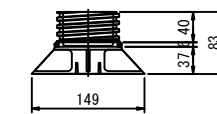
"a"部詳細図 S=1/2



"b"部詳細図 S=1/2



注: () 内寸法及び — — — は坑口側を示す。

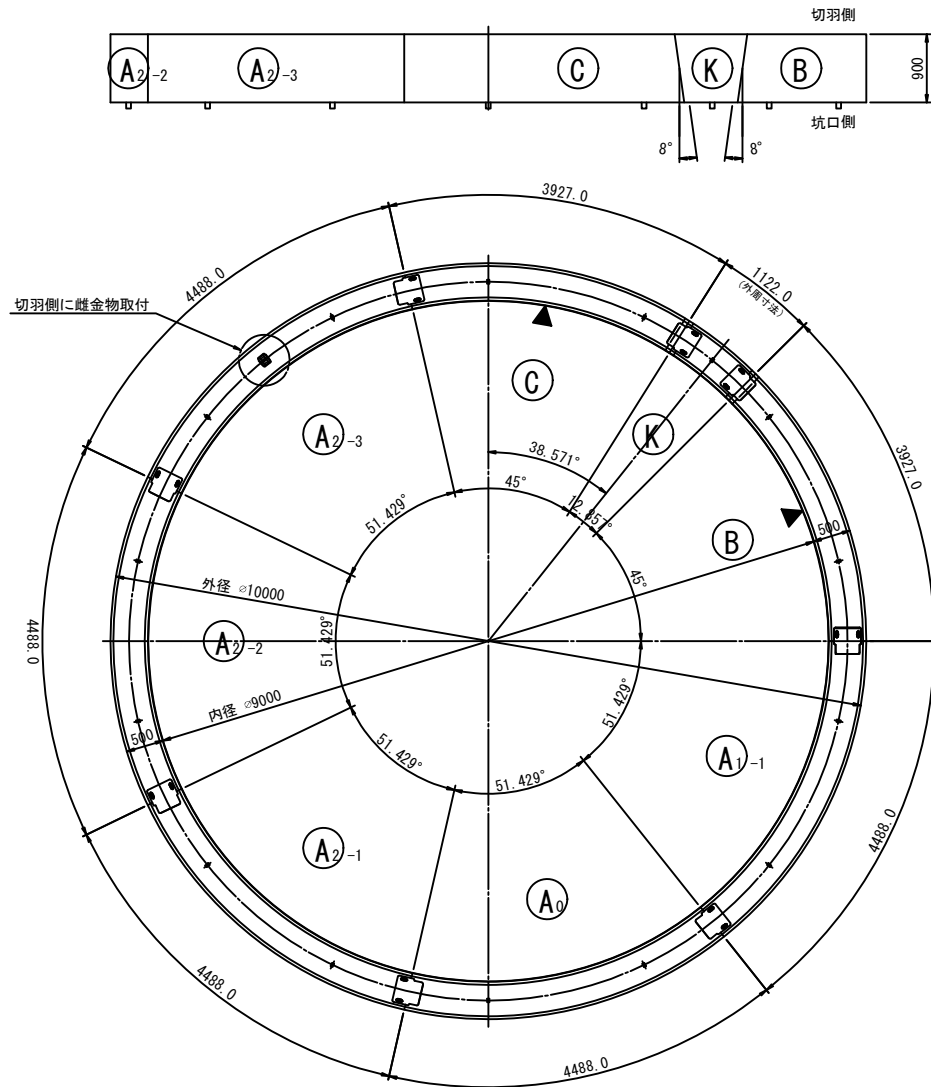


一般全土圧区間 (曲線区間)

合成セグメント構造図 C2タイプ (1)

外径φ10000 (内径φ9000) × (鋼製桁495+防食代5) × 幅 900 フランジ40×165

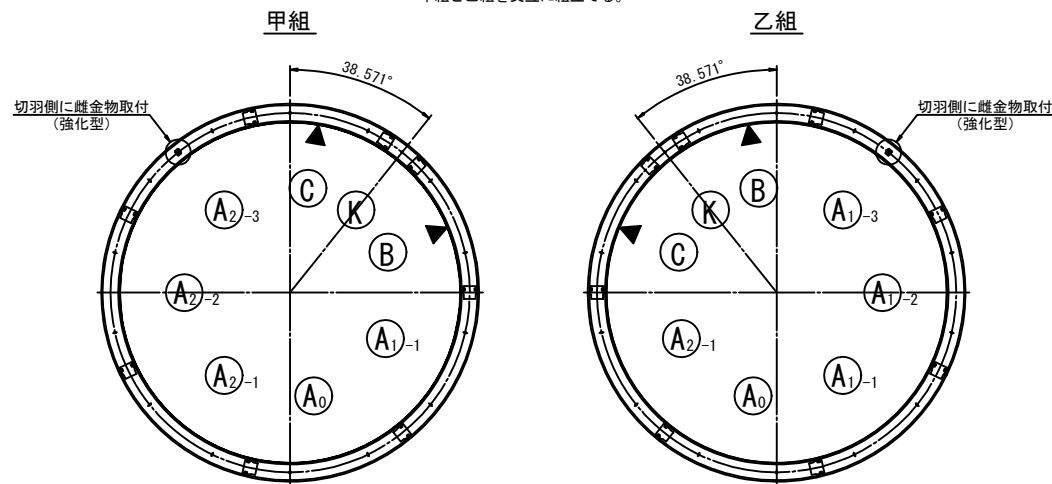
セグメント配置図 S=1/50



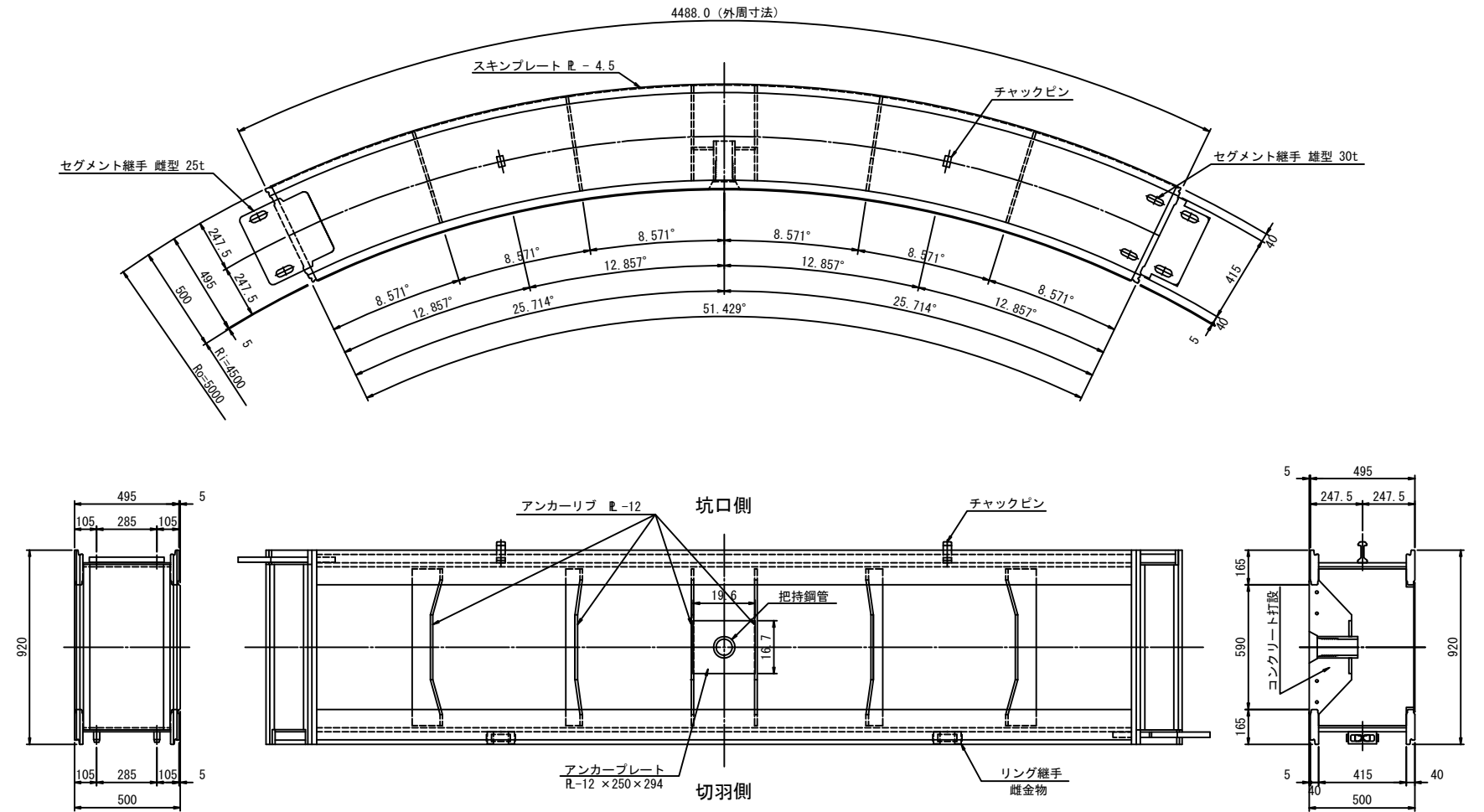
注記) 継手部充填材注入孔は、C型とB型およびA型2個の4箇所/Ringとする。
▼位置は注入孔兼用把持鋼管位置を示す。

セグメント組合せ図 S=1/100

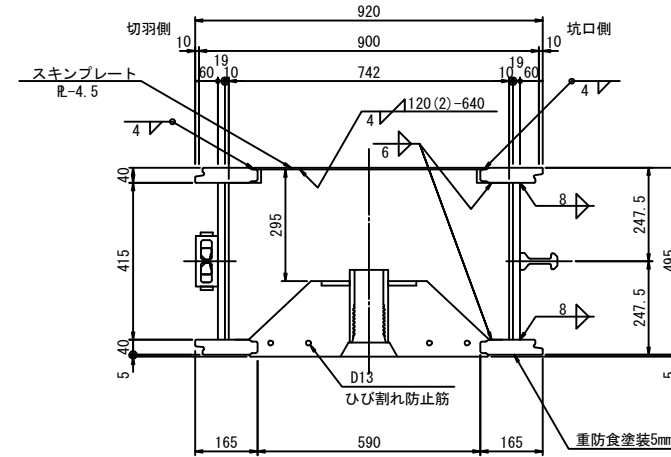
甲組と乙組を交互に組立てる。



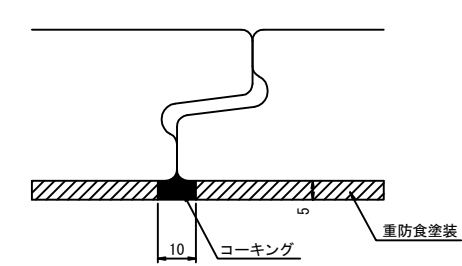
A1型セグメント S=1/15



断面図 S=1/10



コーキング詳細 S=1/1



特記事項

- 裏込め注入のための貫通孔について
B型、C型及びA型の2ピースの把持鋼管に貫通孔を設ける。
- 注入孔パッキンと樹脂プラグについて
1) 水圧1.0MPa対応とする。
2) 施工作業者は、裏込め注入完了後、パッキンと注入孔栓を正しく取り付けます。

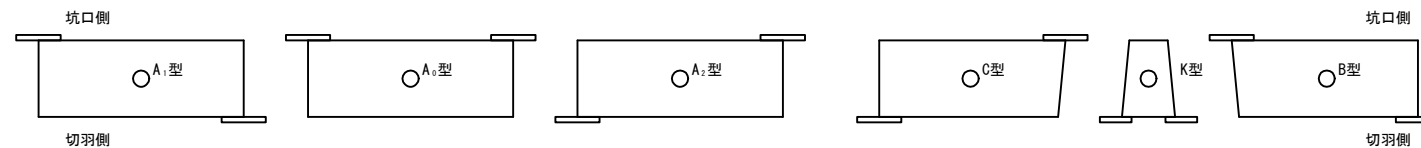
鉄筋	
種類	許容引張応力度
SD345	200 N/mm ²

コンクリート強度	
設計基準強度	曲げ圧縮応力度 (許容)
42 N/mm ²	16 N/mm ²

主鋼材	
種類	許容応力度 (常時)
SM490Y	235 N/mm ²

ピース形状図

(セグメント継手配置の違いを示す)



一般全土圧区間（曲線区間）

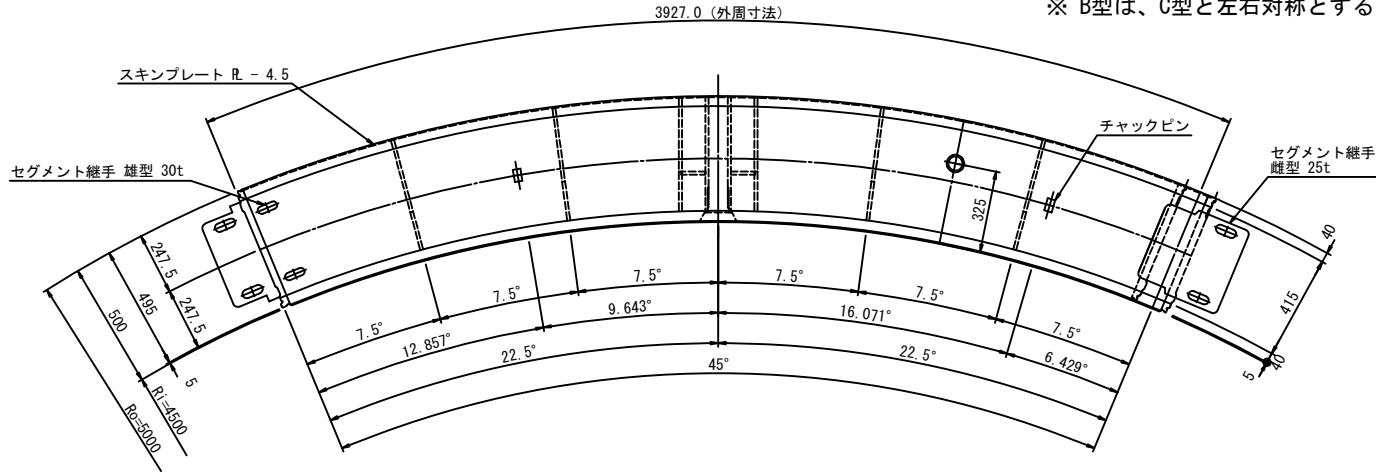
合成セグメント構造図 C2タイプ（2）

外径φ10000（内径φ9000）×（鋼製桁495+防食代5）×幅900 フランジ40×165

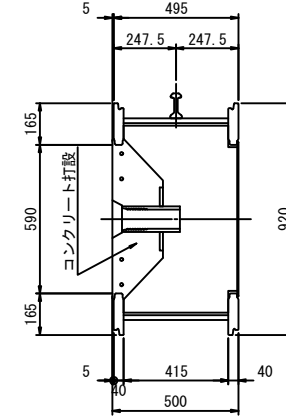
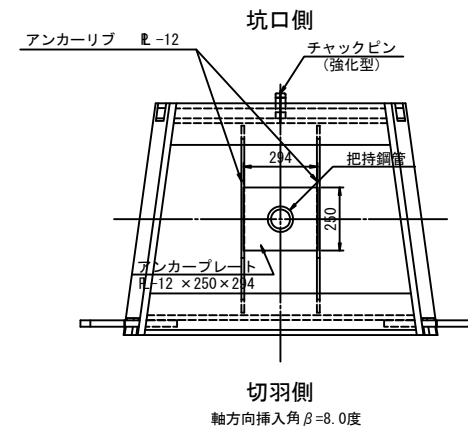
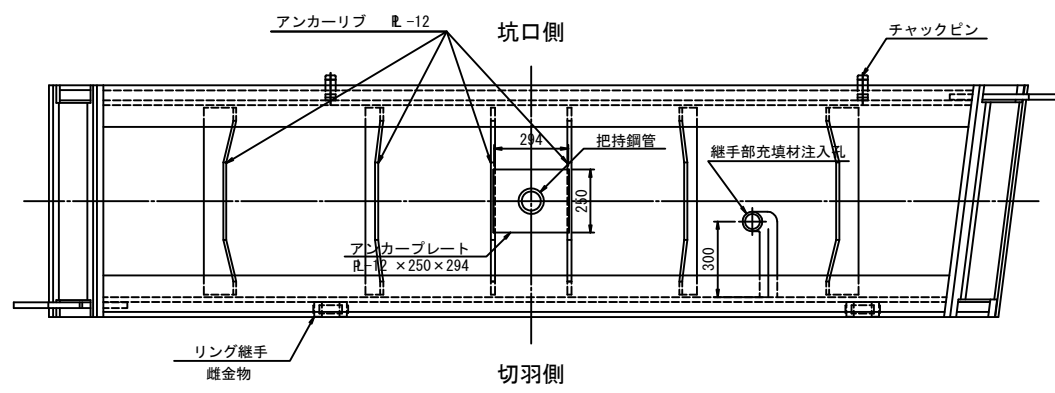
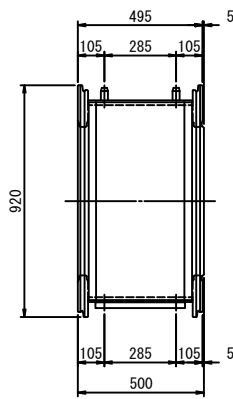
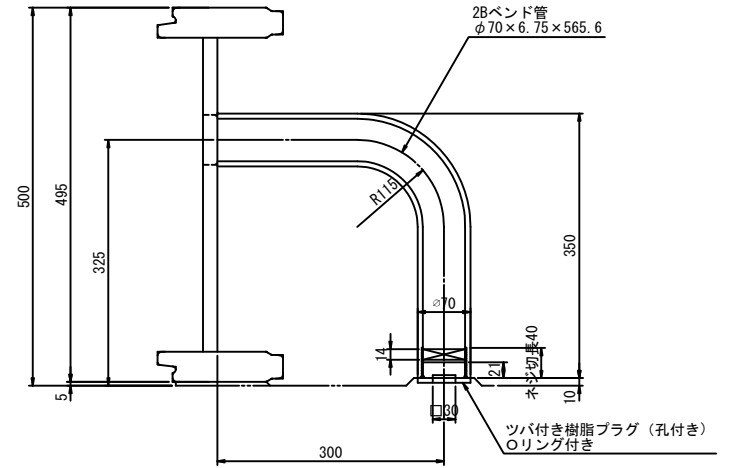
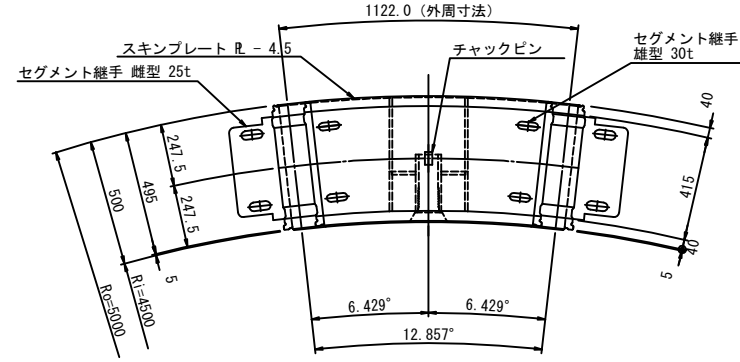
継手部充填材注入孔詳細図 S=1/5

C(B)型セグメント S=1/15

※ B型は、C型と左右対称とする。

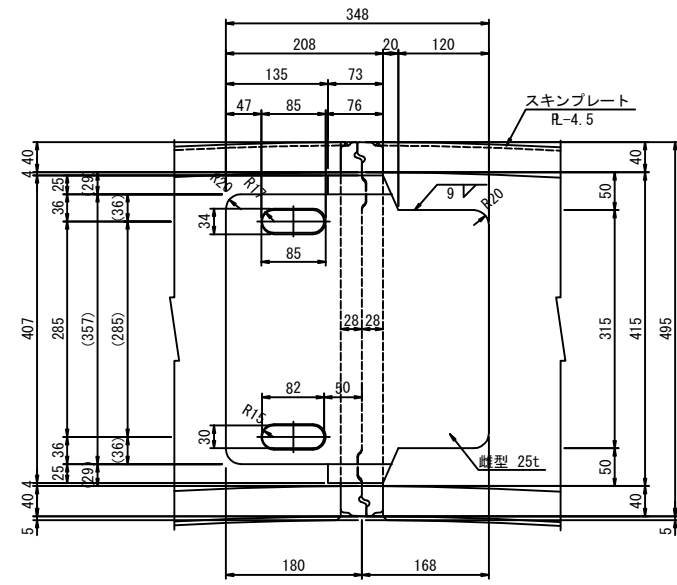
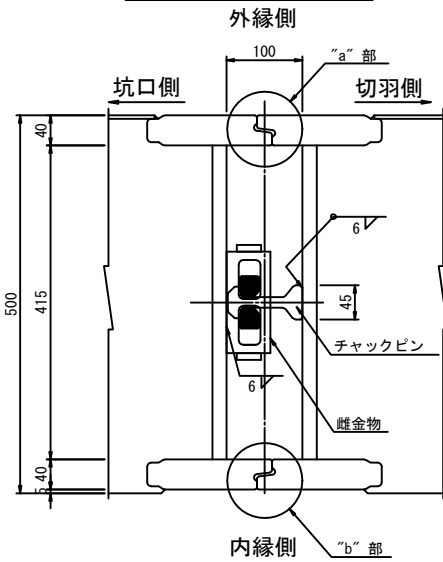


K型セグメント S=1/15

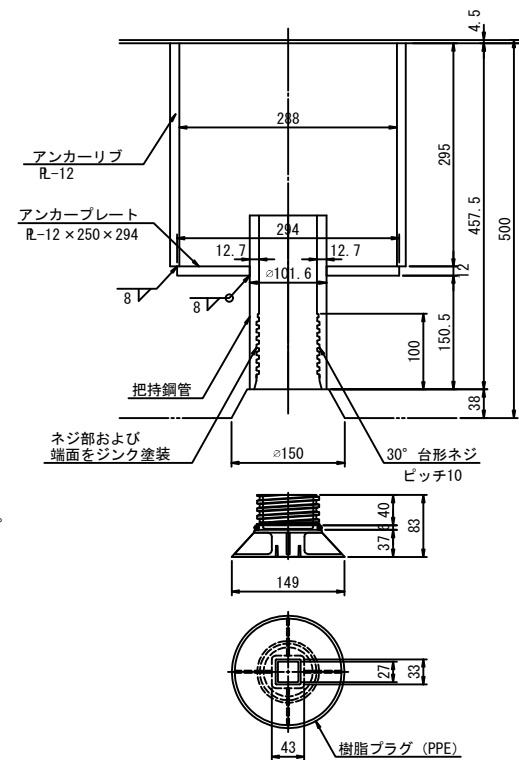


セグメント継手詳細図 S=1/5

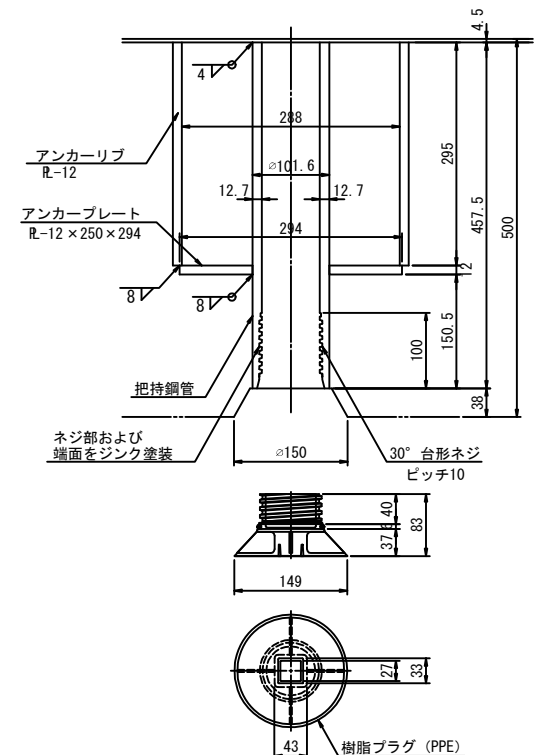
リング継手詳細図 S=1/5



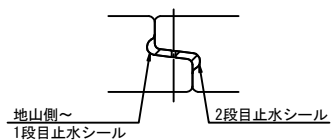
把持鋼管詳細図 S=1/5



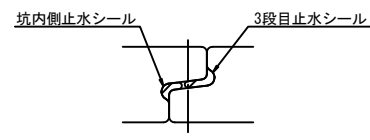
注入孔兼用把持鋼管詳細図 S=1/5



"a"部詳細図 S=1/2



"b"部詳細図 S=1/2



1-2. 土質定数・設計荷重の設定

(1) 照査断面

本検討では、図1-1に示す3区間におけるセグメント仕様決定断面での『寝屋川北部地下河川鶴見調節池 詳細設計委託（その2）』（以下、発注時設計成果）に対する設計照査結果を示す。

設計照査対象の断面は、発注時設計成果に基づきセグメント各タイプにおける常時設計および耐震設計で最も厳しい照査結果となった下記の4断面で照査を行った。

- 大深度区間 : 設計断面 9-2
- 一般緩み区間 : 設計断面 7
- 一般全土圧区間 : 設計断面 5-1 (直線部)、設計断面 2-1 (曲線部)

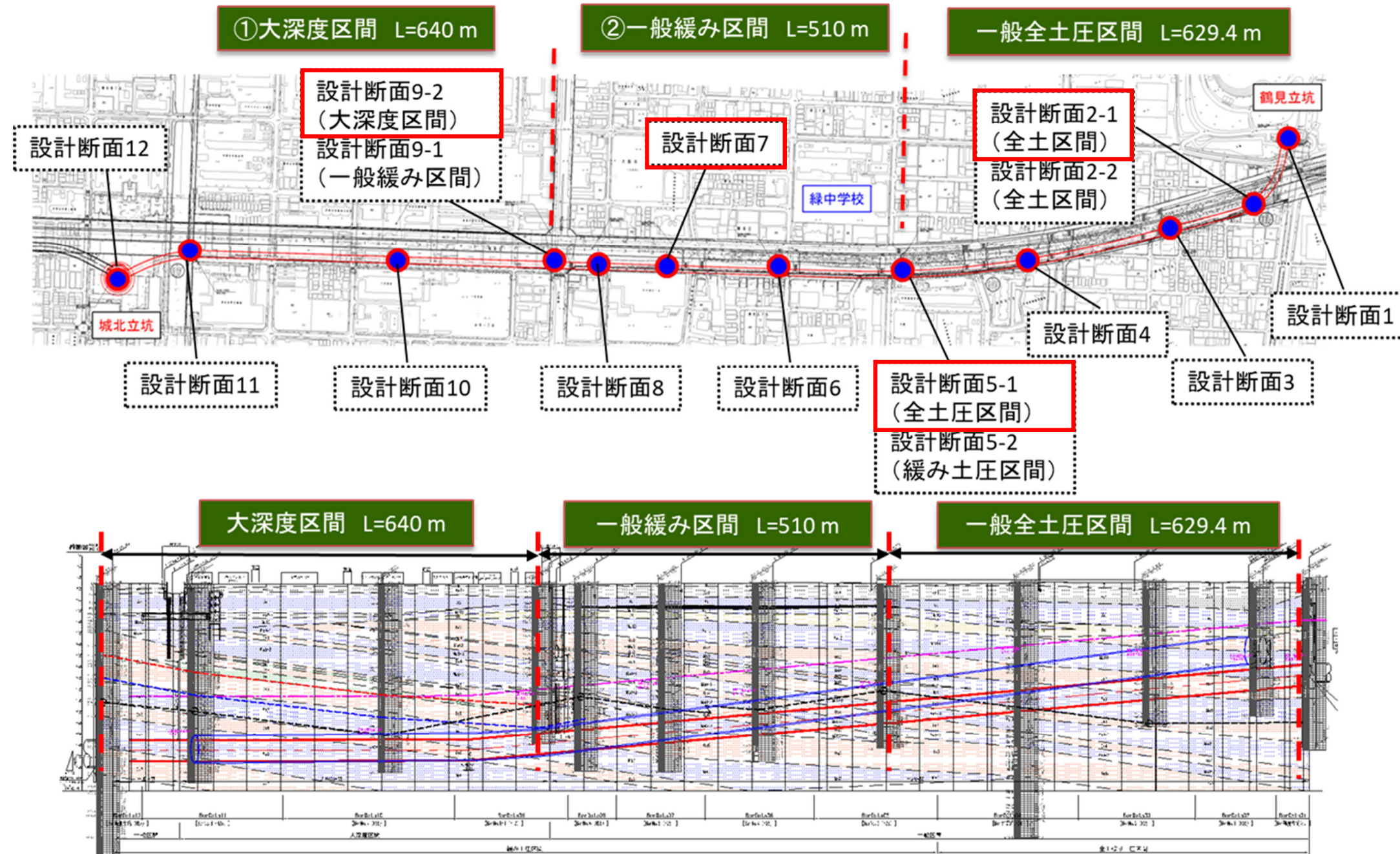
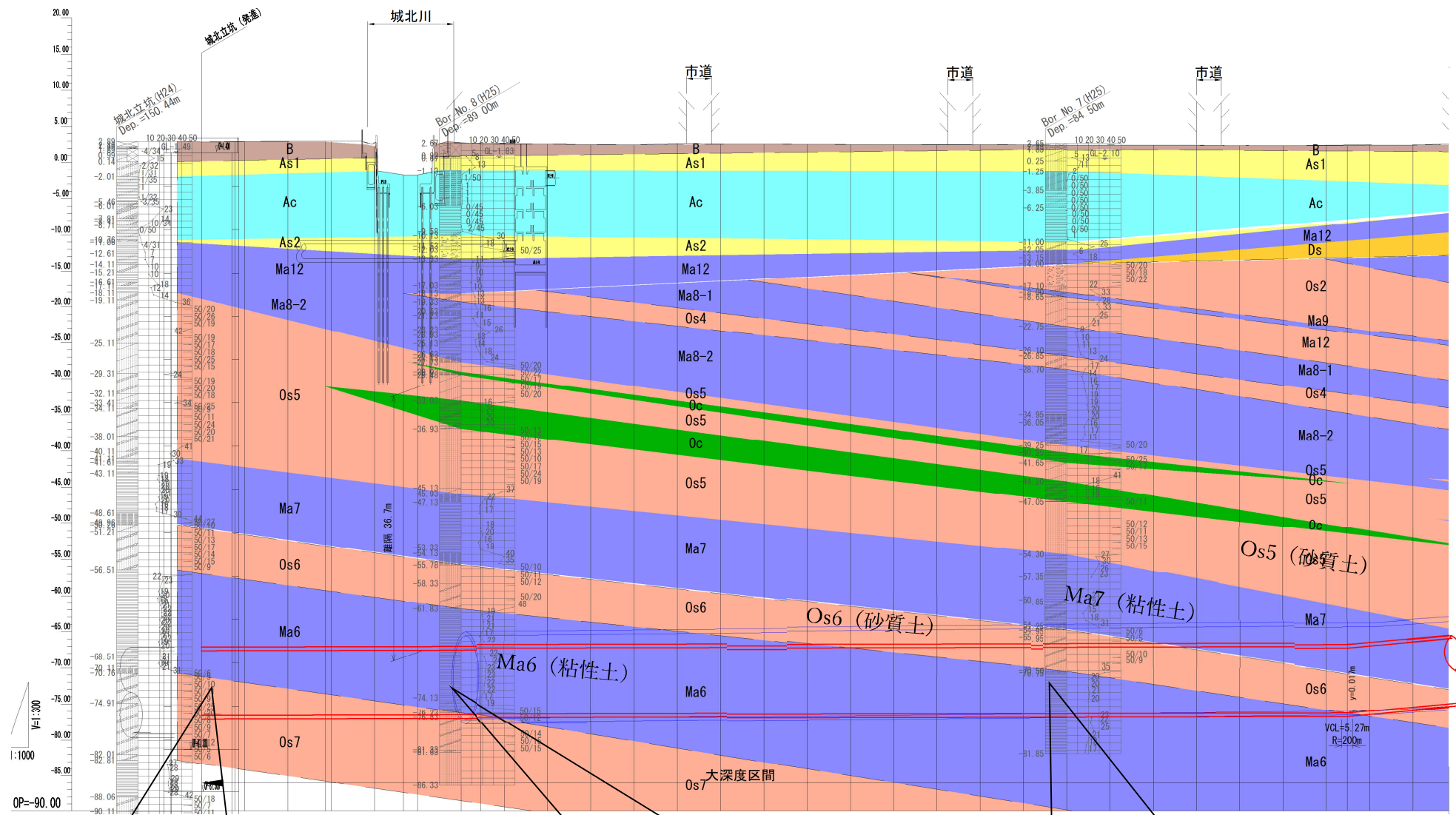


図 1-1 各区間における仕様決定断面

【地質調査の確認】



土質記号凡例

地質年代区分	地質区分	土質区分	記号	
完新世	盛土	粘性土・砂質土・礫質土	B	
	沖積層	第1砂質土層	As1	
		粘性土層	Ac	
洪積層	第2砂質土層	As2		
		Ma12	Ma12	
第四紀	洪積層	砂質土層	Ds	
			Os2	
	更新世	大阪層群	第1砂質土層	Os1
			Ma10	Ma10
			第2砂質土層	Os2
			Ma9	Ma9
			第3砂質土層	Os3
			Ma8-1	Ma8-1
			第4砂質土層	Os4
			Ma8-2	Ma8-2
			挟在粘土層	Oc
			第5砂質土層	Os5
			Ma7	Ma7
			第6砂質土層	Os6
			Ma6	Ma6
			第7砂質土層	Os7
			Ma5	Ma5
			第8砂質土層	Os8
Ma4	Ma4			
第9砂質土層	Os9			
Ma3	Ma3			

Bor.城北立坑(H24)

- ・最大粒径 9.5 mm
- ・通過土層区分
礫分 7.54%
砂分 58.60%
細粒分 33.86%
- ・均等係数 10.7 (Os7層)
- ・粘着力 127kN/m2 (Ma6層)

Bor.No.8(H25)

- ・最大粒径 4.8 mm
- ・通過土層区分
礫分 0.02%
砂分 4.13%
細粒分 95.85%
- ・均等係数 10.7 (Os7層)
- ・粘着力 259kN/m2 (Ma6層)

Bor.No.7(H25)

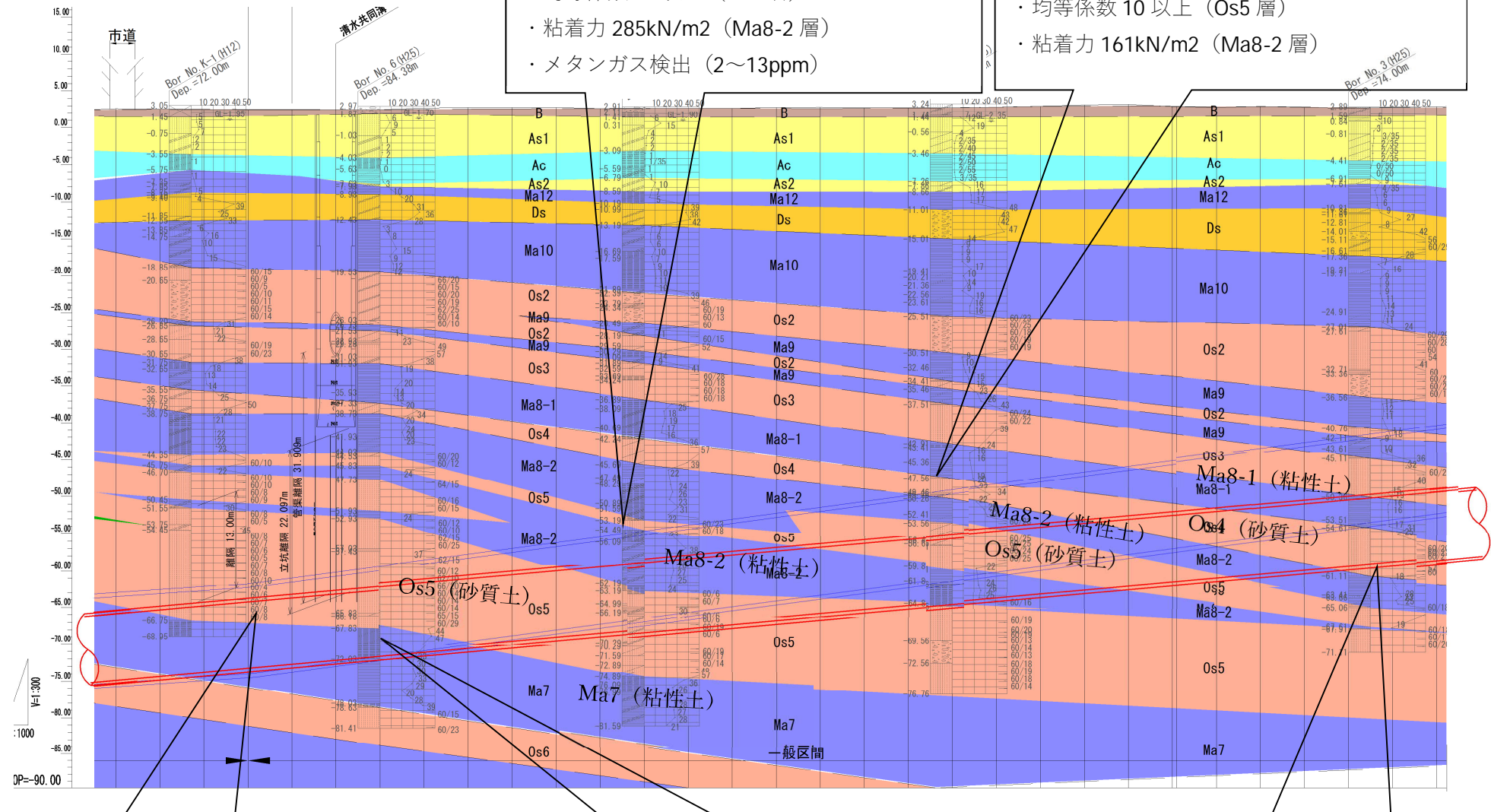
- ・最大粒径 4.8 mm
- ・通過土層区分
礫分 0.64%
砂分 28.89%
細粒分 70.47%
- ・均等係数 10以上 (Os6層)
- ・粘着力 333kN/m2 (Ma6層)

Bor.No.5(H25)

- ・最大粒径 9.5 mm
- ・通過土層区分
礫分 2.95%
砂分 19.85%
細粒分 77.20%
- ・均等係数 10 以上 (Os5 層)
- ・粘着力 285kN/m² (Ma8-2 層)
- ・メタンガス検出 (2~13ppm)

Bor.No.4(H25)

- ・最大粒径 19.0 mm
- ・通過土層区分
礫分 27.00%
砂分 11.70%
細粒分 61.30%
- ・均等係数 10 以上 (Os5 層)
- ・粘着力 161kN/m² (Ma8-2 層)



土質記号凡例

地質年代区分	地質区分	土質区分	記号
更新世	盛土	粘性土・砂質土・礫質土	B
	沖積層	第1砂質土層	As1
		粘性土層	Ac
第四紀	洪積層	第2砂質土層	As2
		砂質土層	Ds
	大阪層群	第1砂質土層	Os1
		Ma10	Ma10
		第2砂質土層	Os2
		Ma9	Ma9
		第3砂質土層	Os3
		Ma8-1	Ma8-1
		第4砂質土層	Os4
		Ma8-2	Ma8-2
扶粘土層	Oc		
更新世	第5砂質土層	Os5	
	Ma7	Ma7	
	第6砂質土層	Os6	
	Ma6	Ma6	
	第7砂質土層	Os7	
	Ma5	Ma5	
更新世	第8砂質土層	Os8	
	Ma4	Ma4	
	第9砂質土層	Os9	
	Ma3	Ma3	

Bor.K-1(H12)

- ・最大粒径 19.0 mm
- ・通過土層区分
礫分 1.40%
砂分 11.25%
細粒分 87.35%
- ・粘着力 187kN/m² (Ma7 層)

Bor.No.6(H25)

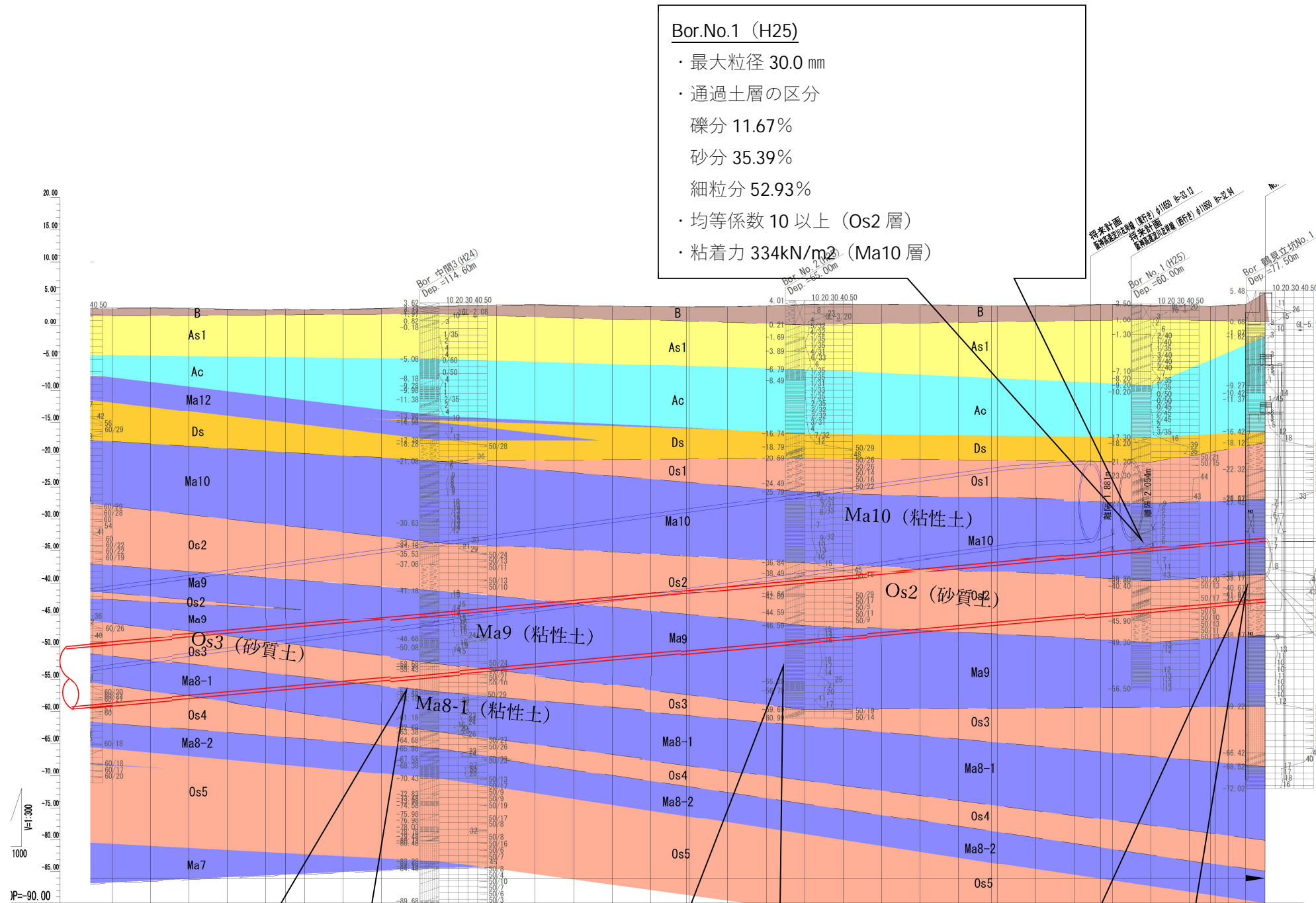
- ・最大粒径 19.0 mm
- ・通過土層区分
礫分 7.52%
砂分 46.86%
細粒分 45.63%
- ・均等係数 10 以上 (Os5 層)
- ・粘着力 155kN/m² (Ma7 層)

Bor.No.3(H25)

- ・最大粒径 4.8 mm
- ・通過土層区分
礫分 0.57%
砂分 60.72%
細粒分 38.71%
- ・均等係数 10 以上 (Os4 層)
- ・粘着力 116kN/m² (Ma8-1 層)

土質記号凡例

地質年代区分	地質区分	土質区分	記号	
完新世	盛土	粘性土・砂質土・礫質土	B	
	沖積層	第1砂質土層	As1	
		粘性土層	Ac	
第四紀	洪積層	第2砂質土層	As2	
		砂質土層	Ds	
	更新世	大阪層群	Ma12	Ma12
			第1砂質土層	Os1
			Ma10	Ma10
			第2砂質土層	Os2
			Ma9	Ma9
			第3砂質土層	Os3
			Ma8-1	Ma8-1
			第4砂質土層	Os4
			Ma8-2	Ma8-2
			挟在粘土層	Os
			第5砂質土層	Os5
			Ma7	Ma7
第6砂質土層	Os6			
Ma6	Ma6			
第7砂質土層	Os7			
Ma5	Ma5			
第8砂質土層	Os8			
Ma4	Ma4			
第9砂質土層	Os9			
Ma3	Ma3			



令和4年度第1回大阪府河川構造物等審議会資料より

(2) 土質定数の設定

セグメントの設計に使用する土質定数を確認する。セグメント仕様決定断面の設計断面 2-1、設計断面 5-1、設計断面 7、設計断面 9-2 の 4 断面で設定値を示す。

1. 設計断面 2-1

表 1 設計断面 2-1 土質定数の設定値

土質 (単位)	層厚h m	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	c kN/m ²	ϕ °	N値	E50 MN/m ²
B	2.40	17.0	8.0	0.0	30.5	9.5	6,650
As1	2.30	17.0	8.0	0.0	28.1	4.0	2,800
As1	5.80	17.0	8.0	0.0	25.0	1.7	1,167
As1	1.10	17.0	8.0	0.0	30.3	7.0	4,900
As1	1.00	17.0	8.0	0.0	25.0	2.0	1,400
Ac	1.00	14.0	5.0	6.3	0.0	1.0	700
Ac	7.10	14.0	5.0	6.3	0.0	1.0	700
Ds	0.90	19.0	10.0	0.0	32.8	16.0	11,200
Ds	3.00	19.0	10.0	0.0	37.5	48.3	33,833
Os1	2.10	20.0	11.0	0.0	40.9	50.0	35,000
Os1	4.35	20.0	11.0	0.0	36.2	43.5	11,916
Ma10	11.95	15.6	6.6	334.5	0.0	7.4	29,126
Os2	6.30	20.1	11.1	0.0	39.2	50.0	49,216
Os2	3.40	20.0	11.0	0.0	38.6	50.0	35,000
Ma9	9.92	15.6	6.6	297.6	0.0	12.6	66,998

2. 設計断面 5-1

表 2 設計断面 5-1 土質定数の設定値

土質 (単位)	層厚h m	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	c kN/m ²	ϕ °	N値	E50 MN/m ²
B	1.16	17.0	8.0	0.0	25.0	5.0	3,500
B	0.75	16.0	7.0	31.3	0.0	5.0	3,500
As1	1.65	17.0	8.0	0.0	29.4	6.5	4,550
As1	3.60	17.0	8.0	0.0	25.0	1.9	1,316
Ac	2.50	14.0	5.0	46.3	0.0	0.0	9,067
As2	0.70	18.0	9.0	0.0	31.7	9.0	6,300
Ma12	3.20	16.0	7.0	32.1	0.0	5.1	3,593
Ds	0.80	18.0	9.0	0.0	30.9	9.0	6,300
Ds	1.20	18.0	9.0	0.0	36.0	27.0	18,900
Ds	1.20	18.0	9.0	0.0	30.0	8.0	5,600
Ds	1.10	20.0	11.0	0.0	37.7	42.0	29,400
Ds	1.50	19.0	10.0	0.0	39.0	50.0	35,000
Ds	0.75	18.0	9.0	0.0	35.1	28.0	19,600
Ma10	2.35	16.0	7.0	43.8	0.0	7.0	4,900
Ma10	7.30	18.0	9.0	81.3	0.0	13.0	9,100
Os2	0.60	18.0	9.0	0.0	33.0	24.0	16,800
Os2	5.10	19.0	10.0	0.0	36.6	50.0	35,000
Os2	0.65	18.0	9.0	56.3	0.0	9.0	6,300
Os2	3.20	20.0	11.0	0.0	37.7	50.0	35,000
Ma9	4.20	18.0	9.0	70.8	0.0	11.3	19,020
Os2	1.35	18.0	9.0	0.0	29.8	17.5	12,250
Ma9	3.00	16.4	7.4	63.1	0.0	9.0	6,300
Os3	5.25	18.0	9.0	0.0	36.9	38.4	28,730
Ma8-1	4.25	18.9	9.9	116.9	0.0	17.0	35,250
Os4	6.50	19.2	10.2	0.0	36.1	50.0	51,350
Ma8-2	2.30	19.0	10.0	69.7	0.0	18.0	39,140
Ma8-2	1.65	18.0	9.0	150.0	0.0	24.0	16,800
Os5	6.05	19.8	10.8	0.0	39.2	50.0	51,760

3. 設計断面 7

表 3 設計断面 7 土質定数の設定値

土質 (単位)	層厚h m	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	c kN/m ²	ϕ °	N値	E50 MN/m ²
B	0.64	18.0	9.0	0.0	31.3	6.0	4,200
B	0.70	16.0	7.0	37.5	0.0	6.0	4,200
As1	1.10	18.0	9.0	0.0	35.7	15.0	10,500
As1	3.40	17.0	8.0	0.0	25.0	2.7	1,867
Ac	3.70	14.0	5.0	6.3	0.0	1.0	700
As2	1.80	18.0	9.0	0.0	31.4	8.5	5,950
Ma12	1.60	16.0	7.0	31.3	0.0	5.0	3,500
Ds	3.00	19.0	10.0	0.0	37.9	40.0	28,000
Ma10	4.40	16.0	7.0	45.3	0.0	7.3	5,075
Ma10	4.80	18.0	9.0	62.5	0.0	10.0	7,000
Os2	4.10	20.0	11.0	0.0	39.6	50.0	35,000
Ma9	1.70	18.0	9.0	68.8	0.0	11.0	7,700
Os2	2.10	19.0	10.0	0.0	38.5	50.0	35,000
Ma9	1.60	18.0	9.0	56.3	0.0	9.0	6,300
Os3	5.00	19.0	10.0	0.0	38.8	50.0	35,000
Ma8-1	1.20	18.0	9.0	156.3	0.0	25.0	17,500
Ma8-1	4.15	18.0	9.0	112.5	0.0	18.0	12,600
Os4	3.45	19.0	10.0	0.0	32.8	44.0	39,070
Ma8-2	1.80	18.6	9.6	235.0	0.0	22.0	14,790
Ma8-2	0.80	18.0	9.0	0.0	30.8	24.0	16,800
Ma8-2	4.90	18.0	9.0	152.1	0.0	24.3	17,033
Os5	1.30	19.0	10.0	0.0	36.6	50.0	35,000
Ma8-2	1.60	18.0	9.0	143.8	0.0	23.0	35,100
Ma8-2	7.10	18.6	9.6	285.5	0.0	29.4	68,400
Os5	1.80	19.0	10.0	0.0	41.4	50.0	35,000
Os5	1.20	18.0	9.0	187.5	0.0	30.0	21,000
Os5	8.70	19.2	10.2	0.0	37.9	50.0	146,700
Ma7	1.20	18.0	9.0	225.0	0.0	36.0	44,870
Ma7	5.50	17.0	8.0	228.5	0.0	26.0	100,000

4. 設計断面 9-2

表 4 設計断面 9-2 土質定数の設定値

土質 (単位)	層厚h m	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	c kN/m ²	ϕ °	N値	E50 MN/m ²
B	1.14	17.0	8.0	0.0	25.0	5.0	3,500
As1	2.20	17.0	8.0	0.0	25.0	6.0	4,200
As1	2.80	17.0	8.0	0.0	25.0	2.0	1,400
Ac	2.20	14.0	5.0	6.3	0.0	1.0	700
Ma12	3.00	14.0	5.0	6.3	0.0	1.0	700
Ds	3.80	19.0	10.0	0.0	37.1	32.0	22,400
Ma10	1.30	16.0	7.0	37.5	0.0	6.0	4,200
Ma10	0.90	18.0	9.0	0.0	33.1	16.0	11,200
Ma10	4.10	18.0	9.0	78.1	0.0	12.5	8,750
Os2	1.80	19.0	10.0	0.0	43.1	50.0	35,000
Os2	5.55	20.0	11.0	0.0	43.0	50.0	35,000
Ma9	0.65	18.0	9.0	193.8	0.0	31.0	21,700
Os3	1.80	18.0	9.0	0.0	32.2	21.5	15,050
Os3	2.00	19.0	10.0	0.0	38.7	50.0	35,000
Os3	1.10	19.0	10.0	0.0	34.5	38.0	26,600
Ma8-1	3.80	18.0	9.0	84.4	0.0	13.5	9,450
Os4	1.20	18.0	9.0	0.0	32.0	25.0	17,500
Os4	1.00	19.0	10.0	0.0	35.2	50.0	35,000
Os4	1.00	18.0	9.0	0.0	32.3	28.0	19,600
Ma8-2	5.60	18.0	9.0	137.5	0.0	22.0	15,400
Os5	1.40	19.0	10.0	0.0	40.6	50.0	35,000
Ma8-2	0.95	18.0	9.0	137.5	0.0	22.0	15,400
Os5	3.75	19.0	10.0	0.0	40.7	50.0	35,000
Ma8-2	1.10	18.0	9.0	187.5	0.0	30.0	21,000
Os5	15.20	19.0	10.0	0.0	41.5	50.0	35,000
Ma7	2.20	18.0	9.0	187.5	0.0	30.0	21,000

(3) 設計荷重の設定

セグメントの設計に使用する設計荷重を確認する。セグメント仕様決定断面の設計断面 2-1、設計断面 5-1、設計断面 7、設計断面 9-2 の 4 断面で設定値を示す。

1. 荷重ケース

本工事に使用する設計荷重は『地下河川（シールドトンネル）内水圧が作用するトンネル覆工構造の手引き：平成 11 年 3 月（財）先端建設技術センター』に基づき表 1-1 に示す荷重の組み合わせに基づき設定する。

表 1-1 荷重の組合せ

ケース	管内の状態	土圧		地下水位		内水圧	自重	地盤反力
		大	小	最高	最低			
1	空水の状態	○		○			○	○
2	空水の状態	○			○		○	○
3	満水の状態	○			○	○	○	○
4	満水の状態		○		○	○	○	○

2. 設計断面 2-1

表 2 に設定値を示す。

表 2 設計断面 2-1 設計荷重

荷重ケース番号	建物荷重	地下水位	管内状態	自重 (kN/m ²)	土圧(kN/m ²)			地下水位(kN/m ²)			内水圧(満水状態)		建物荷重
					g	pe1	qe1	qe2	pw1	qw1	qw2	pi1	
①	なし	高	空水	14.0	322.10	144.94	183.87	374.27	376.77	471.77	-	-	-
②	なし	低	空水	14.0	379.40	170.73	209.61	310.67	313.77	408.17	-	-	-
③	なし	低	内水	14.0	379.40	170.73	209.61	310.67	313.77	408.17	382.77	477.77	-
④	なし	低	内水	14.0	97.50	10.44	49.32	310.67	313.77	408.17	382.77	477.77	-

3. 設計断面 5-1

表 3 に設定値を示す。

表 3 設計断面 5-1 設計荷重

荷重ケース番号	建物荷重	地下水位	管内状態	自重 (kN/m ²)	土圧(kN/m ²)			地下水位(kN/m ²)			内水圧(満水状態)		建物荷重
					g	pe1	qe1	qe2	pw1	qw1	qw2	pi1	
①	なし	高	空水	14.0	467.30	210.28	253.26	522.92	525.42	620.42	-	-	-
②	なし	低	空水	14.0	524.50	236.03	279.00	459.32	461.82	556.82	-	-	-
③	なし	低	内水	14.0	524.50	236.03	279.00	459.32	461.82	556.82	531.42	626.42	-
④	なし	低	内水	14.0	97.50	12.60	55.58	459.32	461.82	556.82	531.42	626.42	-

4. 設計断面 7

表 4 に設定値を示す。

表 4 設計断面 7 設計荷重

荷重ケース番号	建物荷重	地下水位	管内状態	自重 (kN/m ²)	土圧(kN/m ²)			地下水位(kN/m ²)			内水圧(満水状態)		建物荷重
					g	pe1	qe1	qe2	pw1	qw1	qw2	pi1	
①	なし	高	空水	14.0	141.50	63.68	105.39	612.10	614.60	709.60	-	-	-
②	なし	低	空水	14.0	141.50	63.68	105.39	548.50	551.00	646.00	-	-	-
③	なし	低	内水	14.0	141.50	63.68	105.39	548.50	551.00	646.00	620.60	715.60	-
④	なし	低	内水	14.0	97.50	8.64	50.36	548.50	551.00	646.00	620.60	715.60	-

5. 設計断面 9-2

表 5 に設定値を示す。

表 5 設計断面 9-2 設計荷重

荷重ケース番号	建物荷重	地下水位	管内状態	自重 (kN/m ²)	土圧(kN/m ²)			地下水位(kN/m ²)			内水圧(満水状態)		建物荷重
					g	pe1	qe1	qe2	pw1	qw1	qw2	pi1	
①	考慮	高	空水	14.0	490.90	220.91	260.15	671.56	674.06	769.06	-	-	370.00
②	考慮	低	空水	14.0	533.70	240.17	279.41	607.96	610.46	705.46	-	-	410.00
③	考慮	低	内水	14.0	533.70	240.17	279.41	607.96	610.46	705.46	680.06	775.06	410.00
④	なし	低	内水	14.0	123.70	55.67	94.91	607.96	610.46	705.46	680.06	775.06	-

※土圧には建物荷重を含む

1-3. セグメント構造の照査(完成時の安定性)

(1)常時設計

本検討は、大深度区間、一般緩み区間、一般全土圧区間の3区間において、供用後の内水圧、大深度地下の建物荷重などを考慮のうえ、構造耐力を満足するセグメント構造を選定する。

1. 設計条件

1.1 検討断面

本検討では、3区間におけるセグメント仕様決定断面での寝屋川北部地下河川鶴見調節池 詳細設計委託(その2)に対する設計照査結果を示す。仕様決定断面を図1-1に示す。

大深度区間 : 設計断面 9-2

一般緩み区間 : 設計断面 7

一般全土圧区間 : 設計断面 5-1 (直線部)、設計断面 2-1 (曲線部)

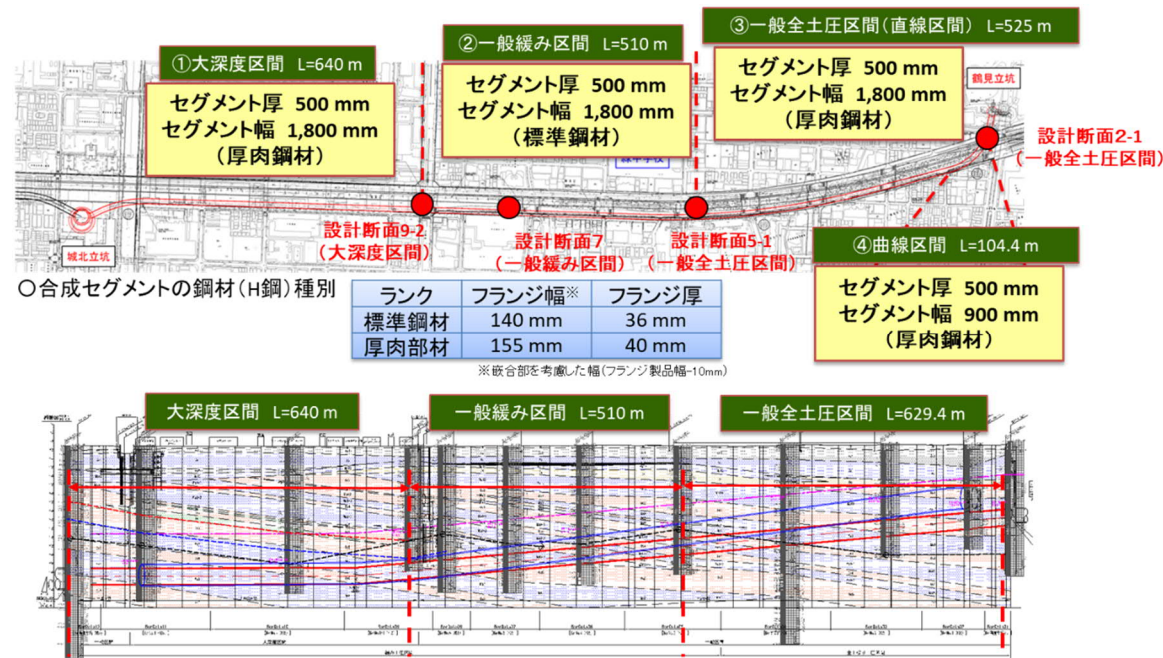


図 1-1 各区間における仕様決定断面

1.2 セグメントの構造仕様

表 1-1 にセグメントの構造仕様を示す。

表 1-1 セグメントの構造仕様

検討区間	設計断面	セグメント外径 mm	セグメント内径 mm	セグメント厚 mm	セグメント幅 mm	主桁フランジ幅 mm	主桁フランジ厚 mm
大深度	9-2	10,000	9,000	500	1,800	165 (155)*1	40
一般緩み	7					150 (140)*1	36
一般全土圧	5-1					165 (155)*1	40
	2-1					900	165 (155)*1

*1: 設計時の主桁フランジ有効幅は『フランジ製品幅-10mm』とする

2. 計算モデルと作用荷重

2.1 計算モデル

はり一ばねモデルとし、セグメント継手の回転ばねおよびリング継手せん断ばねを考慮する。

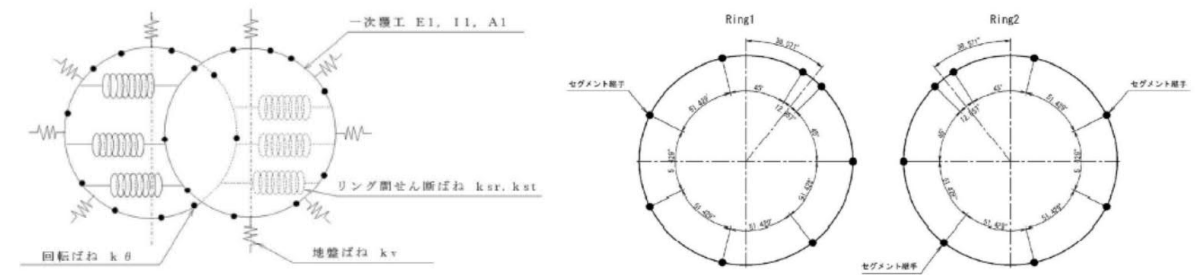


図 2-1 計算モデル

2.2 作用荷重

各解析段階の作用荷重を図 2-2 に示す。また、それに基づく各区間の荷重条件を表 2-1 に示す。

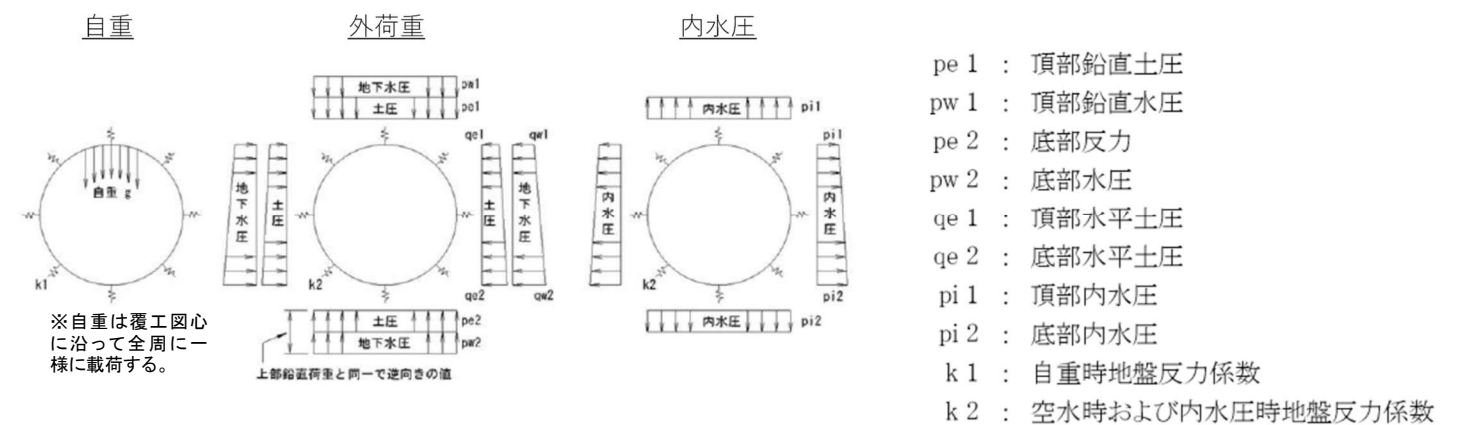


図 2-2 各解析段階の作用荷重図

表 2-1 各区間の荷重条件

		①大深度区間	②一般緩み区間	③一般全土圧区間
条件		土被り:大 土質:硬質地盤	土被り:大 土質:硬質地盤	土被り:中 土質:中位地盤
土圧の考え方		土水分離		
鉛直土圧	土圧大	緩み土圧と最低土圧の大きい値 最低土圧:1D	緩み土圧と最低土圧の大きい値 最低土圧:1.5D	全土圧
	土圧小	0.175D	0.175D	0.175D
内水圧		平常時・異常時共に城北立坑部の地盤高 OP+2.9m(路線内の最低地盤高)		
外水圧	最高地下水水位	観測水位と地表面水位の最高値 OP+2.3m		
	最低地下水水位	観測水位と地表面水位の最低値 OP-4.06m		
建物荷重		考慮する	考慮しない	考慮しない
上載荷重		緩み土圧で考慮されている	緩み土圧で考慮されている	10kN/m ²
水平土圧		鉛直方向土圧に側方土圧係数を乗じる		

2.3 荷重の組合せ

本工事に使用する設計荷重は『地下河川（シールドトンネル）内水圧が作用するトンネル覆工構造の手引き：平成11年3月（財）先端建設技術センター』に基づき表2-2に示す荷重の組み合わせに基づき設定する。

表 2-2 荷重の組み合わせ

ケース	管内の状態	土圧		地下水位		内水圧	自重	地盤反力
		大	小	最高	最低			
1	空水の状態	○		○			○	○
2	空水の状態	○			○		○	○
3	満水の状態	○			○	○	○	○
4	満水の状態		○		○	○	○	○

3. 検討結果

3.1 設計断面 9-2

図 3-1 に検討断面図を示す。

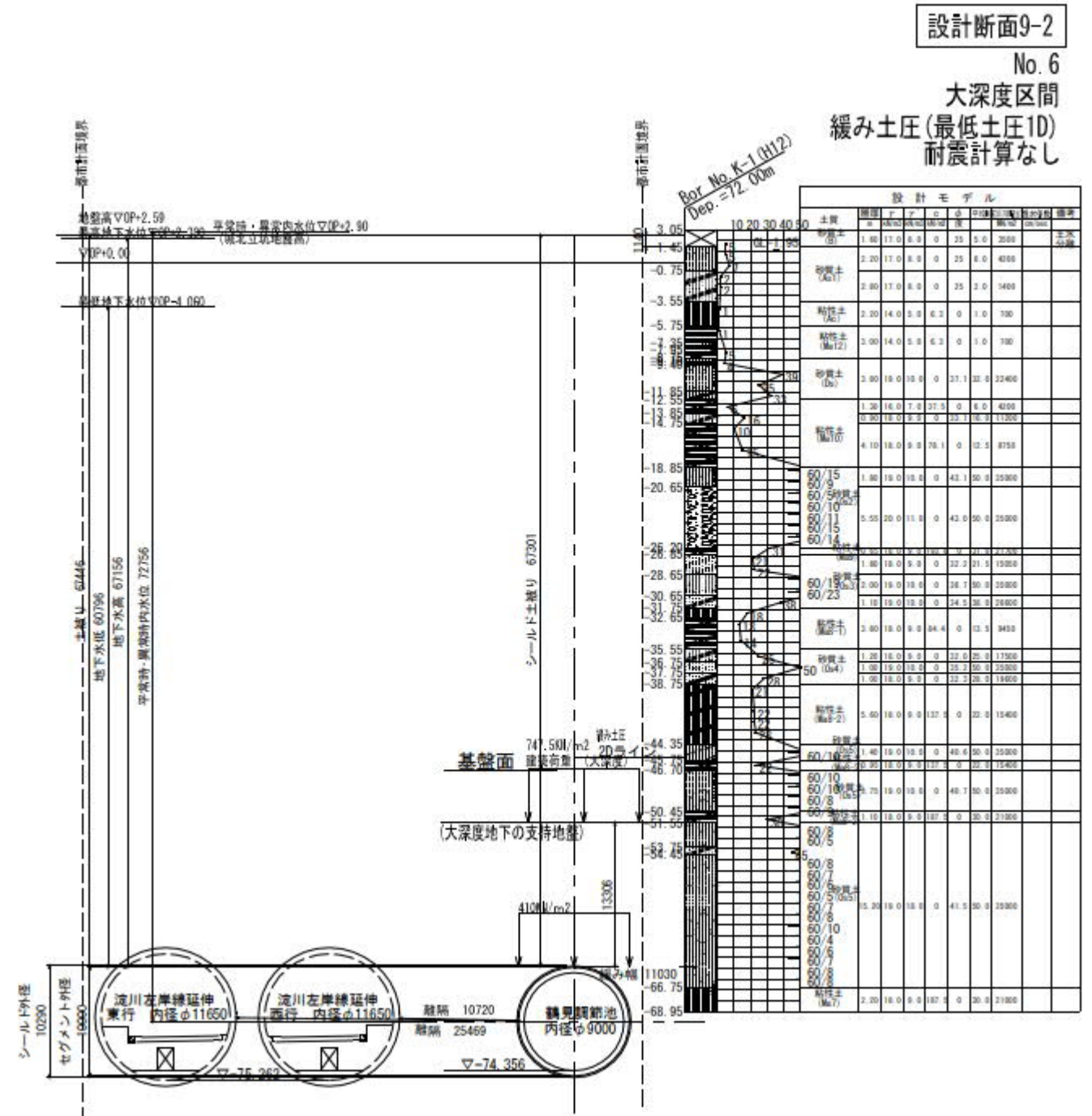


図 3-1 検討断面図

寝屋川北部地下河川鶴見調節池詳細設計資料より

表 3-1 に設計荷重（リングあたり）を示す。

表 3-1 大深度区間：設計断面 9-2 荷重値（リング当たり）

荷重 ケース 番号	建物 荷重	地下 水位	管内 状態	自重 (kN/m/R)	土 圧 (kN/m/R)			地 下 水 位 (kN/m/R)			内水圧(満水状態) (kN/m/R)	
				g	pe1	qe1	qe2	pw1	qw1	qw2	pi1	pi2
①	考慮	高	空水	25.2	883.62	397.64	468.27	1208.81	1213.31	1384.31		
②	考慮	低	空水	25.2	943.43	424.55	495.15	1094.33	1098.83	1269.83		
③	考慮	低	内水	25.2	943.43	424.55	495.15	1094.33	1098.83	1269.83	1224.11	1395.11
④	無し	低	内水	25.2	277.43	124.85	195.45	1094.33	1098.83	1269.83	1224.11	1395.11

図 3-2 に仕様決定ケースの断面力図を示す。

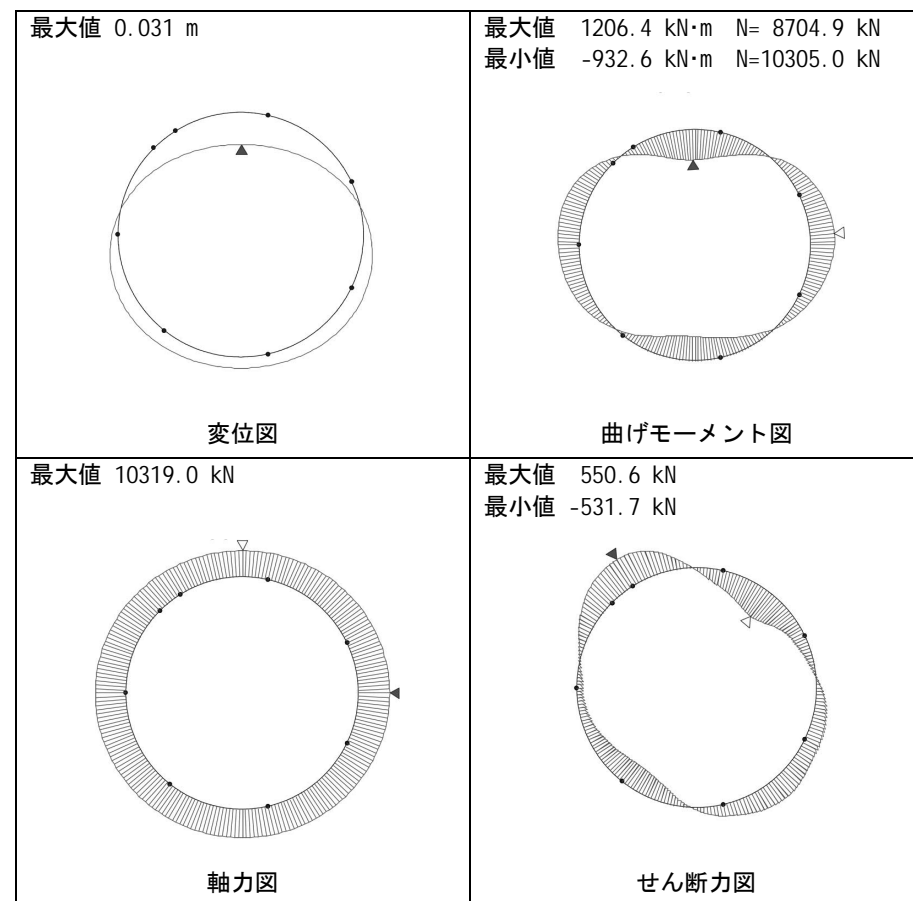


図 3-2 断面力図（荷重ケース①）

表 3-2 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-2 本体の応力度照査結果

荷重ケース			CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	
正 曲 げ	断面力	M	kN・m/R	1,206.4	1,301.7	1,406.5	345.6
		N	kN/R	8,704.9	8,419.3	2,512.0	156.5
	コンクリート	σ_c	N/mm ²	13.7	14.2	11.4	2.5
	外側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	-205.4	-212.4	-170.4	-37.4
	内側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	25.6	40.6	164.4	51.0
負 曲 げ	断面力	M	kN・m/R	-932.6	-1,003.6	-1,089.3	-314.2
		N	kN/R	10,305.0	10,155.0	4,344.0	587.1
	コンクリート	σ_c	N/mm ²	12.9	13.3	10.2	2.5
	外側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	-	-	78.4	36.5
	内側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	-193.9	-199.0	-152.6	-38.1
せん 断	本体部断面力	S	kN/R	550.6	591.5	638.9	188.2
	ウェブ	τ_{sw}	N/mm ²	34.9	37.5	40.5	11.9
	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	16.0			
許 容 応 力 度	フランジ	σ_{sfa}	N/mm ²	235.0			
	ウェブ	τ_{swa}	N/mm ²	135.0			
判定				OK	OK	OK	OK

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

3.2 設計断面 7

図 3-3 に検討断面図を示す。

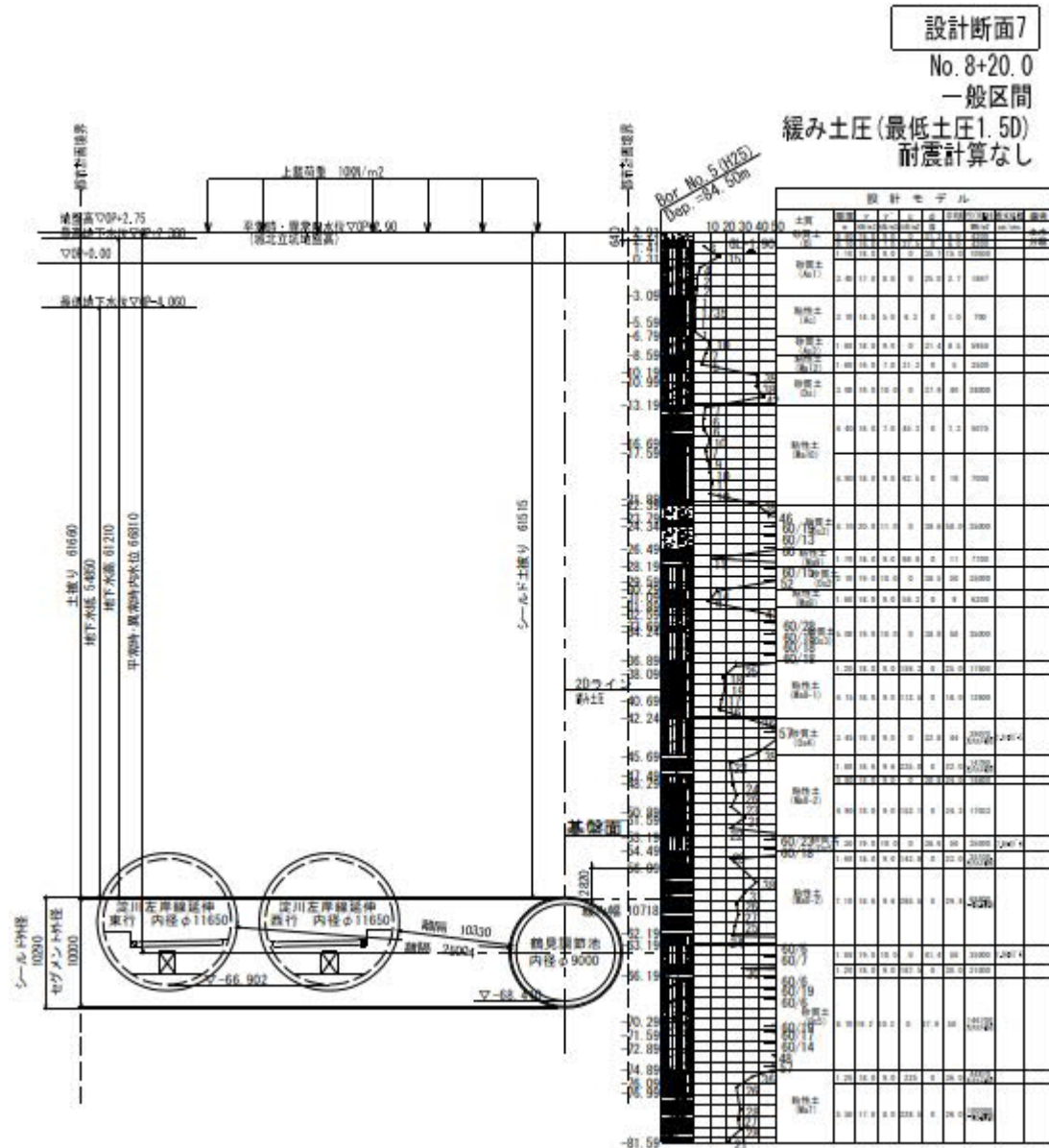


図 3-3 検討断面図

寝屋川北部地下河川鶴見調節池詳細設計資料より

表 3-3 に設計荷重（リングあたり）を示す。

表 3-3 一般緩み区間：設計断面 7 荷重値（リングあたり）

荷重 ケース 番号	建物 荷重	地下 水位	管内 状態	自重 (kN/m/R)			土 圧 (kN/m/R)			地 下 水 位 (kN/m/R)			内水圧(満水状態) (kN/m/R)	
				g	pe1	qe1	qe2	pw1	qw1	qw2	pi1	pi2		
①	無し	高	空水	25.2	254.70	114.62	189.70	1101.78	1106.28	1277.28				
②	無し	低	空水	25.2	254.70	114.62	189.70	987.30	991.80	1162.80				
③	無し	低	内水	25.2	254.70	114.62	189.70	987.30	991.80	1162.80	1117.08	1288.08		
④	無し	低	内水	25.2	175.50	15.55	90.64	987.30	991.80	1162.80	1117.08	1288.08		

図 3-4 に仕様決定ケースの断面力図を示す。

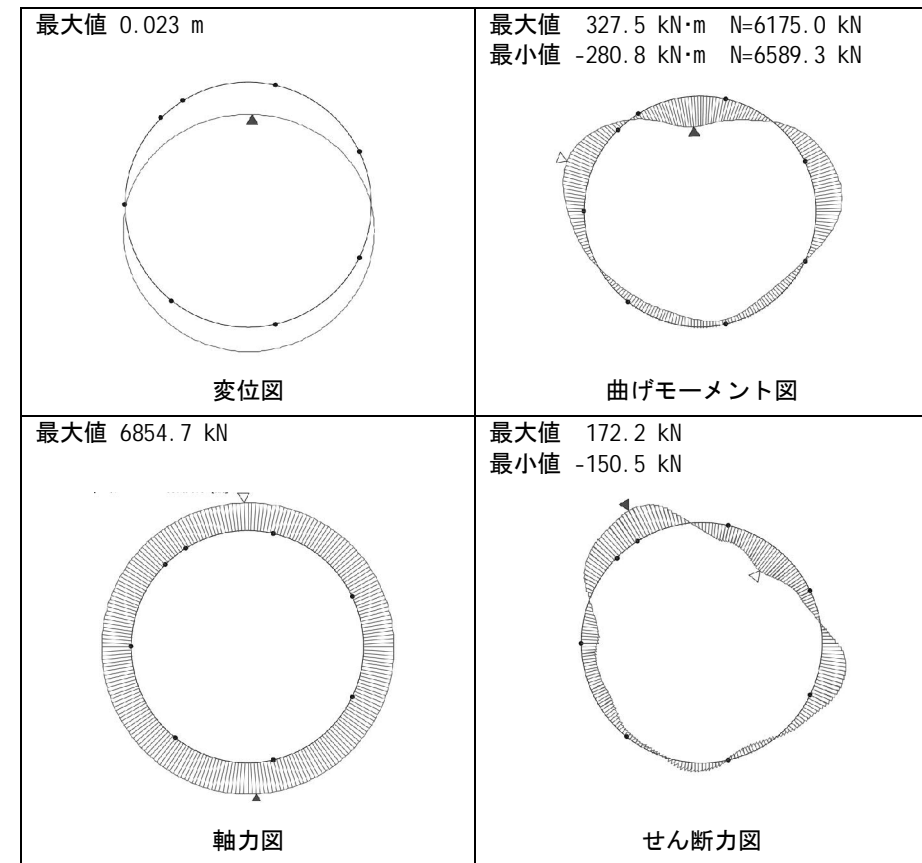


図 3-4 断面力図（荷重ケース①）

表 3-4 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-4 本体の応力度照査結果

荷重ケース		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	
正 曲 げ	断面力	M kN·m/R	327.5	327.5	432.8	495.0
		N kN/R	6,175.0	5,631.3	231.2	-211.0
	コンクリート	σ_c N/mm ²	6.7	6.3	3.5	3.6
	外側フランジ	σ_{sf} N/mm ²	-101.0	-95.1	-52.1	-54.4
	内側フランジ	σ_{sf} N/mm ²	-	-	72.4	95.9
負 曲 げ	断面力	M kN·m/R	-280.8	-280.8	-379.5	-422.7
		N kN/R	6,589.3	6,045.6	744.4	367.7
	コンクリート	σ_c N/mm ²	6.7	6.3	3.4	3.5
	外側フランジ	σ_{sf} N/mm ²	-	-	49.9	67.8
	内側フランジ	σ_{sf} N/mm ²	-99.9	-94.0	-50.8	-52.2
せん 断 許 容 応 力 度	本体部断面力	S kN/R	172.2	172.2	217.6	244.0
	ウェブ	τ_{sw} N/mm ²	10.7	10.7	13.5	15.2
	コンクリート	σ_{ca} N/mm ²	16.0			
	フランジ	σ_{sfa} N/mm ²	235.0			
	ウェブ	τ_{swa} N/mm ²	135.0			
判定			OK	OK	OK	OK

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

3.3 設計断面 5-1

図 3-5 に検討断面図を示す。

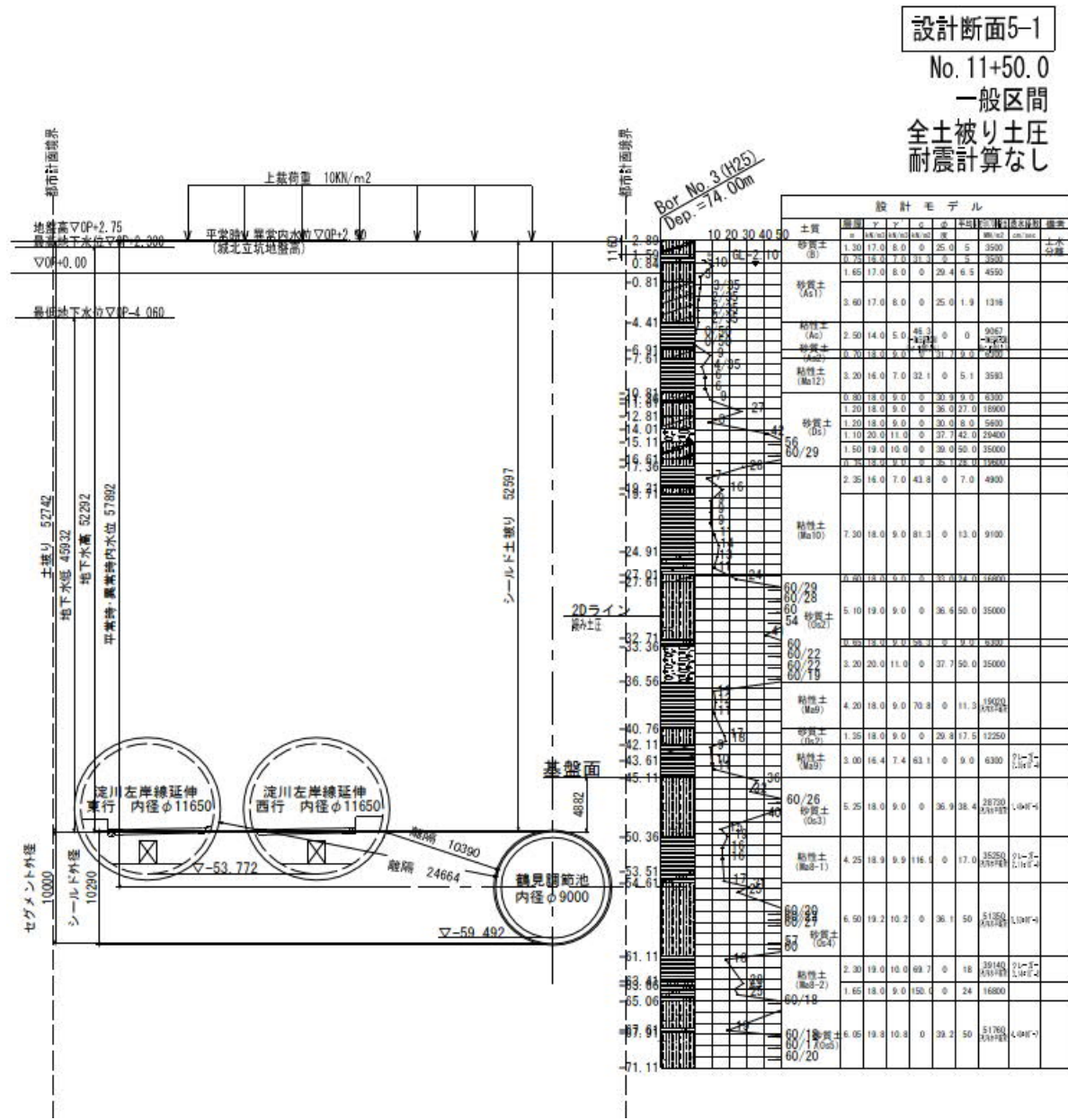


図 3-5 検討断面図

寝屋川北部地下河川鶴見調節池詳細設計資料より

表 3-5 に設計荷重（リングあたり）を示す。

表 3-5 一般全土区間：設計断面 5-1 荷重値（リング当たり）

荷重 ケース 番号	建物 荷重	地下 水位	管内 状態	自重 (kN/m/R)			土圧 (kN/m/R)			地下水位 (kN/m/R)			内水圧(満水状態) (kN/m/R)	
				g	pe1	qe1	qe2	pw1	qw1	qw2	pi1	pi2		
①	無し	高	空水	25.2	841.14	378.51	455.87	941.26	945.76	1116.76				
②	無し	低	空水	25.2	944.10	424.85	502.20	826.78	831.28	1002.28				
③	無し	低	内水	25.2	944.10	424.85	502.20	826.78	831.28	1002.28	956.56	1127.56		
④	無し	低	内水	25.2	175.50	22.68	100.04	826.78	831.28	1002.28	956.56	1127.56		

図 3-6 に仕様決定ケースの断面力図を示す。

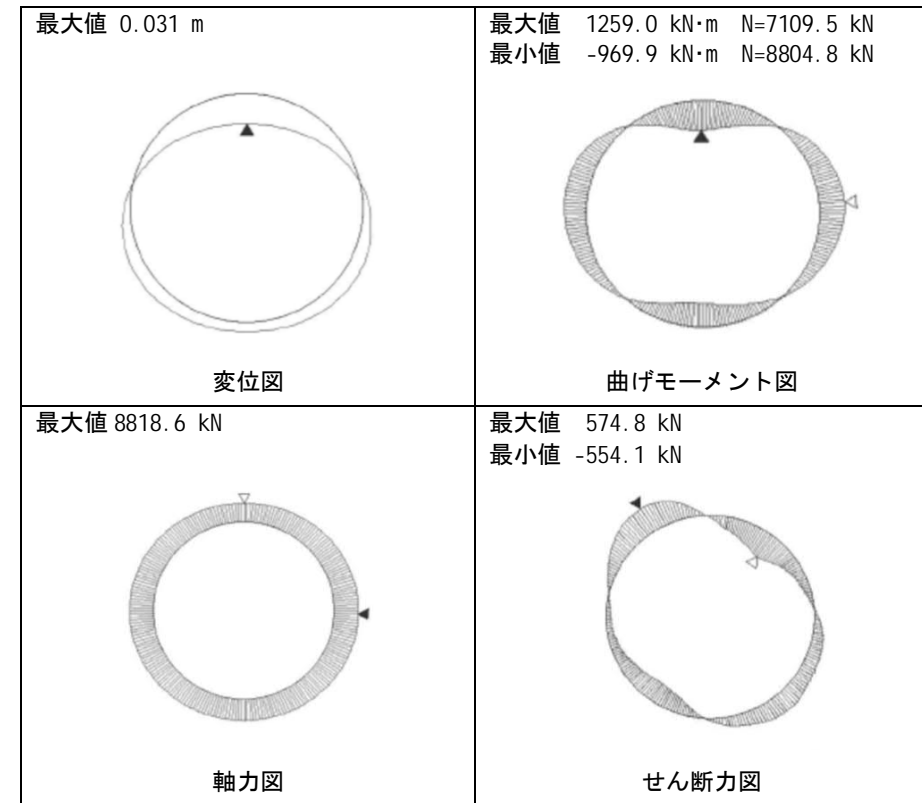


図 3-6 断面力図（荷重ケース②）

表 3-6 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-6 本体の応力度照査結果

荷重ケース		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	
正 曲 げ	断面力	M kN·m/R	1,129.5	1,259.0	1,383.1	545.3
		N kN/R	7,309.8	7,109.5	2,517.4	-158.4
	コンクリート	σ_c N/mm ²	12.3	13.1	11.3	3.7
	外側フランジ	σ_{sf} N/mm ²	-185.2	-196.8	-168.8	-54.9
	内側フランジ	σ_{sf} N/mm ²	35.2	54.6	161.0	90.6
負 曲 げ	断面力	M kN·m/R	-873.1	-969.9	-1,071.9	-532.7
		N kN/R	8,824.0	8,804.8	4,282.1	397.7
	コンクリート	σ_c N/mm ²	11.5	12.2	10.1	3.9
	外側フランジ	σ_{sf} N/mm ²	-	-	79.6	75.9
	内側フランジ	σ_{sf} N/mm ²	-174.0	-182.9	-150.8	-59.2
せん 断 許 容 応 力 度	本体部断面力	S kN/R	519.2	574.8	747.2	381.5
	ウェブ	τ_{sw} N/mm ²	32.9	36.5	47.4	24.2
	コンクリート	σ_{ca} N/mm ²	16.0			
	フランジ	σ_{sfa} N/mm ²	235.0			
	ウェブ	τ_{swa} N/mm ²	135.0			
判定		OK	OK	OK	OK	

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

3.4 設計断面 2-1

図 3-6 に検討断面図を示す。

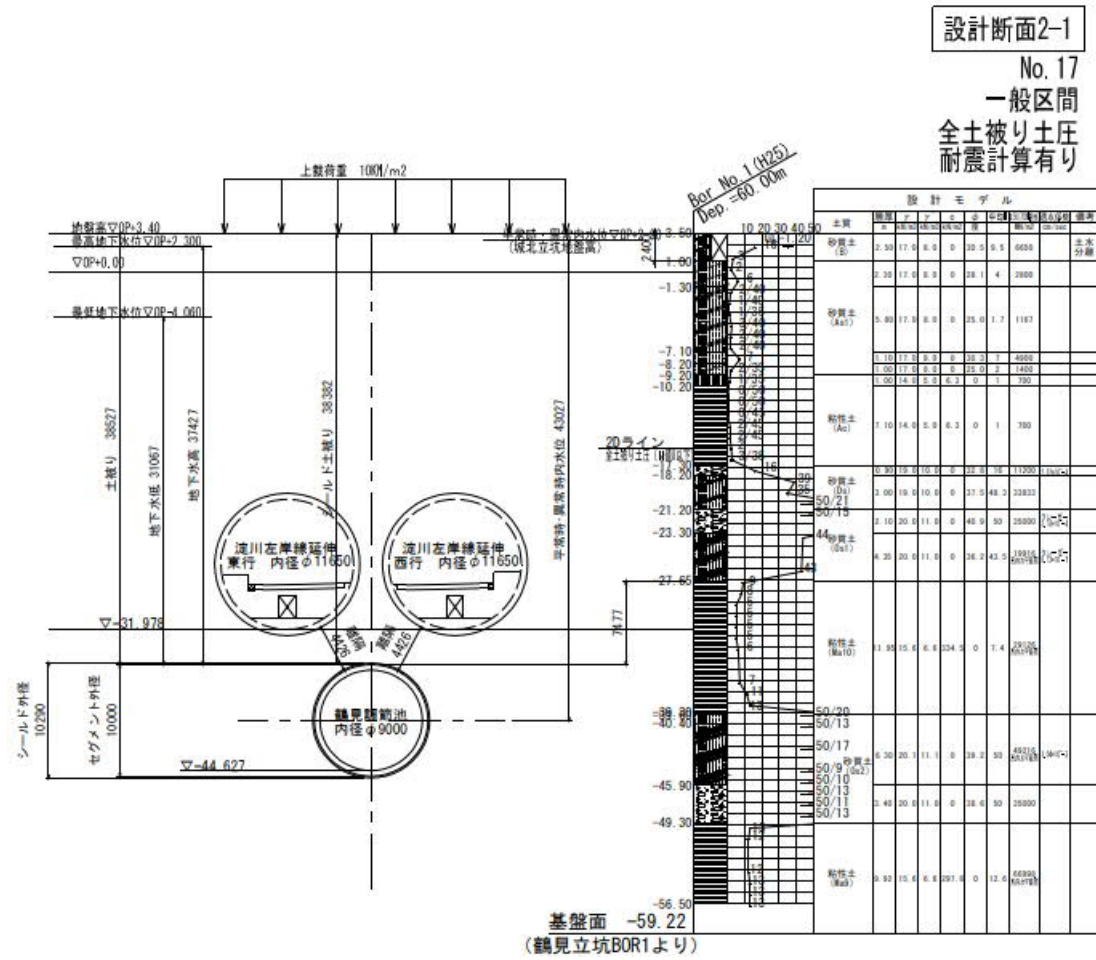


図 3-6 検討断面図

寝屋川北部地下河川鶴見調節池詳細設計資料より

表 3-6 に設計荷重（リングあたり）を示す。

表 3-6 一般全土区間：設計断面 2-1 荷重値（リングあたり）

荷重 ケース 番号	建物 荷重	地下 水位	管内 状態	自重 (kN/m/R)			土圧 (kN/m/R)			地下水位 (kN/m/R)			内水圧(満水状態) (kN/m/R)	
				g	pe1	qe1	qe2	pw1	qw1	qw2	pi1	pi2		
①	無し	高	空水	12.6	289.89	130.45	165.48	336.84	339.09	424.59				
②	無し	低	空水	12.6	341.46	153.66	188.65	279.60	281.85	367.35				
③	無し	低	内水	12.6	341.46	153.66	188.65	279.60	281.85	367.35	344.49	429.99		
④	無し	低	内水	12.6	87.75	9.40	44.39	279.60	281.85	367.35	344.49	429.99		

図 3-7 に仕様決定ケースの断面力図を示す。

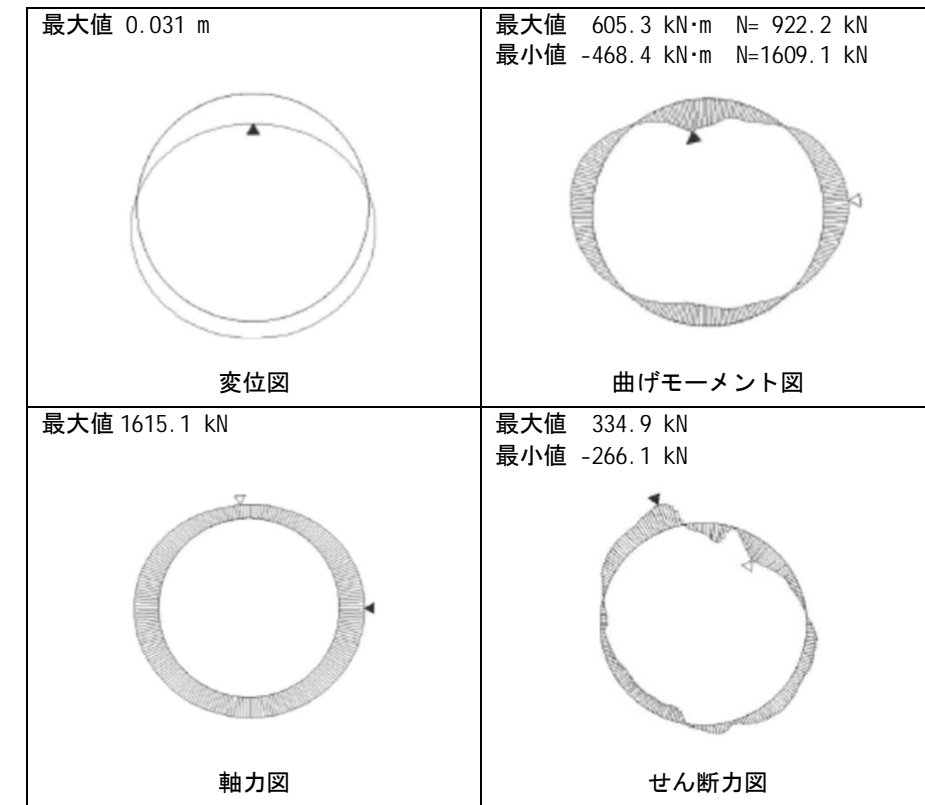


図 3-7 断面力図（荷重ケース③）

表 3-7 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-7 本体の応力度照査結果

荷重ケース		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4		
正 曲 げ	断面力	M	kN·m/R	534.5	490.3	605.3	346.4
		N	kN/R	2,502.5	2,471.7	922.2	20.2
	コンクリート	σ_c	N/mm ²	5.3	4.9	4.8	2.4
	外側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	-78.9	-74.0	-72.2	-36.2
	内側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	31.7	26.0	74.5	54.6
負 曲 げ	断面力	M	kN·m/R	-462.5	-399.2	-468.4	-291.7
		N	kN/R	3,215.1	3,105.9	1,609.1	323.5
	コンクリート	σ_c	N/mm ²	5.2	4.7	4.2	2.2
	外側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	11.2	5.5	38.8	39.1
	内側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	-77.4	-70.0	-63.7	-33.5
せん 断	本体部断面力	S	kN/R	268.9	231.2	334.9	260.2
	ウェブ	τ_{sw}	N/mm ²	17.0	14.7	21.2	16.5
許 容 応 力 度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	16.0			
	フランジ	σ_{sfa}	N/mm ²	235.0			
	ウェブ	τ_{swa}	N/mm ²	135.0			
判定				OK	OK	OK	OK

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

(2) 淀川左岸線延伸部の影響検討

本検討は、淀川左岸線延伸部の施工による本工事のセグメントへの影響を確認する。なお、応力増分率が最大となる③-③断面を用いて、施工者により発注時設計成果の影響検討結果の検証を実施した。

両解析の比較においては、解析ソフトの違いや作成メッシュの形状などの影響を受けるため、併設施工の影響度を示す応力増分率は、施工者による解析の方が僅かに小さい結果となった(表 2-4)。しかし、最大応力増分率の差は7%程度でありセグメント全周に渡る応力変化のモードも一致していることから(図 2-5)、両解析は概ね等しいものと判断し、発注時設計成果を用いてセグメントの設計を行った。

1. 設計条件

1.1 検討断面

図 1-1 に淀川左岸線延伸部の影響検討位置を示す。

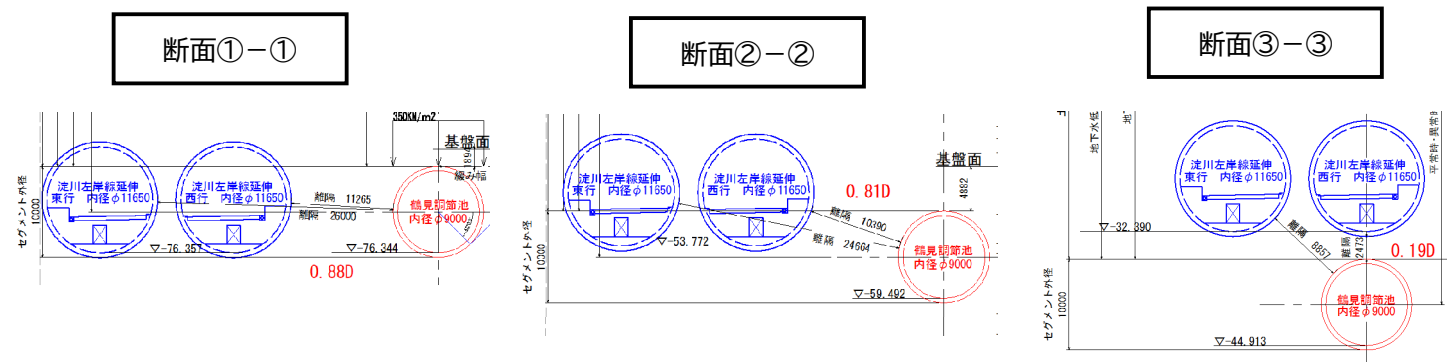
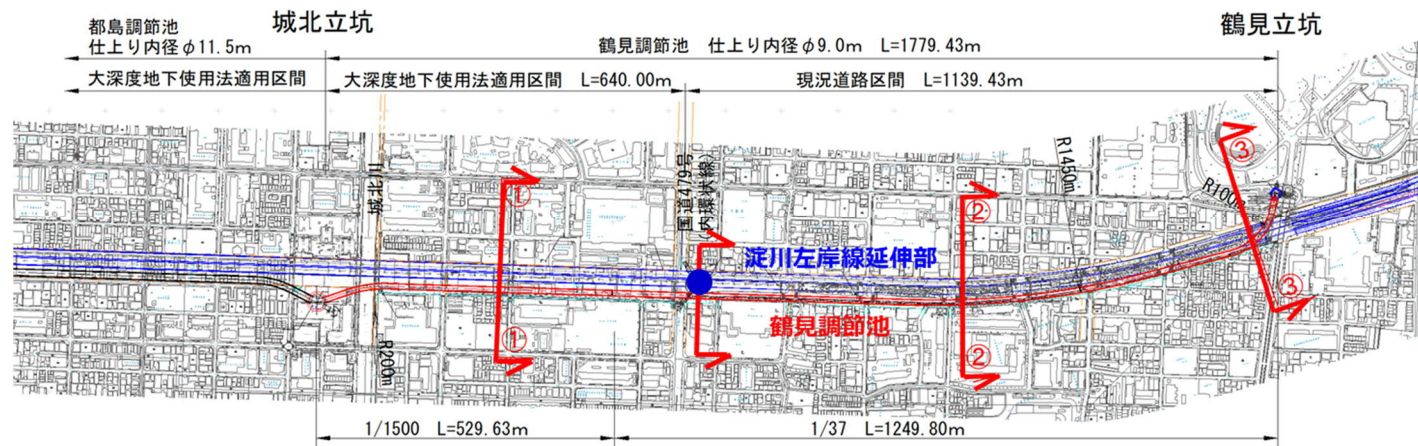


図 1-1 淀川左岸線延伸部の影響検討位置

1.2 検討方法

淀川左岸線延伸部の施工による本工事のセグメント構造への影響検討は、「シールドトンネル設計マニュアル 平成23年2月(阪神高速道路株式会社)」(以下阪高マニュアル)の考え方に基づき FEM 解析を実施する。なお、淀川左岸線延伸部の施工による本工事のセグメント構造への反映させる方法は、FEM 解析結果により増分地中応力を抽出し、はりばねモデルに作用させる。

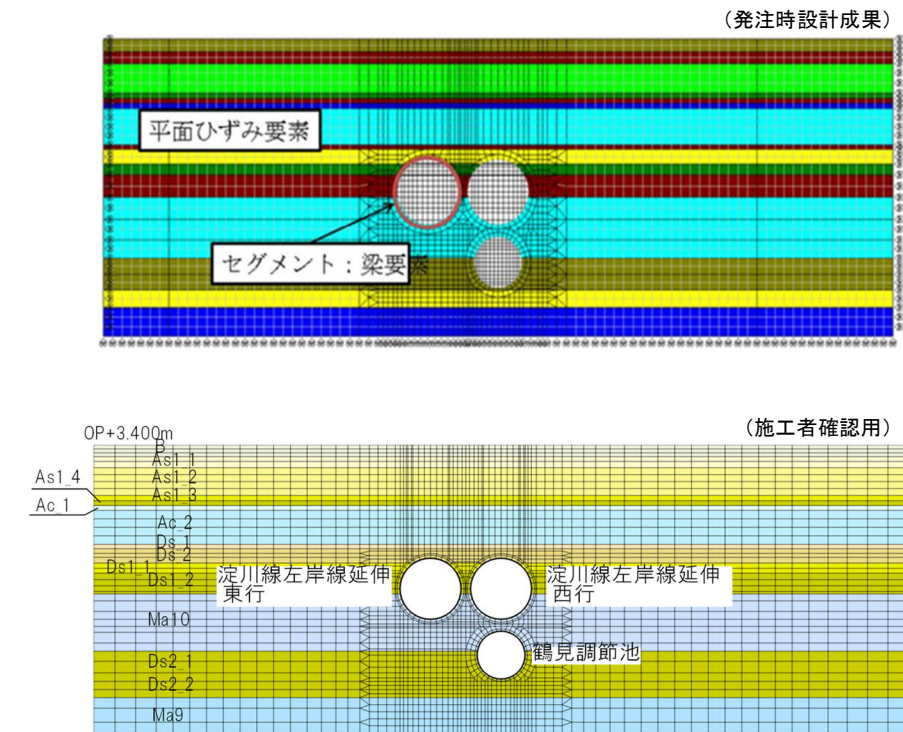


図 1-2 解析モデル図(断面③-③)

2. FEM 解析

2.1 解析ステップ

図 2-1 に施工過程を考慮した FEM 解析ステップを示す。なお、本検討は、検討結果が一番厳しい条件となる①鶴見調節池⇒②淀川左岸線延伸西行⇒③淀川左岸線延伸東行の施工順により検討を行う。

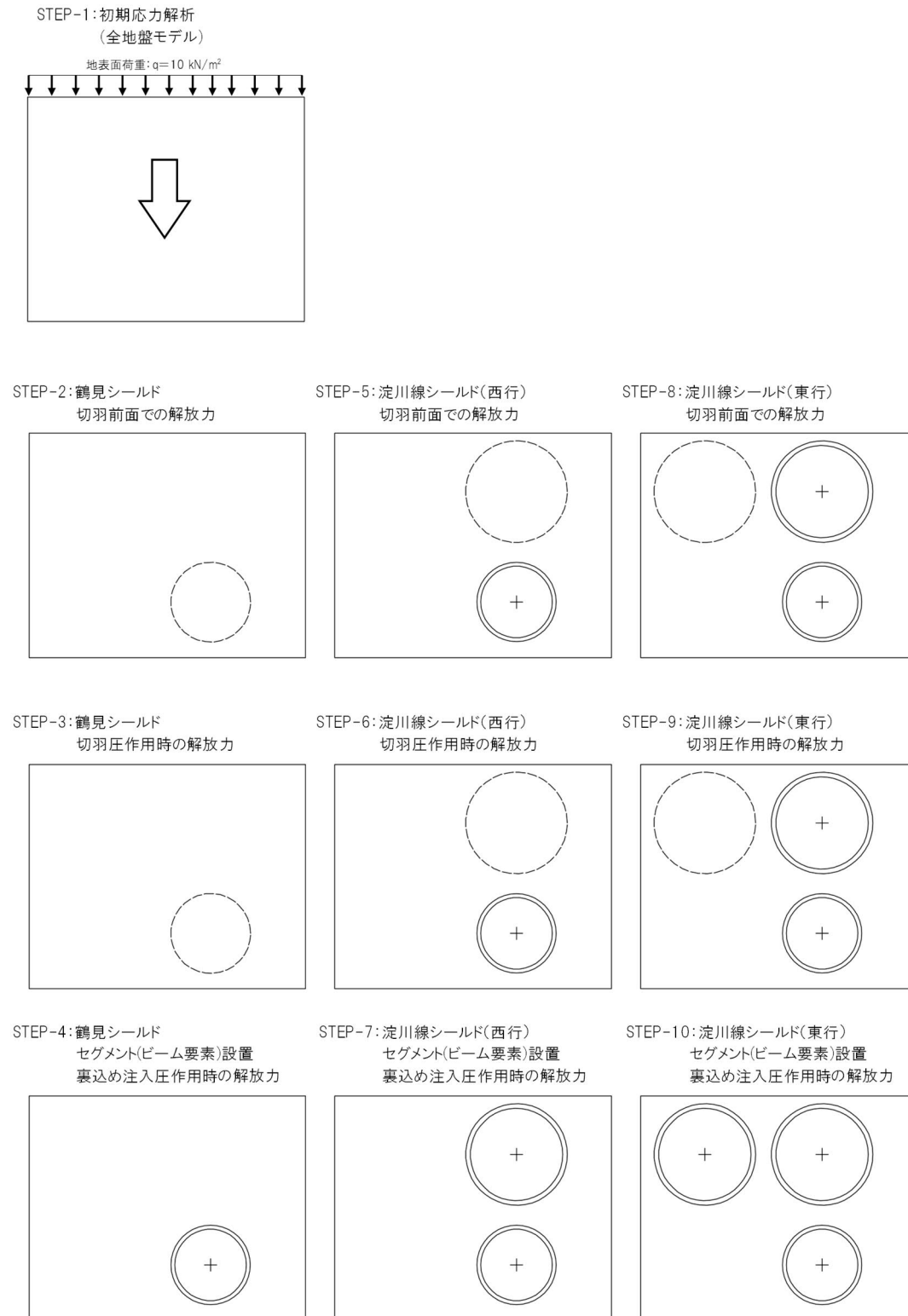


図 2-1 解析ステップ

2.2 応力解放率の設定方法

施工過程を考慮した応力解放率を阪高マニュアルに基づき以下の通り設定する。

【切羽前面解放力】

$$\Delta\sigma_1 = 0.0756 \cdot D \cdot P$$

D : シールドトンネル外径

P : 切羽圧と土水圧の差分 (50kN)

【切羽圧作用時解放力】

$$\Delta\sigma_2 = (P_0 - \Delta\sigma_1 - \sigma_e) \times 0.45$$

P_0 : 有効土圧 ($P_0 = \sigma$: 初期鉛直地中応力)

$\Delta\sigma_1$: 切羽前面での応力解放力

σ_e : シールド中心位置における静止土圧

【裏注圧作用時の解放力】

$$\Delta\sigma_3 = \sigma - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2$$

$$\Delta\sigma_3 = \text{裏注圧} = \text{切羽圧}$$

σ : シールド中心位置における初期鉛直地中応力

【応力解放率】

$$\alpha = \Delta\sigma / \sigma$$

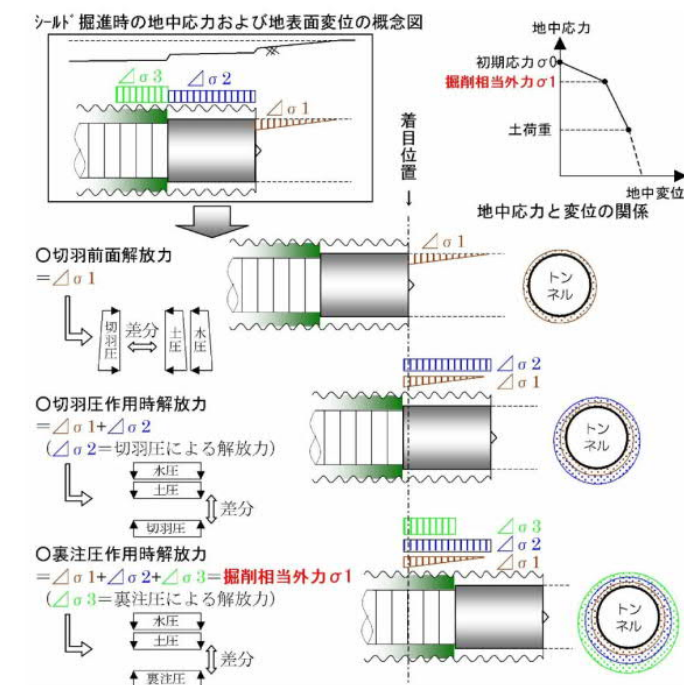


図 2-2 シールド掘進時の地中応力概念図

2.3 応力解放率

2.2 応力解放率の設定方法に基づき設定した応力解放率を表 2-1 に示す。

表 2-1 応力解放率の設定値

断面	①-①	②-②	③-③
鶴見調節池	12%	13%	12%
淀川左岸線	13%	13%	13%

2.4 応力増分率の算定結果

FEM 解析により算出した淀川左岸線の施工による応力増分を表 2-2～表 2-4 に示す。

表 2-2 FEM 解析結果 (断面①-①)

位置	stepk04(KN)			stepk10(KN)			StepK10-StepK04(KN)			
	応力 σ_x	応力 σ_y	応力 τ_{xy}	応力 σ_x	応力 σ_y	応力 τ_{xy}	$\Delta k\sigma_x$	$\Delta k\sigma_y$	$\Delta k\tau_{xy}$	応力増分率
0°	477.7	1076.2	-37.9	479.7	1077.7	-38.3	2.1	1.5	-0.4	0.19%
10°	508.6	1113.3	-74.4	511.6	1113.0	-72.6	3.0	-0.3	1.8	0.08%
20°	556.7	1170.3	-107.6	561.4	1167.6	-104.8	4.7	-2.7	2.8	-0.03%
30°	594.3	1246.0	-136.9	598.8	1239.4	-135.5	4.5	-6.6	1.3	-0.29%
40°	608.1	1337.8	-151.7	607.5	1324.6	-154.9	-0.6	-13.2	-3.2	-0.83%
50°	602.7	1433.5	-141.4	590.1	1411.7	-151.7	-12.6	-21.8	-10.2	-1.61%
60°	599.4	1521.5	-100.8	565.6	1490.2	-120.9	-33.8	-31.3	-20.0	-2.53%
70°	611.5	1578.3	-63.2	557.5	1531.2	-91.2	-54.1	-47.1	-28.0	-3.73%
80°	639.1	1527.9	-23.0	623.3	1518.9	-31.5	-15.8	-9.0	-8.4	-0.87%
90°	621.4	1521.6	36.1	610.0	1518.4	27.4	-11.4	-3.2	-8.6	-0.44%
100°	634.3	1493.1	81.6	624.5	1494.7	73.9	-9.8	1.6	-7.7	-0.14%
110°	657.6	1440.0	110.6	649.4	1445.0	104.9	-8.2	5.0	-5.7	0.07%
120°	680.7	1373.5	119.1	674.8	1379.7	115.7	-5.9	6.2	-3.3	0.19%
130°	694.5	1307.2	107.7	691.5	1312.3	106.0	-3.0	5.1	-1.7	0.21%
140°	697.7	1252.1	82.8	697.5	1254.1	81.3	-0.3	2.0	-1.5	0.11%
150°	689.9	1214.3	53.7	690.9	1212.0	50.6	1.0	-2.3	-3.1	-0.11%
160°	678.1	1193.9	27.2	678.0	1187.3	21.1	-0.1	-6.6	-6.2	-0.42%
170°	669.5	1187.3	6.1	665.3	1176.8	-3.5	-4.2	-10.5	-9.6	-0.82%
180°	669.7	1190.6	-11.6	659.0	1177.3	-24.0	-10.7	-13.3	-12.4	-1.23%
190°	679.3	1202.3	-30.0	661.2	1187.1	-43.6	-18.1	-15.2	-13.5	-1.60%
200°	694.8	1224.5	-52.4	670.3	1207.8	-65.3	-24.5	-16.7	-12.9	-1.89%
210°	708.6	1259.8	-78.6	680.3	1242.1	-89.6	-28.3	-17.7	-11.1	-2.02%
220°	713.0	1309.9	-103.7	684.4	1291.9	-112.6	-28.6	-18.0	-8.8	-1.97%
230°	703.1	1370.3	-119.9	677.8	1353.4	-126.9	-25.3	-16.9	-7.0	-1.72%
240°	681.4	1434.5	-118.6	662.1	1420.9	-124.0	-19.3	-13.6	-5.4	-1.29%
250°	653.3	1489.3	-96.5	641.0	1480.3	-100.5	-12.3	-9.0	-4.0	-0.81%
260°	629.0	1521.6	-55.1	622.6	1516.9	-57.3	-6.3	-4.7	-2.3	-0.41%
270°	625.4	1528.2	3.0	622.3	1525.8	2.7	-3.1	-2.4	-0.3	-0.21%
280°	639.0	1529.5	23.3	636.0	1526.9	24.0	-3.0	-2.6	0.6	-0.21%
290°	609.4	1578.6	62.6	607.1	1570.4	68.5	-2.3	-8.2	5.9	-0.50%
300°	593.7	1483.5	119.7	594.2	1476.9	123.2	0.6	-6.6	3.5	-0.37%
310°	594.0	1379.8	143.2	596.0	1376.6	144.0	2.0	-3.2	0.8	-0.14%
320°	584.8	1272.4	136.7	588.7	1273.4	135.1	3.9	1.0	-1.6	0.18%
330°	556.2	1174.7	105.6	561.3	1178.5	102.6	5.0	3.8	-3.0	0.43%
340°	515.2	1102.5	58.2	519.6	1106.7	54.9	4.4	4.2	-3.3	0.47%
350°	481.8	1069.2	6.8	484.7	1072.2	4.5	2.9	3.0	-2.3	0.33%
							5.0	6.2	5.9	0.47%
							-54.1	-47.1	-28.0	-3.73%

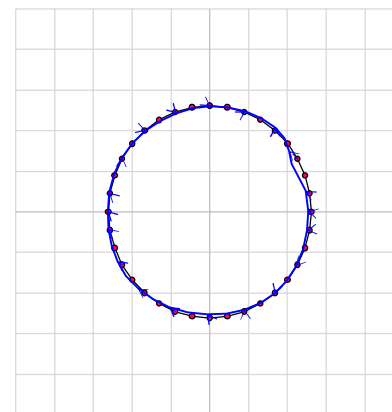


図 2-3 応力ベクトル図

表 2-3 FEM 解析結果 (断面②-②)

位置	stepk04			stepk10			StepK10-StepK04			
	応力 σ_x	応力 σ_y	応力 τ_{xy}	応力 σ_x	応力 σ_y	応力 τ_{xy}	$\Delta k\sigma_x$	$\Delta k\sigma_y$	$\Delta k\tau_{xy}$	応力増分率
0°	387.8	821.5	-12.8	390.0	828.7	-17.4	2.2	7.2	-4.6	0.82%
10°	401.6	840.7	-34.8	401.5	846.1	-38.4	-0.1	5.5	-3.6	0.52%
20°	401.3	856.3	-51.4	399.6	859.8	-53.9	-1.8	3.5	-2.5	0.25%
30°	520.2	925.4	-82.8	517.8	926.2	-84.5	-2.4	0.8	-1.7	-0.04%
40°	520.8	993.7	-98.1	517.8	991.3	-99.9	-3.0	-2.5	-1.8	-0.32%
50°	516.1	1071.4	-100.0	512.6	1065.7	-103.0	-3.5	-5.7	-3.0	-0.56%
60°	502.7	1141.7	-86.2	498.8	1134.7	-91.1	-3.9	-7.0	-4.9	-0.64%
70°	488.7	1199.7	-50.9	484.0	1193.0	-58.2	-4.7	-6.7	-7.3	-0.61%
80°	484.1	1229.4	-0.9	479.3	1225.3	-9.9	-4.8	-4.1	-9.1	-0.42%
90°	404.4	1253.3	53.8	393.5	1253.1	39.8	-11.0	-0.2	-14.0	-0.27%
100°	436.1	1226.1	95.3	418.7	1230.7	82.4	-17.4	4.6	-12.9	-0.10%
110°	463.4	1169.3	122.6	442.5	1178.9	112.9	-20.8	9.6	-9.7	0.12%
120°	488.1	1101.5	127.8	466.3	1114.5	122.9	-21.8	13.0	-5.0	0.27%
130°	501.2	1035.7	112.5	481.0	1049.4	112.8	-20.2	13.7	0.3	0.33%
140°	500.4	980.7	83.4	484.0	992.4	87.9	-16.4	11.7	4.5	0.28%
150°	487.1	942.6	50.6	475.7	949.8	57.0	-11.5	7.2	6.4	0.11%
160°	469.6	921.9	21.5	462.3	923.2	27.2	-7.3	1.3	5.7	-0.21%
170°	456.6	915.1	0.4	451.2	910.8	3.0	-5.4	-4.2	2.6	-0.61%
180°	454.5	918.3	-13.9	447.8	909.6	-15.6	-6.6	-8.7	-1.7	-1.05%
190°	467.1	931.9	-29.0	456.0	920.2	-34.7	-11.1	-11.6	-5.7	-1.47%
200°	489.9	954.0	-50.2	472.4	941.3	-58.6	-17.5	-12.7	-8.4	-1.80%
210°	511.2	987.5	-78.5	486.9	975.5	-87.7	-24.3	-12.0	-9.2	-1.95%
220°	521.1	1035.8	-108.0	491.3	1025.6	-115.3	-29.8	-10.2	-7.3	-1.92%
230°	513.2	1095.2	-129.1	480.8	1087.8	-132.3	-32.4	-7.4	-3.2	-1.67%
240°	491.0	1160.5	-132.6	459.3	1155.4	-130.2	-31.7	-5.1	2.4	-1.33%
250°	460.9	1219.6	-115.1	433.0	1215.1	-107.2	-27.9	-4.5	7.9	-1.06%
260°	430.4	1258.0	-80.9	409.6	1252.2	-69.3	-20.7	-5.8	11.6	-0.91%
270°	394.2	1269.7	-50.6	382.5	1262.2	-37.8	-11.7	-7.5	12.8	-0.80%
280°	486.2	1216.0	30.7	481.0	1208.3	38.7	-5.2	-7.7	8.0	-0.69%
290°	491.9	1161.9	71.0	490.2	1154.9	76.3	-1.8	-7.0	5.3	-0.57%
300°	501.9	1090.7	92.9	504.1	1086.8	95.0	2.2	-3.9	2.0	-0.22%
310°	509.8	1014.6	95.8	515.6	1015.5	95.1	5.8	0.9	-0.7	0.30%
320°	517.5	948.7	88.4	525.3	953.2	85.6	7.9	4.5	-2.8	0.71%
330°	519.8	925.2	82.6	529.0	931.7	79.4	9.1	6.5	-3.2	0.95%
340°	402.7	843.5	34.3	409.0	851.5	29.5	6.3	8.1	-4.8	1.07%
350°	388.6	821.4	9.2	393.2	829.7	4.1	4.6	8.3	-5.0	1.04%
							9.1	13.7	12.8	1.07%
							-32.4	-12.7	-14.0	-1.95%

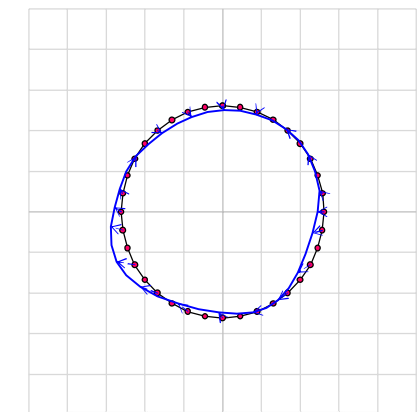


図 2-4 応力ベクトル図

表 2-4 FEM 解析結果 (断面③-③)

位置	stepk04			stepk10			StepK10-StepK04			検証値		差分
	応力 σ_x	応力 σ_y	応力 τ_{xy}	応力 σ_x	応力 σ_y	応力 τ_{xy}	$\Delta k\sigma_x$	$\Delta k\sigma_y$	$\Delta k\tau_{xy}$	応力増分率	応力増分率	
0°	324.6	583.6	-6.4	193.0	271.8	3.4	-131.6	-311.8	9.8	-50.08%	-44.73%	-5.36%
10°	329.9	593.4	-17.7	238.1	316.5	4.2	-91.8	-276.8	21.9	-41.66%	-40.61%	-1.05%
20°	338.1	614.0	-30.3	307.1	398.2	-6.4	-31.1	-215.8	23.8	-28.26%	-31.63%	3.37%
30°	346.0	645.0	-42.8	368.7	498.9	-27.5	22.6	-146.1	15.3	-15.25%	-21.08%	5.83%
40°	350.2	685.9	-52.1	399.9	600.9	-48.7	49.7	-84.9	3.4	-6.27%	-12.19%	5.92%
50°	348.5	733.4	-54.2	400.0	696.2	-57.1	51.5	-37.1	-2.9	-1.11%	-5.95%	4.85%
60°	342.6	781.0	-46.0	380.2	774.4	-46.0	37.7	-6.6	0.0	1.16%	-2.20%	3.36%
70°	334.9	823.4	-21.8	352.9	828.2	-11.3	18.1	4.8	10.5	1.28%	-0.70%	1.98%
80°	342.4	837.7	-8.6	349.6	844.1	9.6	7.2	6.5	18.2	0.96%	-0.67%	1.63%
90°	265.3	876.8	42.9	277.3	860.3	95.7	12.0	-16.5	52.9	-1.32%	-1.42%	0.10%
100°	284.5	857.3	72.2	304.0	811.1	132.4	19.4	-46.2	60.1	-4.11%	-3.46%	-0.64%
110°	305.7	819.5	88.4	329.3	737.6	146.3	23.6	-81.9	57.9	-7.65%	-6.57%	-1.08%
120°	323.7	774.4	88.4	346.0	657.5	135.6	22.3	-117.0	47.2	-11.49%	-9.95%	-1.53%
130°	332.1	731.3	74.1	345.5	585.5	105.1	13.4	-145.8	31.0	-15.35%	-13.32%	-2.04%
140°	330.3	697.0	51.3	327.7	531.9	65.7	-2.6	-165.1	14.5	-19.00%	-16.53%	-2.47%
150°	321.5	676.4	27.3	297.5	501.4	29.9	-24.0	-175.1	2.7	-22.16%	-19.44%	-2.72%
160°	310.3	666.0	8.3	264.6	486.3	6.5	-45.8	-179.6	-1.7	-24.64%	-21.73%	-2.91%
170°	299.8	660.2	-2.4	240.4	480.2	2.2	-59.5	-180.1	4.6	-25.95%	-23.12%	-2.82%
180°	299.0	663.1	-7.6	245.2	483.2	8.1	-53.8	-180.0	15.7	-25.51%	-23.58%	-1.93%
190°	308.2	670.9	-14.9	278.6	489.6	6.9	-29.6	-181.3	21.9	-23.70%	-23.06%	-0.64%
200°	322.7	686.2	-27.5	324.0	507.8	-10.6	1.3	-178.4	16.9	-20.56%	-21.40%	0.84%
210°	337.0	705.4	-47.7	369.5	537.1	-45.5	32.4	-168.3	2.2	-16.61%	-18.56%	1.95%
220°	345.5	733.7	-70.2	401.5	589.0	-88.0	56.0	-144.8	-17.8	-12.11%	-14.98%	2.87%
230°	341.8	772.6	-88.1	408.4	663.8	-124.0	66.7	-108.8	-35.9	-7.74%	-11.19%	3.45%
240°	326.0	815.3	-94.6	390.3	748.0	-139.2	64.3	-67.3	-44.6	-3.91%	-7.52%	3.61%
250°	303.4	853.7	-85.7	356.2	823.7	-125.8	52.9	-30.0	-40.1	-0.95%	-4.31%	3.36%
260°	279.9	877.7	-62.6	317.5	870.0	-85.9	37.6	-7.7	-23.3	0.53%	-2.15%	2.68%
270°	251.9	878.3	-37.8	275.6	873.5	-38.3	23.7	-4.8	-0.5	0.24%	-1.74%	1.99%
280°	342.5	838.0	8.6	342.9	813.9	23.1	0.4	-24.1	14.5	-2.44%	-3.40%	0.95%
290°	335.5	791.2	38.1	329.4	736.5	63.5	-6.1	-54.7	25.4	-6.12%	-6.33%	0.21%
300°	341.5	744.3	50.0	337.1	655.1	75.8	-4.4	-89.2	25.8	-10.04%	-9.87%	-0.17%
310°	344.9	695.4	51.2	339.5	567.3	68.1	-5.5	-128.1	16.9	-14.83%	-14.13%	-0.71%
320°	343.3	651.4	43.7	324.9	479.3	46.1	-18.4	-172.1	2.4	-21.36%	-19.74%	-1.62%
330°	337.6	617.3	31.2	287.6	394.4	20.3	-50.1	-222.8	-10.9	-30.62%	-27.24%	-3.38%
340°	330.6	595.1	17.6	234.8	319.4	3.5	-95.8	-275.6	-14.1	-41.76%	-35.97%	-5.79%
350°	325.0	583.7	5.2	193.3	272.5	-0.1	-131.6	-311.2	-5.3	-49.98%	-42.85%	-7.13%
							66.7	6.5	60.1	1.28%	-0.67%	
							-131.6	-311.8	-44.6	-50.08%	-44.73%	※1

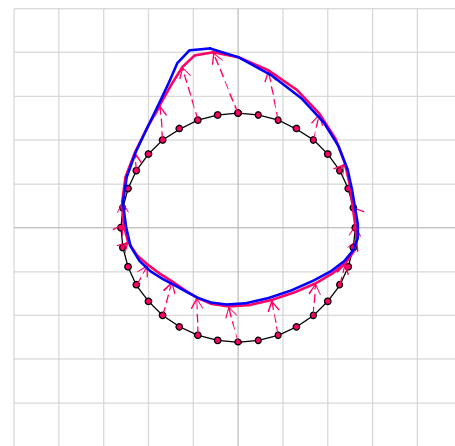


図 2-5 応力ベクトル図 ※2

以下の理由により発注者設計成果の解析と施工者による解析は、概ね等しく、発注時設計成果を用いてセグメントの設計を行ってよいと判断した。
 ※1 より、最大応力増加率の差は、50.08%→44.73%≒5%となり、施工者による解析値のほうが僅かに小さい
 ※2 より、セグメント全周にわたる応力変化のモードが一致

3. 淀川左岸線延伸による併設影響検討結果

3.1 検討断面

淀川左岸線延伸部の施工による本工事のセグメント構造への影響検討を行う。なお、本検討は淀川左岸線延伸部から離隔が最小となり、本工事のセグメントへの影響が最大となる断面③-③（設計断面 2-2）により確認する。

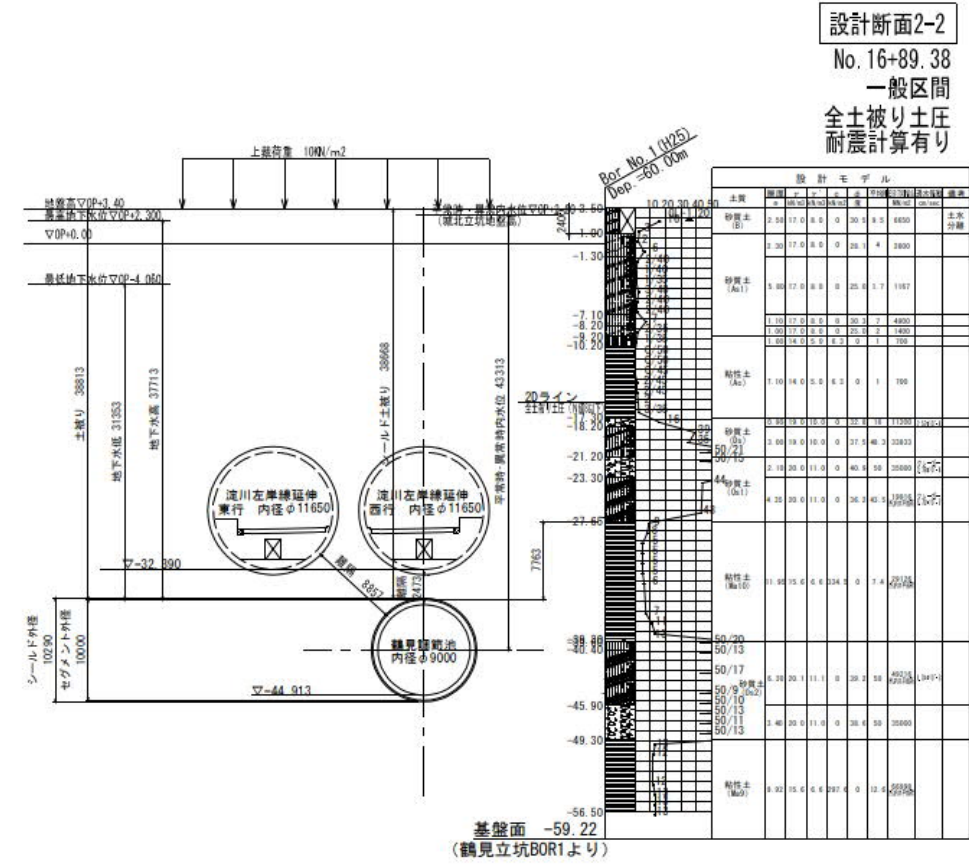


図 3-1 検討断面

寝屋川北部地下河川鶴見調節池詳細設計資料より

3.2 作用荷重

各解析段階の作用荷重図に加えて淀川左岸線延伸部の併設影響として FEM 解析結果による増分地中応力を作用させる。なお、本工事に使用する設計荷重は『地下河川（シールドトンネル）内水圧が作用するトンネル覆工構造の手引き：平成 11 年 3 月（財）先端建設技術センター』に基づき表 3-1 に示す荷重の組み合わせに基づき設定する。

表 3-1 荷重の組み合わせ

ケース	管内の状態	土圧		地下水位		内水圧	自重	地盤反力
		大	小	最高	最低			
1	空水の状態	○		○			○	○
2	空水の状態	○			○		○	○
3	満水の状態	○			○	○	○	○
4	満水の状態		○		○	○	○	○

4. 検討結果

4.1 断面力の算定結果

図 4-1 に単設の検討結果を図 4-2 に併設の検討結果を示す。

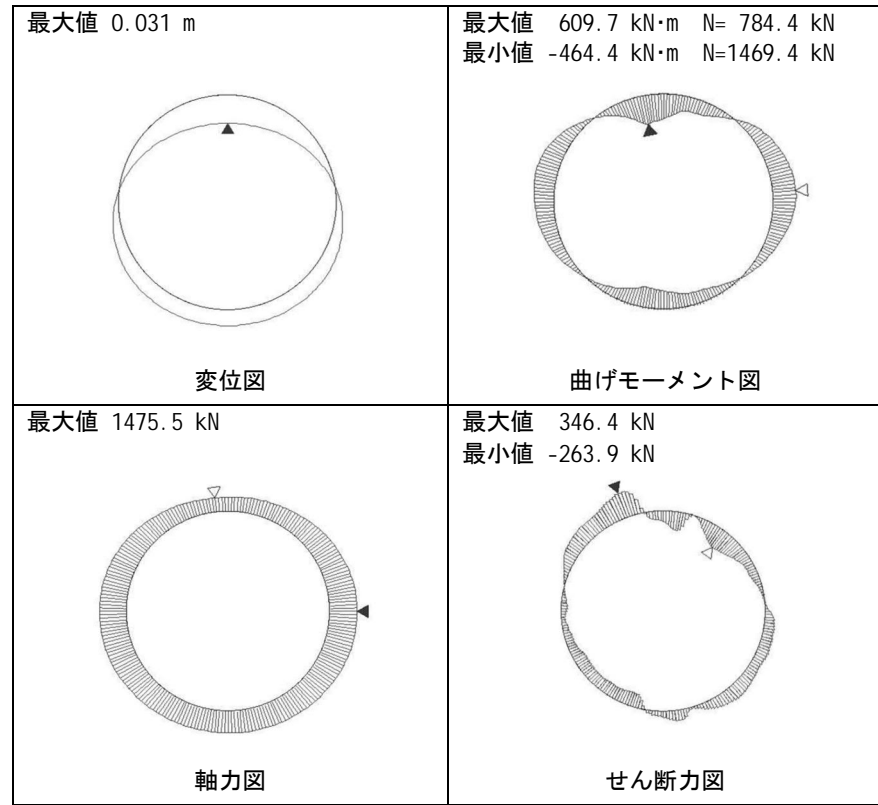


図 4-1 断面力図 (荷重ケース③) 【単設】

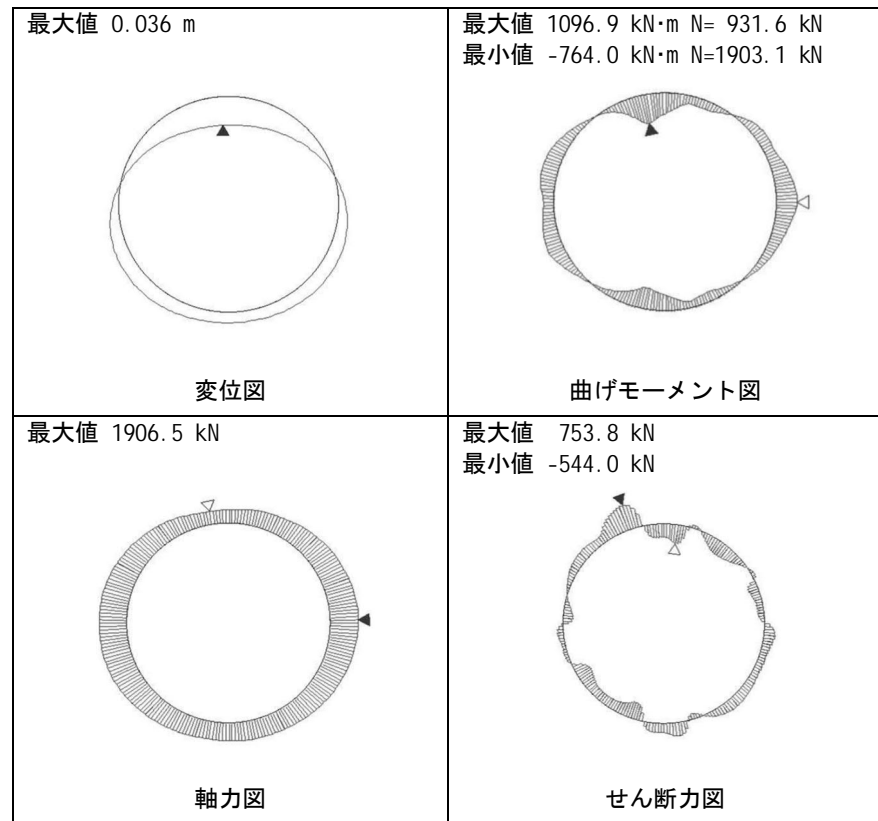


図 4-2 断面力図 (荷重ケース③) 【単設+併設】

4.2 本体の応力度照査結果

表 4-1 に本体の応力度照査結果を示す。

表 4-1 本体の応力度照査結果

荷重ケース			CASE1		CASE2		CASE3		CASE4		
			単設	単設+併設	単設	単設+併設	単設	単設+併設	単設	単設+併設	
正 曲 げ	断面力	M	kN·m/R	469.9	774.8	487.4	845.9	609.7	1,096.9	359.8	843.7
		N	kN/R	2,623.6	2,796.5	2,489.4	2,658.9	784.4	931.6	-113.6	38.6
	コンクリート	σ_c	N/mm ²	4.9	7.1	4.9	7.6	4.8	8.2	2.4	5.9
	外側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	-73.2	-107.1	-73.8	-113.4	-71.3	-123.5	-36.1	-88.0
	内側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	20.8	61.2	25.4	74.6	78.3	152.1	60.0	133.2
負 曲 げ	断面力	M	kN·m/R	-411.9	-605.8	-378.5	-611.8	-464.4	-817.4	-311.0	-628.9
		N	kN/R	3,240.6	3,703.2	3,108.1	3,591.7	1,469.4	1,968.4	189.3	664.5
	コンクリート	σ_c	N/mm ²	4.8	6.4	4.5	6.4	4.1	6.9	2.3	4.8
	外側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	5.3	21.9	3.3	24.3	41.0	85.3	45.4	85.0
	内側フランジ	σ_{sf}	N/mm ²	-72.6	-96.7	-68.0	-96.3	-62.1	-103.7	-34.2	-71.9
せん 断	本体部断面力	S	kN/R	242.2	399.0	215.5	381.3	346.4	753.8	279.7	669.7
	ウェブ	τ_{sw}	N/mm ²	15.4	25.3	13.7	24.2	22.0	47.8	17.7	42.5
許 容 応 力 度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	16.0							
	フランジ	σ_{sfa}	N/mm ²	235.0							
	ウェブ	τ_{swa}	N/mm ²	135.0							
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

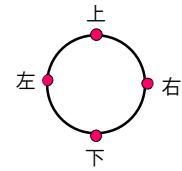
※コンクリートの応力度は圧縮が正・鋼材の応力度は引張が正を表す。

5. 浮き上りの影響検討

表 5-1 に淀川左岸線延伸部の施工による鶴見調節池の FEM 解析結果（変位）を示す。淀川左岸線延伸部の施工により本工事のセグメントは 4.7mm 浮き上がる結果となった。

表 5-1 FEM 解析結果

	淀川シールド (西行)施工時 南(13%)		淀川シールド (東行)施工時 北(13%)	
	水平	鉛直	水平	鉛直
	上	0.0	4.5	-0.9
下	0.0	4.5	-2.3	4.7
左	0.0	4.5	-1.6	5.5
右	0.0	4.5	-1.6	4.0



水平：正号は、右方への変位を示す。
鉛直：正号は、上方への変位を示す。

セグメントの浮き上りによるセグメントのリング間せん断力に関して検討する。淀川左岸線延伸部の施工による本工事セグメントの縦断方向の変位量を算出し、変位量から算出した浮き上りによる荷重を縦断方向の検討モデルに作用させることでリング間に作用するせん断力を求めた。図 5-1 に検討モデルイメージ図を表 5-2 に浮き上りによる検討結果を示す。

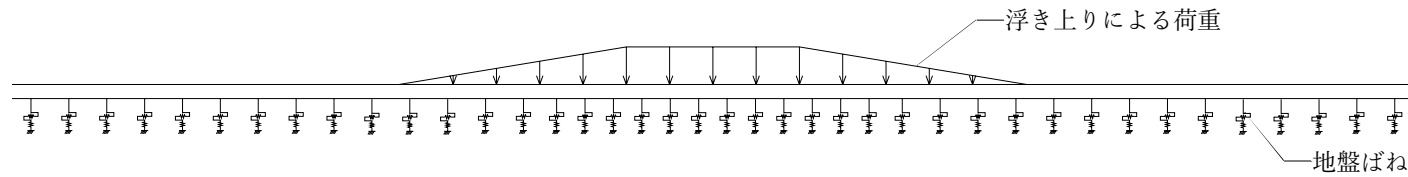


図 5-1 検討モデルイメージ

表 5-2 浮き上りによる検討結果

浮き上りによるせん断力	S	kN	3,858
リング間のせん断応力度	τ	N/mm ²	6.2
リング間の許容せん断応力度	τ_a	N/mm ²	135.0
判定			OK

(3)耐震設計

常時計算において設定された覆工構造に対する耐震性の照査を行う。レベル1地震動に対しては覆工構造が許容応力度以内となること、また、レベル2地震動に対しては終局耐力以下となることを確認する。

1. 設計条件

1.1 検討断面

基盤層内に入る大深度区間および一般緩み区間については計算対象外とし、一般全土圧区間のみにして検討を実施する。本参考資料では、大阪府過年度成果より、一般全土圧区間のうち発生応力度が最も大きい結果となった設計断面2-1に着目し、検討を行った。

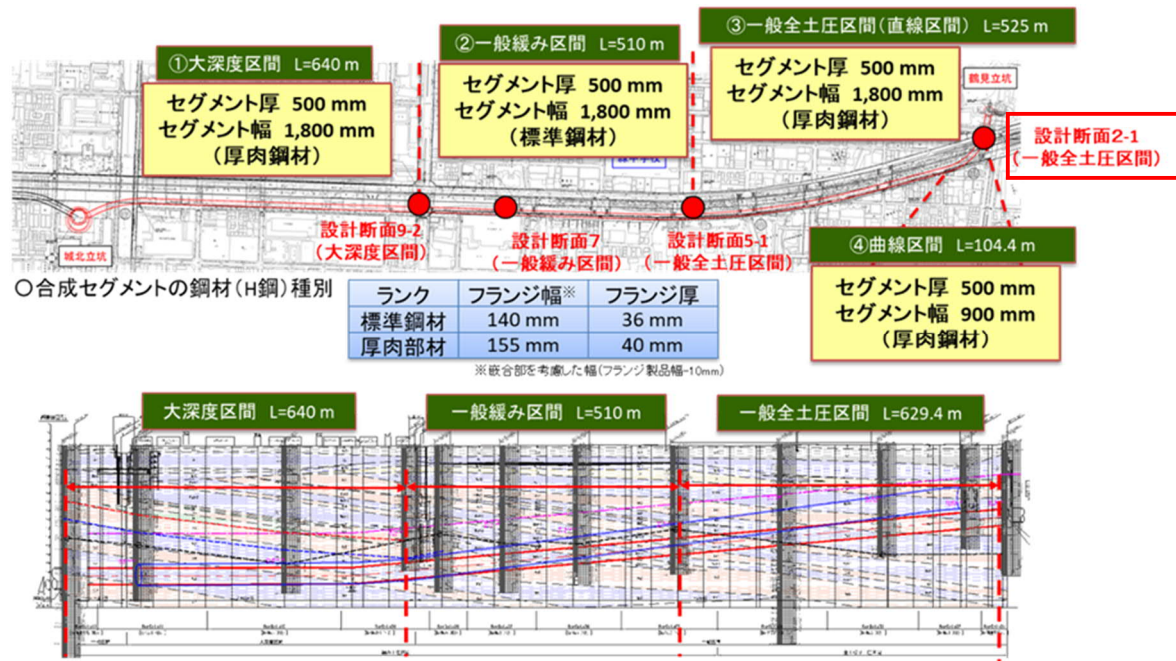


図 1-1 各区間における仕様決定断面

1.2 セグメントの構造仕様

表 1-1 にセグメントの構造仕様を示す。

表 1-1 セグメントの構造仕様

検討区間	設計断面	セグメント外径 mm	セグメント内径 mm	セグメント厚 mm	セグメント幅 mm	主桁フランジ幅 mm	主桁フランジ厚 mm
一般全土圧	2-1	10,000	9,000	500	900	165 (155) ※1	40

※1: 設計時の主桁フランジ有効幅は『フランジ製品幅-10mm』とする

1.3 地震時荷重

レベル1地震動およびレベル2地震動における地震時荷重については、応答変位法にて算出するものとする。レベル1地震動における相対変位は、「下水道施設耐震計算例-管路施設編- (社) 日本下水道協会」に準じ、図 1-2 に示す応答速度スペクトル(地域区分: A 地域)を用いて設定するものとする。レベル2地震動は、「平成9年大阪府土木構造物耐震検討委員会-報告書-」より、当該工事が区分されるゾーン13(図 1-3)の内陸直下型地震動(上町断層)を選定する。相対変位は図 1-4 に示す加速度応答スペクトルを用いて地盤地震応答解析「SHAKE」により算出した。

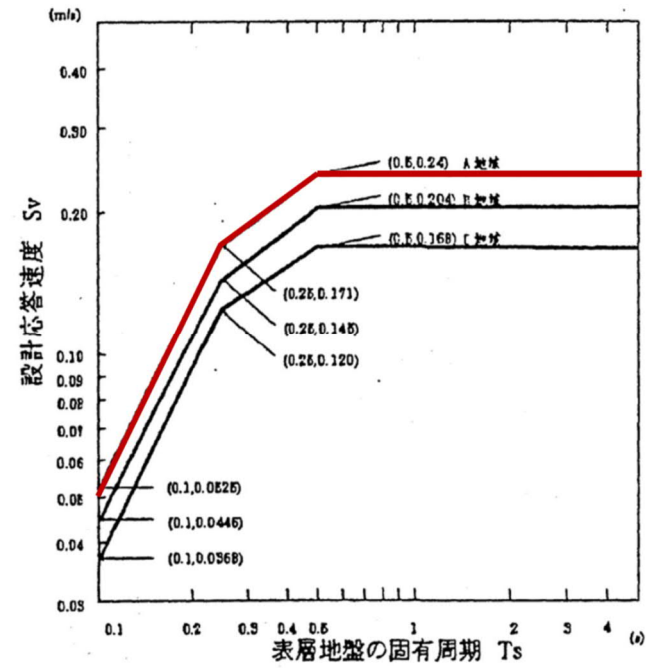


図 1-2 レベル1の設計応答スペクトル

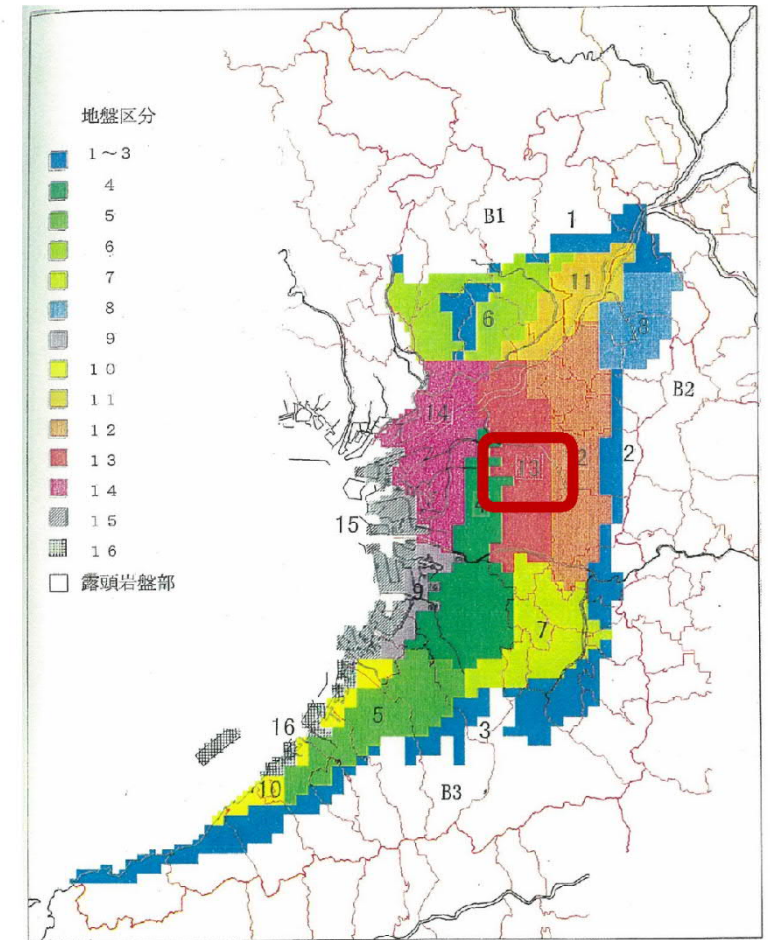


図 1-3 ゾーン区分

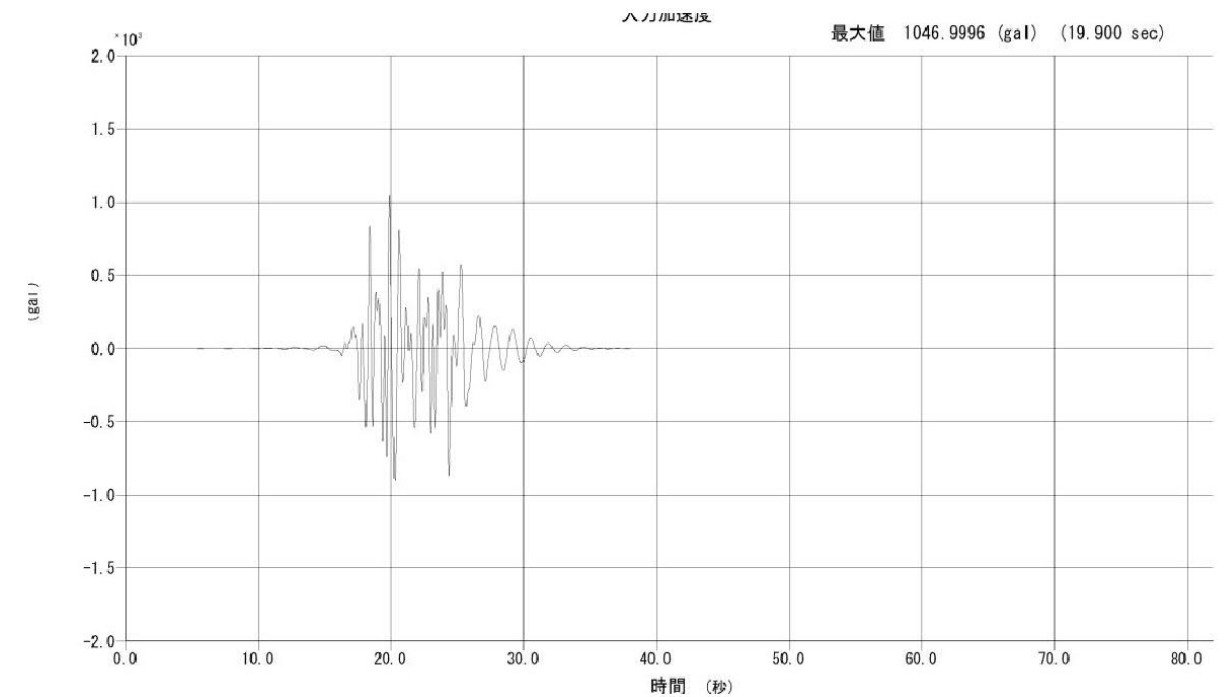


図 1-4 レベル2の加速度応答スペクトル(ゾーン13)

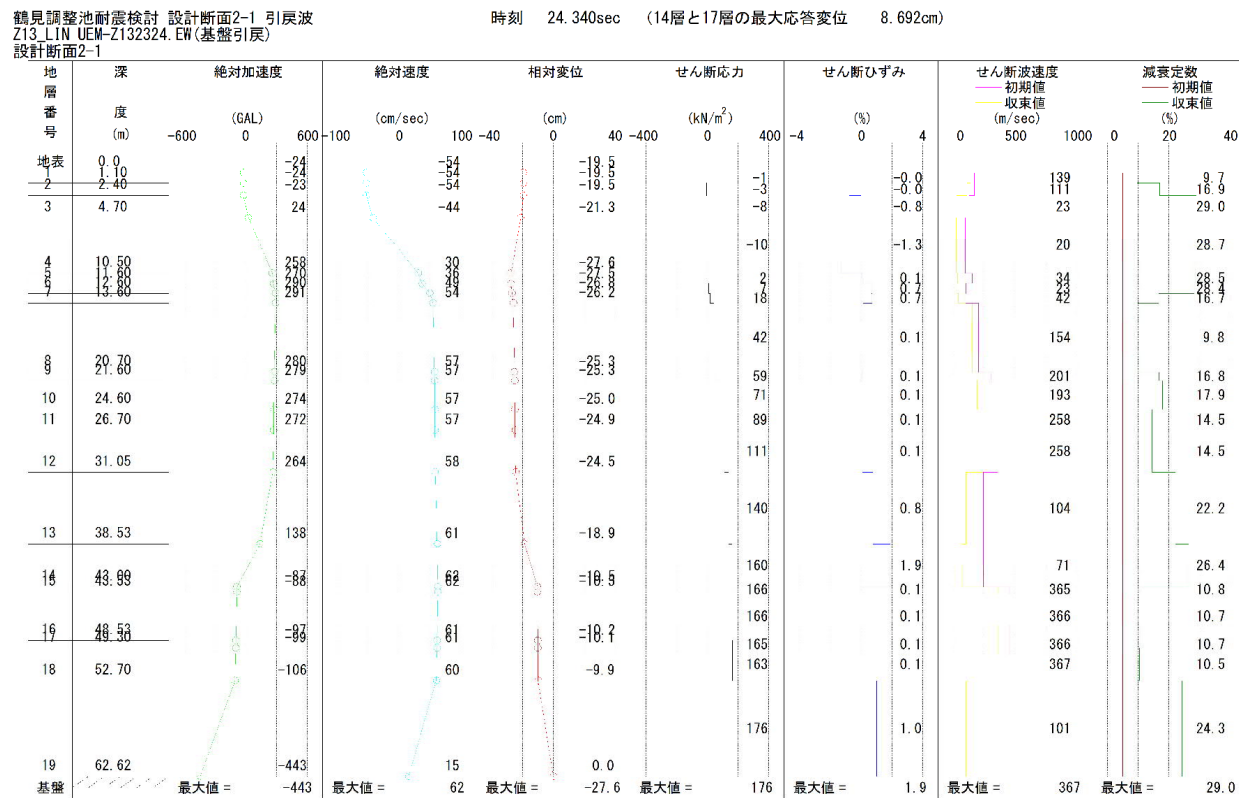
- レベル1地震時のトンネル上下端の相対変位量 ΔU
下式より、 $\Delta U=15.957\text{mm}$ として検討を行う。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot Z}{2 \cdot H}\right)$$

ここに、
 S_v : レベル1地震動における設計応答速度 0.240 (m/s)
 T_s : 表層地盤の基本固有周期 1.579 (s)
 H : 表層地盤の厚さ 62.320 (m)
 Z : トンネル中心までの深さ 41.852 (m)
 R_c : セグメント図心半径 4.750 (m)

- レベル2地震時のトンネル上下端の相対変位量 ΔU
SHAKE の計算結果より、 $\Delta U=82.090\text{mm}$ として検討を行う。

任意時刻応答値深度分布



2. 計算モデルと作用荷重

2.1 計算モデル

はりばねモデルとし、セグメント継手の回転ばねおよびリング継手せん断ばねを考慮する。

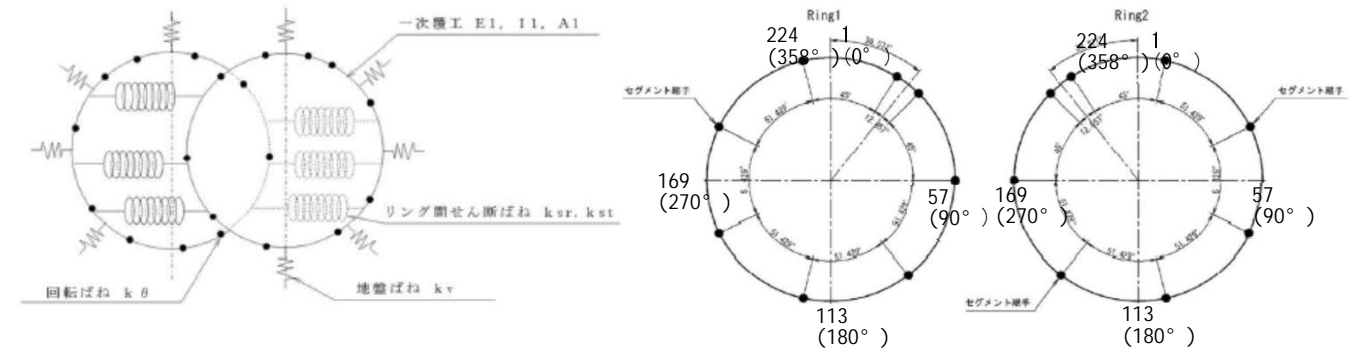


図 2-1 計算モデル

2.2 荷重の組合せ

本工事に使用する設計荷重は『地下河川（シールドトンネル）内水圧が作用するトンネル覆工構造の手引き：平成11年3月（財）先端建設技術センター』に基づき表 2-1 に示す荷重の組み合わせに基づき設定する。

表 2-1 荷重の組み合わせ

荷重ケース	管内の状態	常時荷重						自重	地盤反力	地震荷重 L1・L2
		土圧		地下水位		内水圧				
		大	小	高	低	平常	異常			
レベル1	空水	○			○			○	○	○
レベル2	空水	○			○			○	○	○

参照『内水圧が作用するトンネル覆工構造の手引き』

2.3 作用荷重

図 2-2 に示す考え方により、相対変位から地震時荷重を算出する。

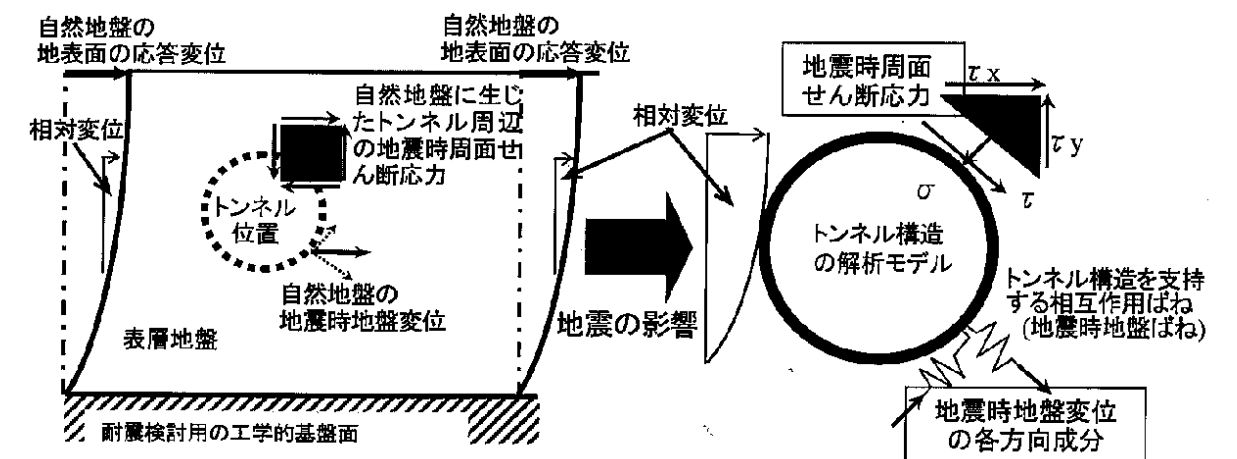


図 2-2 応答変位法の概念図

節点 番号	節点角度 θ	深度 (深さ) Z	動的せん断 弾性係数 G_D	周面 せん断力 τ_1	せん断強度 (上限値) τ_2	採用周面 せん断力 τ	地震力	
							半径方向 σ	接線方向 τ
							$\tau \cdot \sin 2\theta$	$\tau \cdot \cos 2\theta$
No	※天端:0度 時計回り	=dh+Y (m)	- (kN/m ²)			Min(τ_1, τ_2) (kN/m)		
181	289.29°	41.958	51,413	79.330	334.5	79.3296	-49.461	-62.022
182	290.89°	41.833	51,413	79.187	334.5	79.1872	-52.766	-59.045
183	292.50°	41.709	51,413	79.046	334.5	79.0456	-55.894	-55.894
184	294.11°	41.587	51,413	78.905	334.5	78.9048	-58.835	-52.578
185	295.71°	41.466	51,413	78.765	334.5	78.7651	-61.581	-49.109
186	297.32°	41.347	51,413	78.627	334.5	78.6265	-64.125	-45.499
187	298.93°	41.229	51,413	78.489	334.5	78.4893	-66.459	-41.759
188	300.54°	41.114	51,413	78.353	334.5	78.3535	-68.577	-37.901
189	302.14°	41.000	51,413	78.219	334.5	78.2192	-70.473	-33.938
190	303.75°	40.888	51,413	78.087	334.5	78.0867	-72.143	-29.883
191	305.36°	40.778	51,413	77.956	334.5	77.9561	-73.581	-25.747
192	306.96°	40.671	51,413	77.827	334.5	77.8275	-74.786	-21.545
193	308.57°	40.565	51,413	77.701	334.5	77.701	-75.753	-17.290
194	310.18°	40.462	51,413	77.577	334.5	77.5767	-76.481	-12.995
195	311.79°	40.362	51,413	77.455	334.5	77.4549	-76.968	-8.672
196	313.39°	40.264	51,413	77.336	334.5	77.3356	-77.214	-4.336
197	315.00°	40.168	51,413	77.219	334.5	77.219	-77.219	0.000
198	316.61°	40.075	51,413	77.105	334.5	77.1052	-76.984	4.323
199	318.21°	39.985	51,413	76.994	334.5	76.9944	-76.510	8.621
200	319.82°	39.898	51,413	76.887	334.5	76.8865	-75.800	12.879
201	321.43°	39.813	51,413	76.782	334.5	76.7819	-74.857	17.086
202	323.04°	39.732	51,413	76.681	334.5	76.6805	-73.684	21.228
203	324.64°	39.653	51,413	76.583	334.5	76.5825	-72.285	25.294
204	326.25°	39.578	51,413	76.488	334.5	76.4881	-70.666	29.271
205	327.86°	39.505	51,413	76.397	334.5	76.3973	-68.832	33.148
206	329.46°	39.436	51,413	76.310	334.5	76.3102	-66.788	36.913
207	331.07°	39.370	51,413	76.227	334.5	76.2269	-64.543	40.555
208	332.68°	39.307	51,413	76.148	334.5	76.1476	-62.103	44.064
209	334.29°	39.247	51,413	76.072	334.5	76.0723	-59.476	47.430
210	335.89°	39.191	51,413	76.001	334.5	76.0011	-56.670	50.643
211	337.50°	39.139	51,413	75.934	334.5	75.9341	-53.694	53.694
212	339.11°	39.089	51,413	75.871	334.5	75.8714	-50.557	56.573
213	340.71°	39.044	51,413	75.813	334.5	75.813	-47.269	59.273
214	342.32°	39.001	51,413	75.759	334.5	75.759	-43.840	61.786
215	343.93°	38.963	51,413	75.709	334.5	75.7095	-40.280	64.105
216	345.54°	38.928	51,413	75.664	334.5	75.6645	-36.600	66.223
217	347.14°	38.896	51,413	75.624	334.5	75.6241	-32.812	68.135
218	348.75°	38.868	51,413	75.588	334.5	75.5883	-28.926	69.835
219	350.36°	38.844	51,413	75.557	334.5	75.5573	-24.955	71.317
220	351.96°	38.824	51,413	75.531	334.5	75.5309	-20.910	72.579
221	353.57°	38.807	51,413	75.509	334.5	75.5093	-16.802	73.616
222	355.18°	38.794	51,413	75.492	334.5	75.4925	-12.645	74.426
223	356.79°	38.784	51,413	75.480	334.5	75.4805	-8.451	75.006
224	358.39°	38.779	51,413	75.473	334.5	75.4732	-4.232	75.355
225	360.00°	38.777	51,413	75.471	334.5	75.4708	0.000	75.471

3. 検討結果

3.1 設計断面 2-1

図 3-1 に設計断面図を示す。

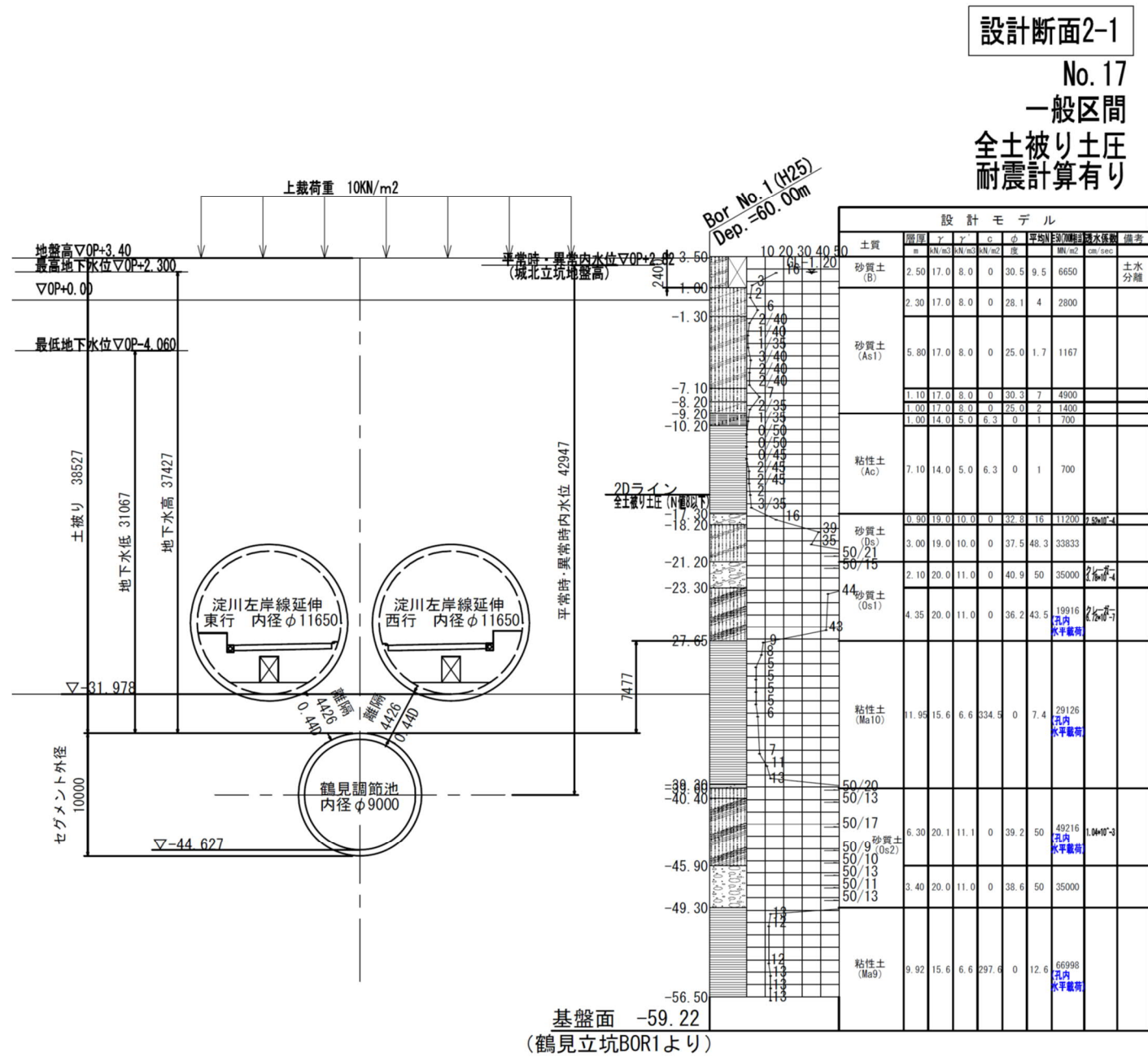


図 3-1 検討断面図

寝屋川北部地下河川鶴見調節池詳細設計資料より

3.2 断面力図

1) レベル 1 地震時

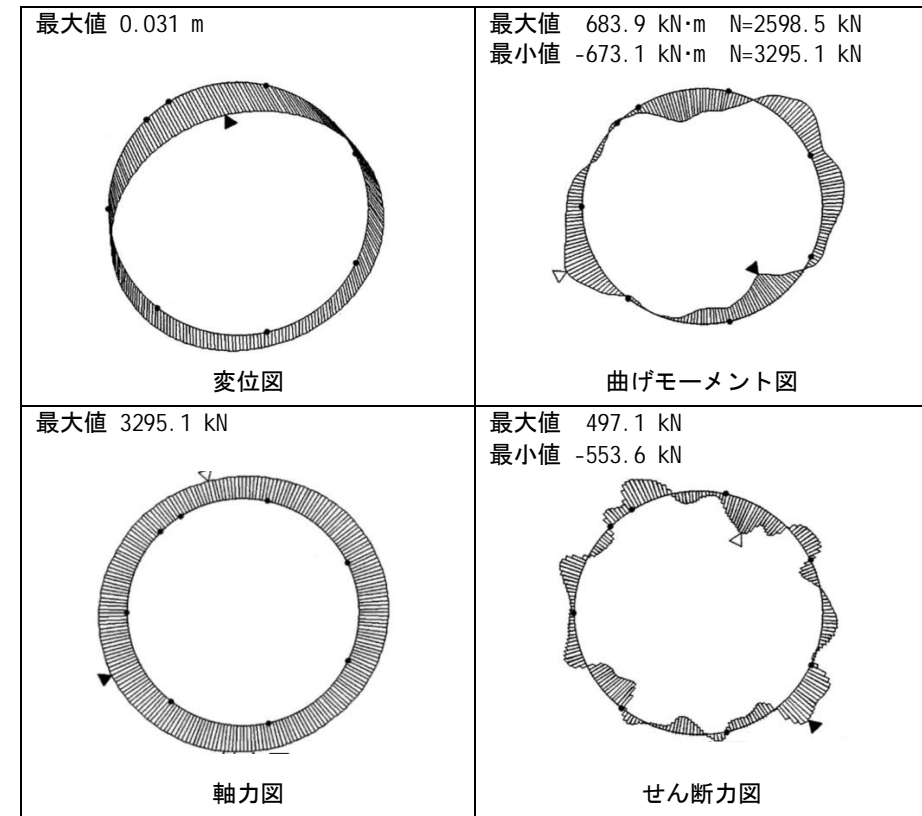


図 3-2 断面力図 (レベル 1 地震時 1 リング目)

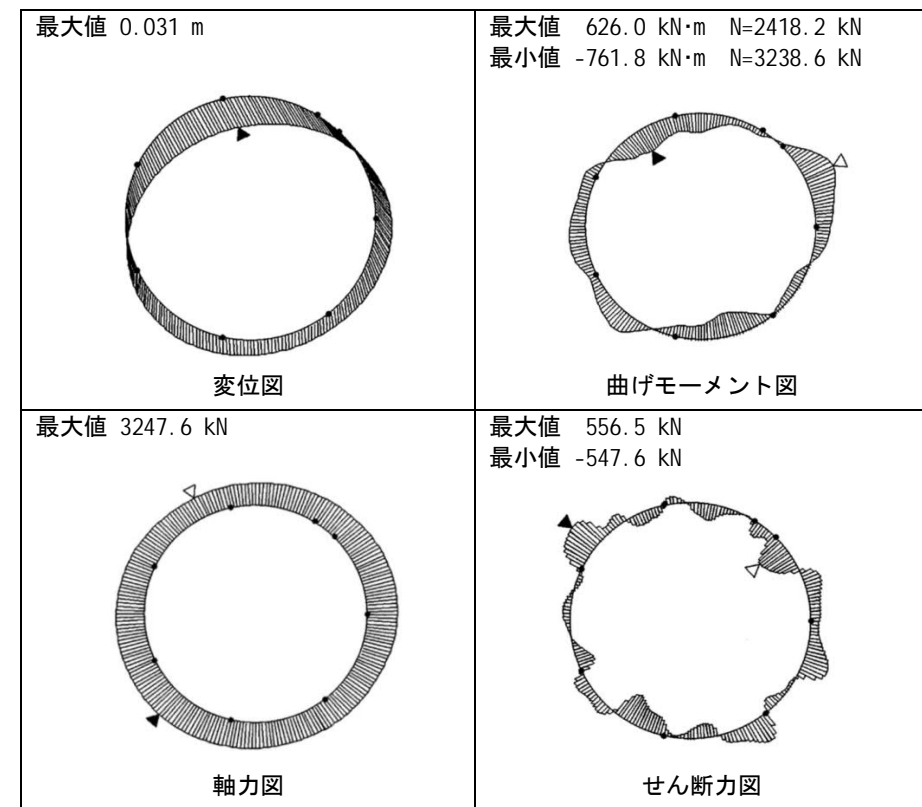


図 3-3 断面力図 (レベル 1 地震時 2 リング目)

2) レベル2 地震時

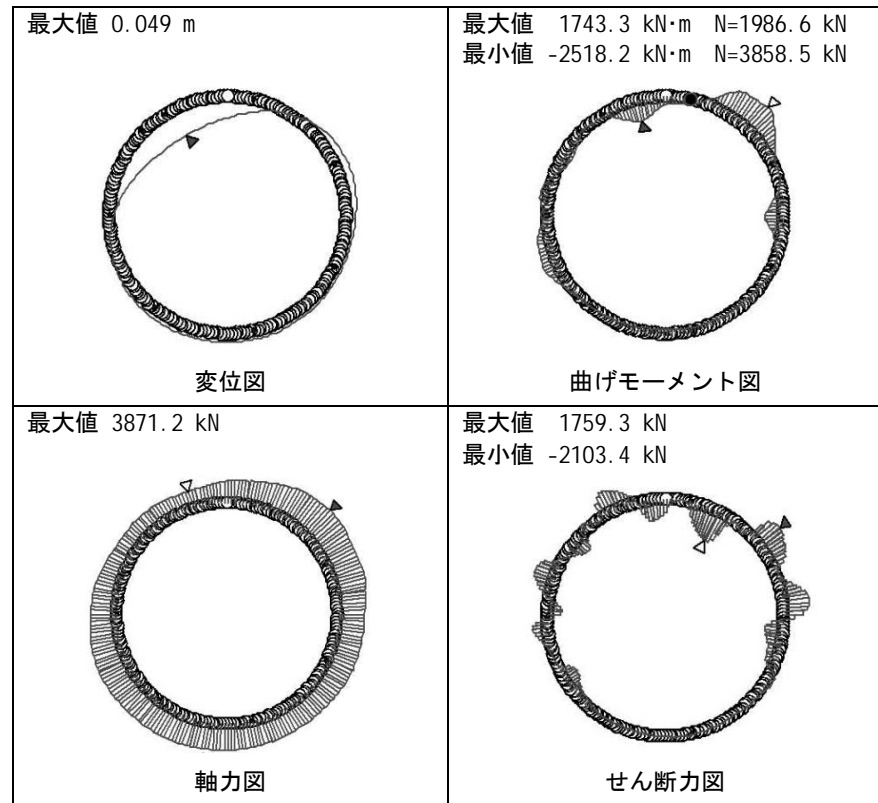


図 3-4 断面力図 (レベル2 地震時 1リング目)

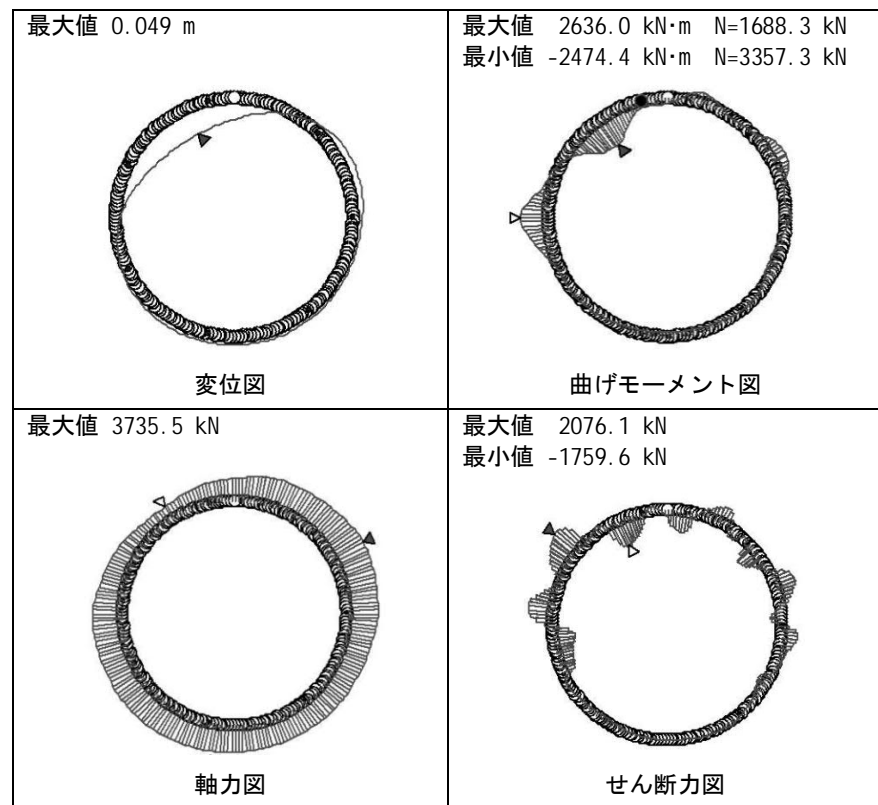


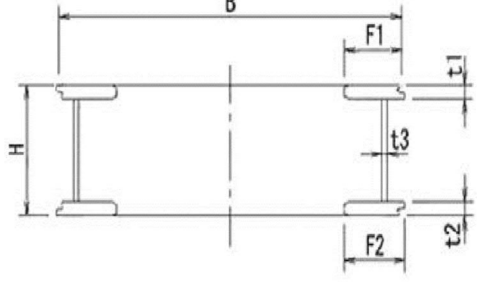
図 3-5 断面力図 (レベル2 地震時 2リング目)

3.3 照査結果

1) レベル1 地震時

レベル1 地震時は短期許容応力度以下となることを確認する。

表 3-1 レベル1 地震時の照査結果

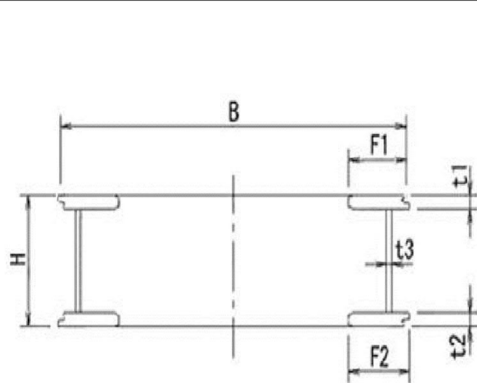
合成セグメント 断面2-1 (全土圧区間)		耐震L1		
断面構造		荷重ケース		
		全土被り	空水時	
 <p>外側フランジ腐食代1mm考慮 内側コンクリート盛上げ代5.0mm考慮</p>		許容応力度割増係数		1.5
		幅	B (mm)	900 (800)
		高さ	H (mm)	500
		照査上有効高さ	H' (mm)	494
		外側フランジの幅	F1 (mm)	155
		外側フランジの厚さ	t1 (mm)	39
		内側フランジの幅	F2 (mm)	155
		内側フランジの厚さ	t2 (mm)	40
		ウェブの厚さ	t3 (mm)	19
		主鋼材		SM490Y
正曲最大点	断面力	曲げモーメント M (kN・m/R)	683.9	
		軸力 N (kN/R)	2598.5	
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 24$ (N/mm ²)	8.4	
	外側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 353$ (N/mm ²)	-125.7	
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 353$ (N/mm ²)	52.4	
判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$	0.36	OK	
負曲最大点	断面力	曲げモーメント M (kN・m/R)	-761.8	
		軸力 N (kN/R)	3238.6	
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 24$ (N/mm ²)	9.6	
	外側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 353$ (N/mm ²)	51.5	
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 353$ (N/mm ²)	-143.7	
判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$	0.41	OK	
せん断	本体部断面力	せん断力 Q (kN/R)	556.5	
	ウェブのせん断応力度	$\tau_{swa} = 203$ (N/mm ²)	35.3	
	判定	$\tau_{sw} / \tau_{swa} \leq 1.0$	0.17	OK

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

2) レベル2 地震時

レベル2 地震時は、終局耐力以下であることを確認する。表 3-2 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-2 本体の応力度照査結果

合成セグメント 断面2-1		(全土圧区間)		
断面構造		荷重ケース		
		耐震L2		
		HWL		
		全土被り		
		空水時		
		許容応力度割増係数		1.0
		幅	B (mm)	900 (800)
		高さ	H (mm)	500
		照査上有効高さ	H' (mm)	494
		外側フランジの幅	F1 (mm)	155
		外側フランジの厚さ	t1 (mm)	39
		内側フランジの幅	F2 (mm)	155
内側フランジの厚さ	t2 (mm)	40		
ウェブの厚さ	t3 (mm)	19		
主鋼材	SM490Y			
正曲最大点	断面力	曲げモーメント M (kN・m/R)	2636.0	
		軸力 N (kN/R)	1688.3	
		せん断力 Q (kN/R)	2076.1	
	断面耐力	Mud (kN・m)	3155.7	
		N' ud (kN)	2021.2	
安全率	$\gamma_i \cdot Md / Mud$	0.84		
判定			OK	
負曲最大点	断面力	曲げモーメント M (kN・m/R)	-2518.2	
		軸力 N (kN/R)	3858.5	
		せん断力 Q (kN/R)	2105.1	
	断面耐力	Mud (kN・m)	-3297.7	
		N' ud (kN)	5052.8	
安全率	$\gamma_i \cdot Md / Mud$	0.76		
判定			OK	
せん断	せん断耐力	τ_s (kN)	3193.4	
	安全率	$\gamma_i \cdot Q / \tau_s$	0.66	
	判定			OK

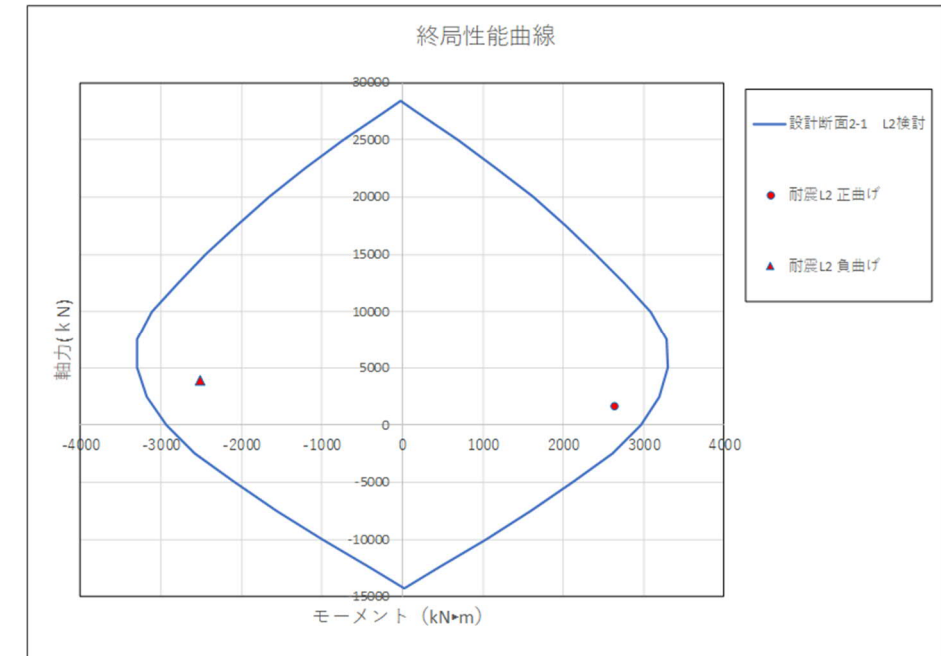


図 3-6 終局性能曲線

以上より、一般全土圧区間のうち最も厳しい結果となった設計断面 2-1 において、L1 地震時および L2 地震時に対してセグメントの安全性を確保できることを確認した。

1-4. セグメント構造の照査(施工時荷重の考慮)

(1) セグメント組立直後の自重に対する検討

本検討では、セグメント組立直後の自重によるセグメント本体や継手部に発生する断面力に対してセグメントの構造が成立することを確認する。なお、解析は単リングモデルで行う。

1. 設計条件

1.1 セグメント条件

表 1-1 にセグメントの構造仕様を示す。

表 1-1 セグメントの構造仕様

項目	記号	単位	値
セグメント外径	Do	(mm)	10,000
セグメント内径	Di	(mm)	9,000
セグメント幅	B	(mm)	1,800
セグメント全体厚さ	H	(mm)	500
分割数	n	(分割)	8

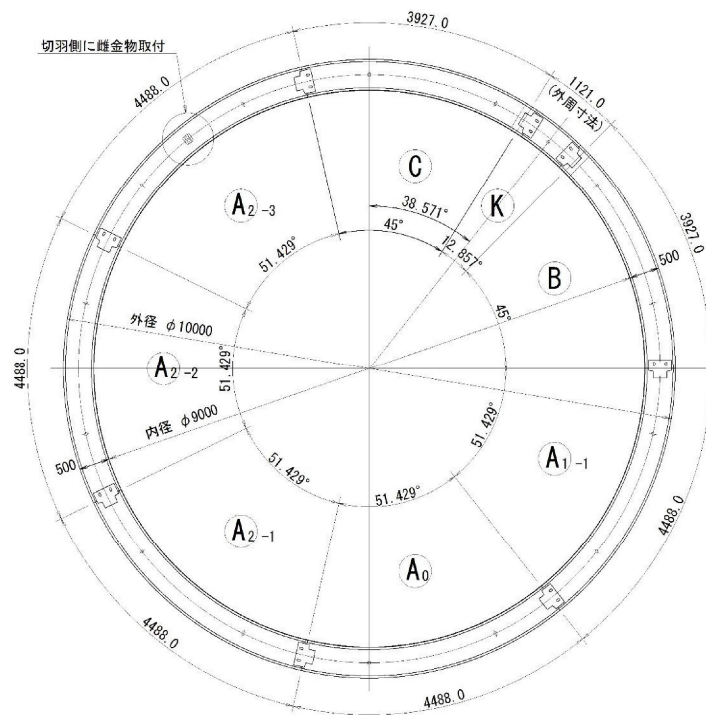


図 1-1 セグメント構造図

1.2 使用材料

1) コンクリート

設計基準強度	fck	=	42.0	N/mm ²
許容曲げ圧縮強度	σ_{ca}	=	16.0	N/mm ²

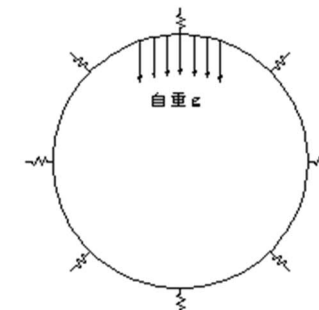
2) 鋼材および溶接部

表 1-2 鋼材部および溶接部の許容応力度

鋼種	SM490			SM490Y		
	16mm以下	16mmを超えるもの	40mmを超えるもの	16mm以下	16mmを超えるもの	40mmを超えるもの
降伏点	325	315	295	365	355	335
許容引張応力度	215	210	195	240	235	220
許容圧縮応力度	215	210	195	240	235	220
許容曲げ圧縮応力度	215	210	195	240	235	220
許容せん断応力度	125	120	110	140	135	125

2. 荷重条件

図 2-1 に検討モデル、表 2-1 に荷重表を示す。



※自重は覆工図心に沿って全周に一樣に載荷する。

図 2-1 検討モデル

表 2-1 荷重表

荷重ケース			
自重	g	kN/m ²	14.0

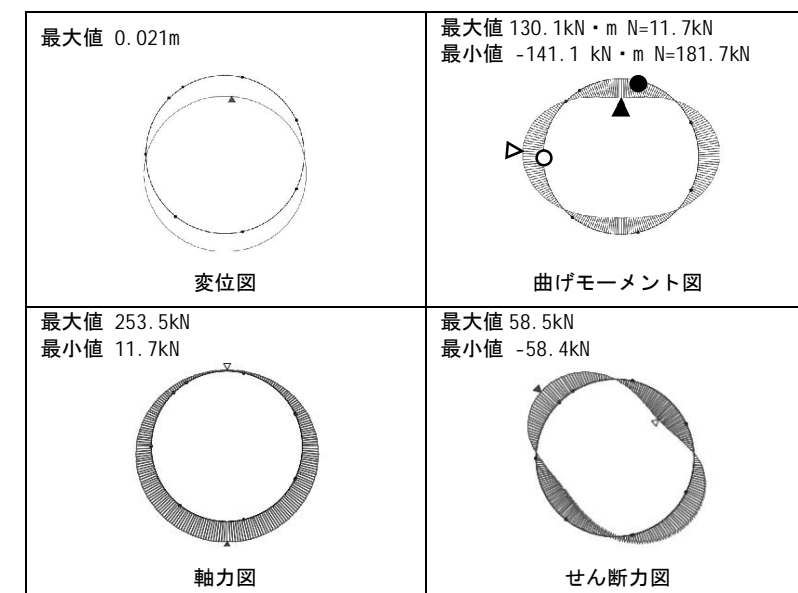
地盤ばねは、常時検討に用いる値の 10分の1の値として検討
(2016 年制定トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説 p.97 より)

3. 結果

3.1 断面力図および変位図

表 3-1 に断面力図および変位図を示す。

表 3-1 断面力図および変位図



▲ 本体正曲げ照査位置
△ 本体負曲げ照査位置
● 継手正曲げ照査位置
○ 継手負曲げ照査位置

3.2 本体の応力度照査

表 3-2 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-2 本体の応力度照査結果

正曲最大点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	130.1
		軸力 N(kN/R)	11.7
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 24$ (N/mm ²)	0.9
	外側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	-13.4
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	20.2
判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$	0.06	OK
負曲最大点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	-141.1
		軸力 N(kN/R)	181.7
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 24$ (N/mm ²)	1.1
	外側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	18.0
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	-16.2
判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$	0.05	OK
せん断	本体部断面力	せん断力 Q(kN/R)	58.5
	ウェブのせん断応力度	$\tau_{swa} = 202.5$ (N/mm ²)	3.7
	判定	$\tau_{sw} / \tau_{swa} \leq 1.0$	0.02

※許容応力度は短期割増 1.5 倍した値とする

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

ここに
下段継手ピン本数
上段継手ピン本数

Na 2 (本)
Nb 2 (本)
Yo 247.5 (mm)
Yi 247.5 (mm)
Yao 390.0 (mm)
Yai 105.0 (mm)
Ybo 105.0 (mm)
Ybi 390.0 (mm)

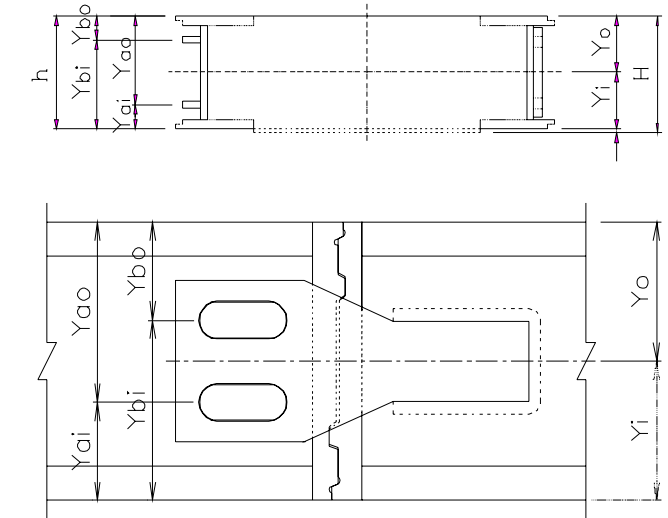


表 3-4 に継手に発生する引張力を示す。

表 3-4 継手に発生する引張力

		発生引張力	許容引張力*
正曲げ	Pa(kN)	145.0	225.0
負曲げ	Pb(kN)	119.3	225.0

※許容引張力は継手の仕様により設定される保証値

3.3 継手の応力度照査

表 3-3 に継手に発生する断面力を示す。

表 3-3 継手に発生する断面力

正曲げ	M(kN・m)	117.4
	N(kN)	17.3
負曲げ	M(kN・m)	-139.6
	N(kN)	188.1

継手ピン 1 本当りに作用する引張力は、下記の式より求める。

・正曲げでのピンの引張力

$$P_a = \frac{M - Y_o \times N}{N_a \times Y_{ao}}$$

・負曲げでのピンの引張力

$$P_b = \frac{M - Y_i \times N}{N_b \times Y_{bi}}$$

以上より、継手の安全性は確保される。

(2) テールグリス圧による拘束圧を考慮した検討

本検討は、テールグリス圧が最大となる設計断面 12 の設計水圧を用いて検討を行う。なお、解析は単リングモデルで行う。

1. 設計条件

1.1 セグメント条件

表 1-1 にセグメントの構造仕様を示す。

表 1-1 セグメントの構造仕様

項目	記号	単位	値
セグメント外径	Do	(mm)	10,000
セグメント内径	Di	(mm)	9,000
セグメント幅	B	(mm)	1,800
セグメント全体厚さ	H	(mm)	500
分割数	n	(分割)	8

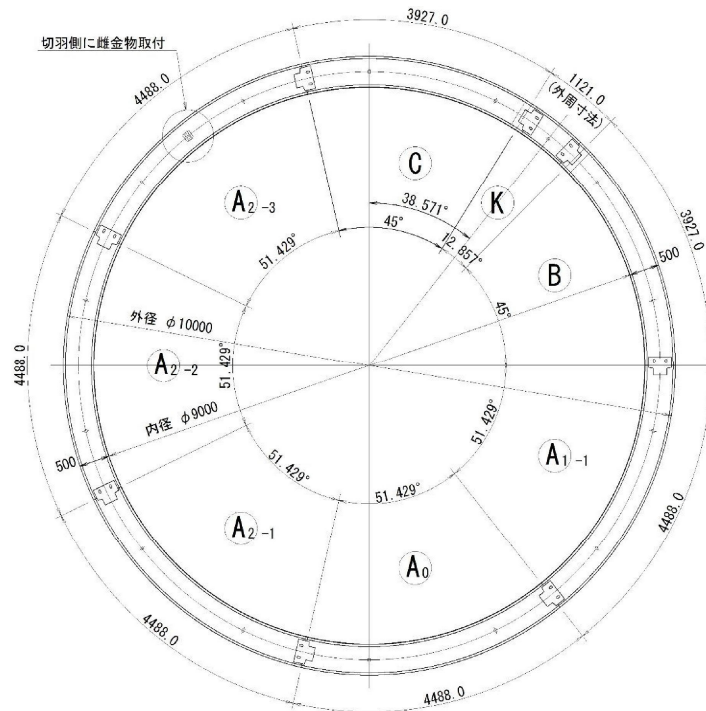


図 1-1 セグメント構造図

1.2 使用材料

1) コンクリート

設計基準強度	fck	=	42.0	N/mm ²
許容曲げ圧縮強度	σca	=	16.0	N/mm ²

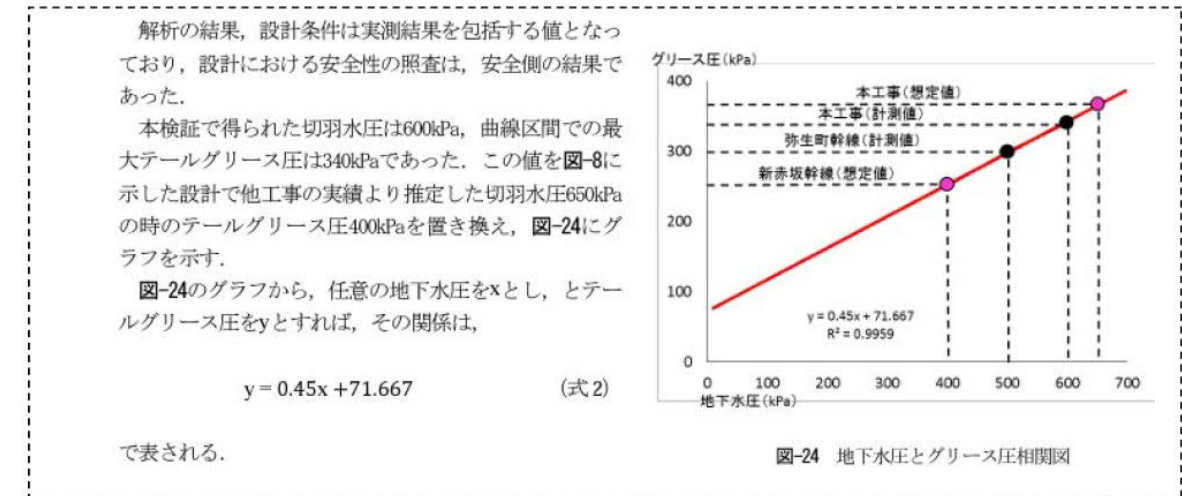
2) 鋼材および溶接部

表 1-2 鋼材部および溶接部の許容応力度

鋼種	SM490			SM490Y		
	16mm以下	16mmを超えるもの	40mmを超えるもの	16mm以下	16mmを超えるもの	40mmを超えるもの
降伏点	325	315	295	365	355	335
許容引張応力度	215	210	195	240	235	220
許容圧縮応力度	215	210	195	240	235	220
許容曲げ圧縮応力度	215	210	195	240	235	220
許容せん断応力度	125	120	110	140	135	125

2. 荷重条件

テールグリス圧は、「大深度、高水圧下におけるシールド曲線部施工時荷重を考慮したセグメントの設計手法の検証と提案（土木学会論文集 F1（トンネル工学） Vol 74. No2_2018）」の地下水圧とテールグリス圧の相関を参考に算定する。

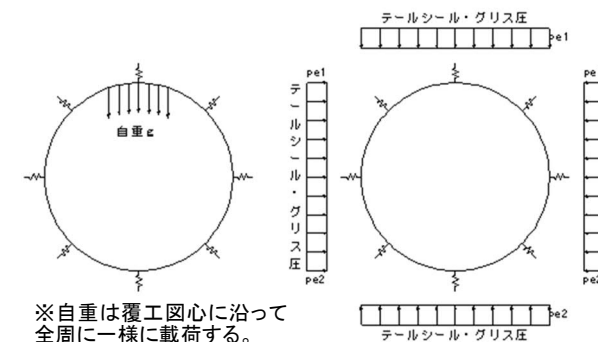


設計断面 12 でのシールド機底部に作用する水圧は 800kN/m² であることより、

$$\text{テールグリス圧 } P = 0.45 \times 800 + 71.667 \approx 432 \text{ kN/m}^2$$

よって、テールグリス圧を 432 kN/m² と設定する。

なお、検討は自重時の断面力にテールグリス圧を作用させた場合の断面力をたし合わせて行う。



※自重は覆工図心に沿って全周に均等に載荷する。

図 2-1 検討モデル

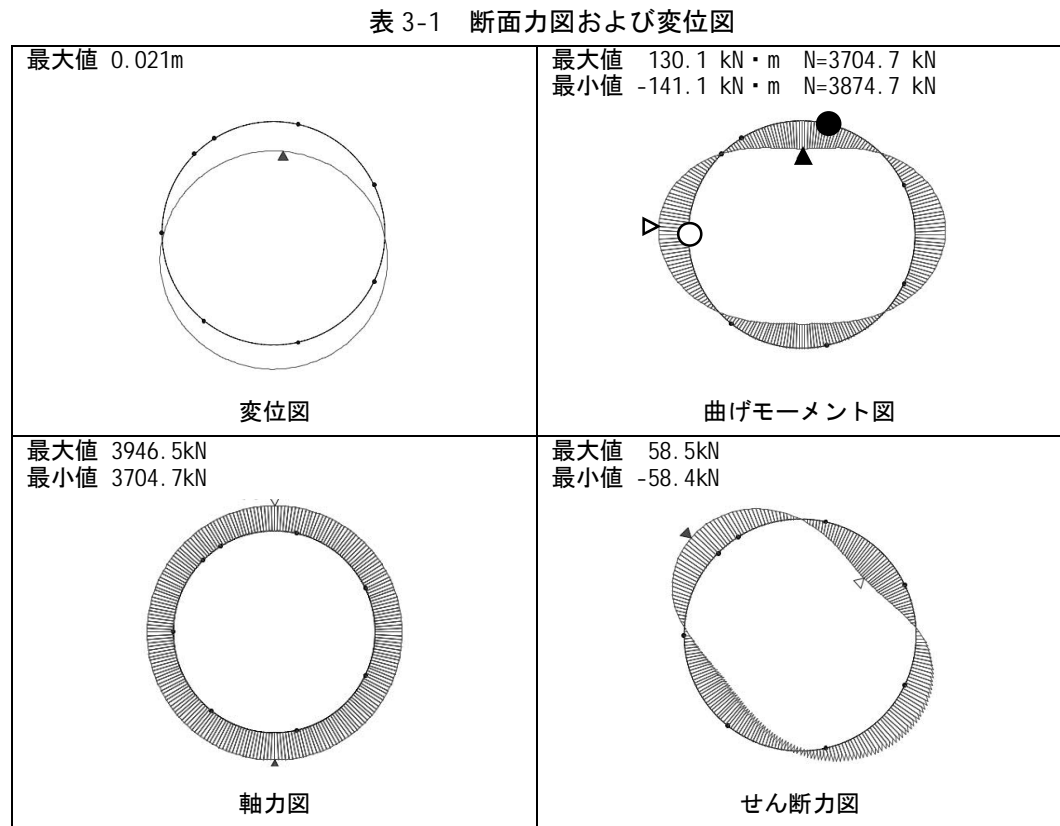
表 2-1 荷重表

荷重ケース			
自重	g	kN/m ²	14.0
テールグリス圧	Pe1	kN/m ²	432.0
	Pe2	kN/m ²	432.0

3. 結果

3.1 断面力図および変位図

表 3-1 に断面力図および変位図を示す。



▲本体正曲げ照査位置
△本体負曲げ照査位置
●継手正曲げ照査位置
○継手負曲げ照査位置

3.2 本体の応力度照査

表 3-2 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-2 本体の応力度照査結果

正曲 最大 点	断面力	曲げモーメント	M(kN・m/R)	130.1
		軸力	N(kN/R)	3704.7
	コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c(N/mm^2)$	$\sigma_{ca} = 24 (N/mm^2)$		3.4
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf}(N/mm^2)$	$\sigma_{sfa} = 352.5 (N/mm^2)$		-50.4
	内側フランジの応力度 $\sigma_{sf}(N/mm^2)$	$\sigma_{sfa} = 352.5 (N/mm^2)$		-26.2
	判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$		0.14 OK
負曲 最大 点	断面力	曲げモーメント	M(kN・m/R)	-141.1
		軸力	N(kN/R)	3874.7
	コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c(N/mm^2)$	$\sigma_{ca} = 24 (N/mm^2)$		3.5
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf}(N/mm^2)$	$\sigma_{sfa} = 352.5 (N/mm^2)$		-26.9
	内側フランジの応力度 $\sigma_{sf}(N/mm^2)$	$\sigma_{sfa} = 352.5 (N/mm^2)$		-53.2
	判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$		0.15 OK
せん 断	本体部断面力	せん断力	Q(kN/R)	58.5
	ウェブのせん断応力度	$\tau_{swa} = 202.5 (N/mm^2)$		3.7
	判定	$\tau_{sw} / \tau_{swa} \leq 1.0$		0.02 OK

※許容応力度は短期割増 1.5 倍した値とする

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

3.3 継手の応力度照査

表 3-3 に継手に発生する断面力を示す。

表 3-3 継手に発生する断面力

正曲げ	M(kN・m)	117.4
	N(kN)	3711.0
負曲げ	M(kN・m)	-139.6
	N(kN)	3881.8

継手ピン 1 本当りに作用する引張力は、下記の式より求める。

・正曲げでのピンの引張力

$$P_a = \frac{M - Y_o \times N}{N_a \times Y_{ao}}$$

・負曲げでのピンの引張力

$$P_b = \frac{M - Y_i \times N}{N_b \times Y_{bi}}$$

ここに

下段継手ピン本数

N_a 2 (本)

上段継手ピン本数

N_b 2 (本)

Y_o 247.5 (mm)

Y_i 247.5 (mm)

Y_{ao} 390.0 (mm)

Y_{ai} 105.0 (mm)

Y_{bo} 105.0 (mm)

Y_{bi} 390.0 (mm)

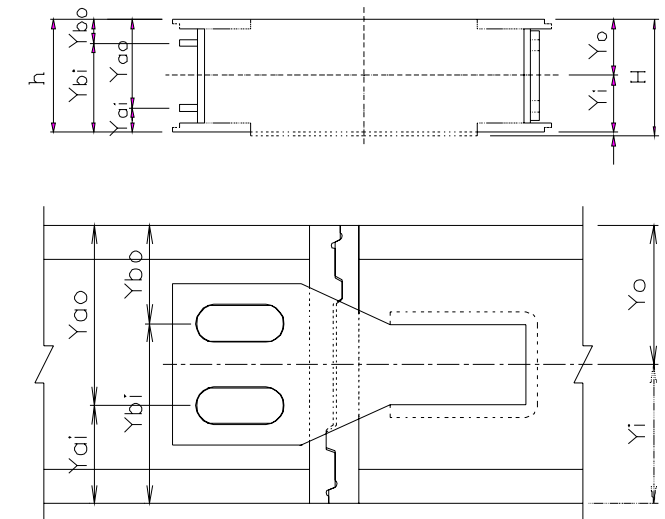


表 3-4 に継手に発生する引張力を示す。

表 3-4 継手に発生する引張力

		発生引張力	許容引張力*
正曲げ	$P_a(kN)$	-1027.1	225.0
負曲げ	$P_b(kN)$	-1052.7	225.0

※許容引張力は継手の仕様により設定される保証値

以上より、継手には引張が発生しないため、継手の安全性は確保される。

(3)裏込め注入圧を考慮した検討

本検討では、セグメントに裏込め注入圧を作用させた場合にもセグメントの構造が成立することを確認する。検討に用いる荷重は、セグメントに最も厳しい条件となる最大地下水圧（設計断面 12）および裏込め注入による増分圧（300kN/m²）とする。なお、解析は単リングモデルで行う。

1. 設計条件

1.1 セグメント条件

表 1-1 にセグメントの構造仕様を示す。

表 1-1 セグメントの構造仕様

項目	記号	単位	値
セグメント外径	Do	(mm)	10,000
セグメント内径	Di	(mm)	9,000
セグメント幅	B	(mm)	1,800
セグメント全体厚さ	H	(mm)	500
分割数	n	(分割)	8

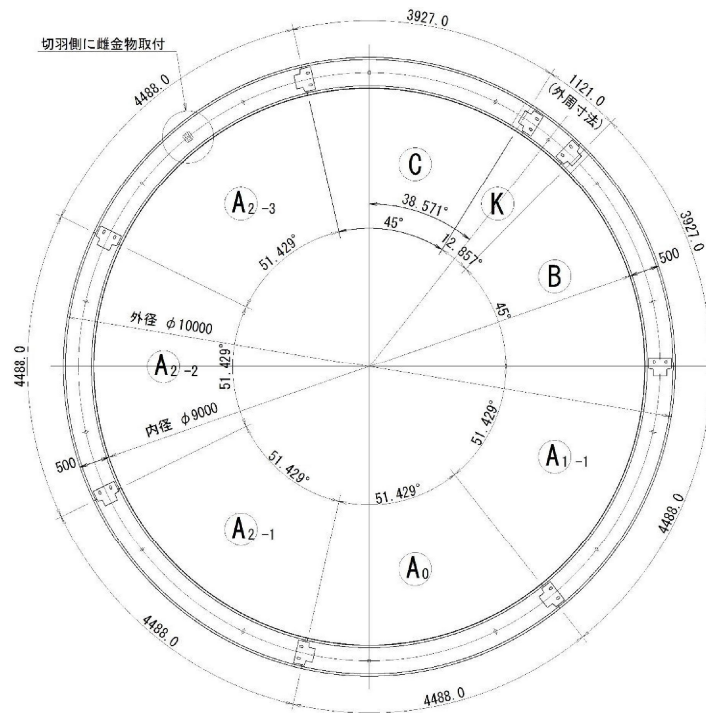


図 1-1 セグメント構造図

1.2 使用材料

1) コンクリート

設計基準強度	fck	=	42.0	N/mm ²
許容曲げ圧縮強度	σca	=	16.0	N/mm ²

2) 鋼材および溶接部

表 1-2 鋼材部および溶接部の許容応力度

鋼種	SM490			SM490Y		
	16mm以下	16mmを超えるもの	40mmを超えるもの	16mm以下	16mmを超えるもの	40mmを超えるもの
降伏点	325	315	295	365	355	335
許容引張応力度	215	210	195	240	235	220
許容圧縮応力度	215	210	195	240	235	220
許容曲げ圧縮応力度	215	210	195	240	235	220
許容せん断応力度	125	120	110	140	135	125

2. 荷重条件

地下水圧は、セグメントに作用する地下水圧が最大となる設計断面 12 の地下水を用いる。また、裏込め注入による増分圧は 300 kN/m² と設定する。図 2-1 に検討モデル、表 2-1 に荷重表を示す。

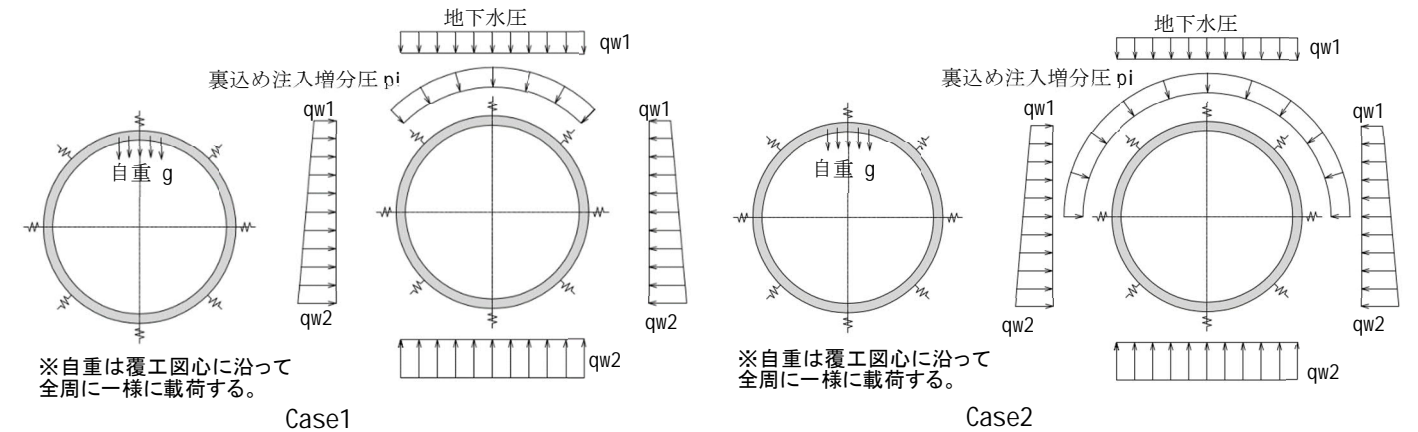


図 2-1 検討モデル

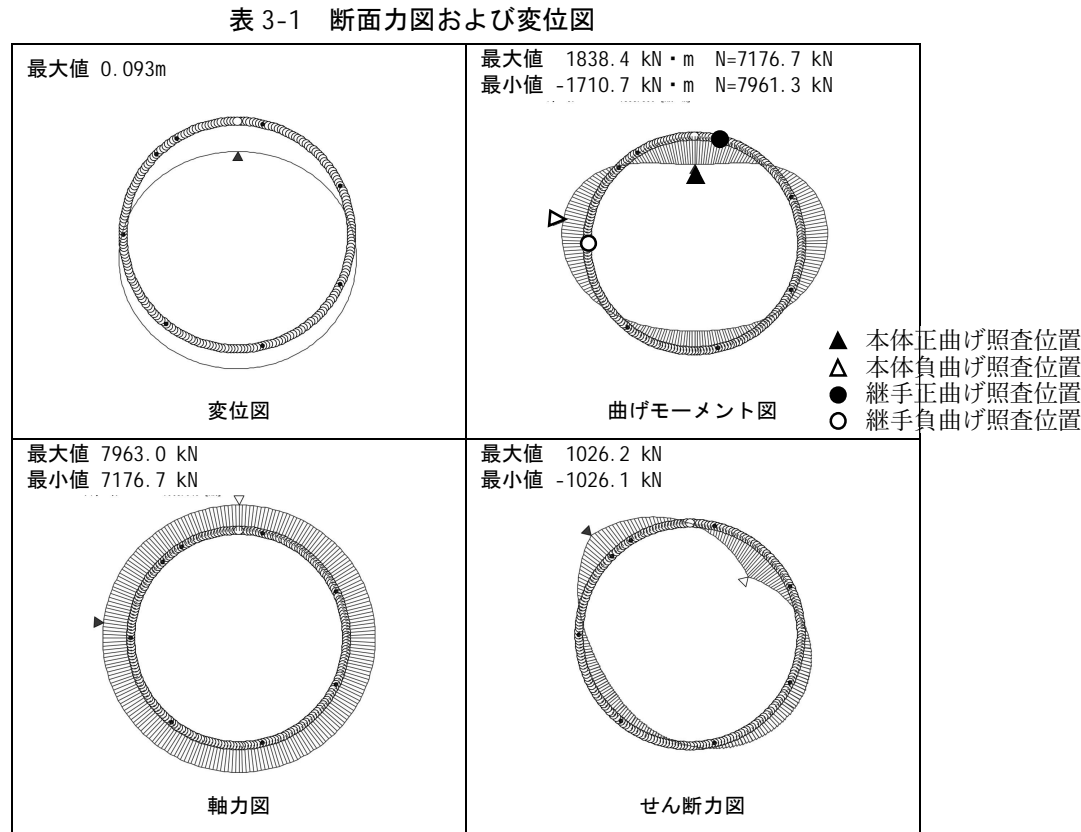
表 2-1 荷重表

荷重ケース			
自重	g	kN/m ²	14.0
	Pw1	kN/m ²	696.2
地下水圧	Pw2	kN/m ²	791.2
	裏込め注入増分圧	pi	kN/m ²

3. 結果

3.1 断面力図および変位図(Case1)

表 3-1 に断面力図および変位図を示す。



3.2 本体の応力度照査(Case1)

表 3-2 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-2 本体の応力度照査結果

正曲最大点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	1838.4
	軸力	N(kN/R)	7176.7
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 24$ (N/mm ²)	17.0
	外側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	-255.1
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	132.3
	判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$	0.72 OK
負曲最大点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	-1710.8
	軸力	N(kN/R)	7961.3
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 24$ (N/mm ²)	16.6
	外側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	100.7
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	-247.8
	判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$	0.70 OK
せん断	本体部断面力	せん断力 Q(kN/R)	1026.2
	ウェブのせん断応力度	$\tau_{swa} = 202.5$ (N/mm ²)	65.1
	判定	$\tau_{sw} / \tau_{swa} \leq 1.0$	0.32 OK

※許容応力度は短期割増 1.5 倍した値とする

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

3.3 継手の応力度照査(Case1)

表 3-3 に継手に発生する断面力を示す。

表 3-3 継手に発生する断面力

正曲げ	M(kN・m)	1664.8
	N(kN)	7217.7
負曲げ	M(kN・m)	-1614.5
	N(kN)	7957.3

継手ピン 1 本当りに作用する引張力は、下記の式より求める。

・正曲げでのピンの引張力

$$P_a = \frac{M - Y_o \times N}{N_a \times Y_{ao}}$$

・負曲げでのピンの引張力

$$P_b = \frac{M - Y_i \times N}{N_b \times Y_{bi}}$$

ここに
下段継手ピン本数

Na 2 (本)

上段継手ピン本数

Nb 2 (本)

Yo 247.5 (mm)

Yi 247.5 (mm)

Yao 390.0 (mm)

Yai 105.0 (mm)

Ybo 105.0 (mm)

Ybi 390.0 (mm)

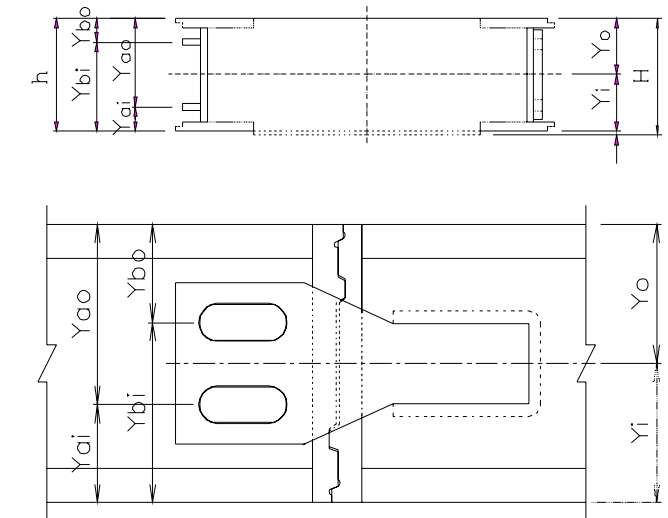


表 3-4 に継手に発生する引張力を示す。

表 3-4 継手に発生する引張力

		発生引張力	許容引張力*
正曲げ	Pa(kN)	-155.9	225.0
負曲げ	Pb(kN)	-455.0	225.0

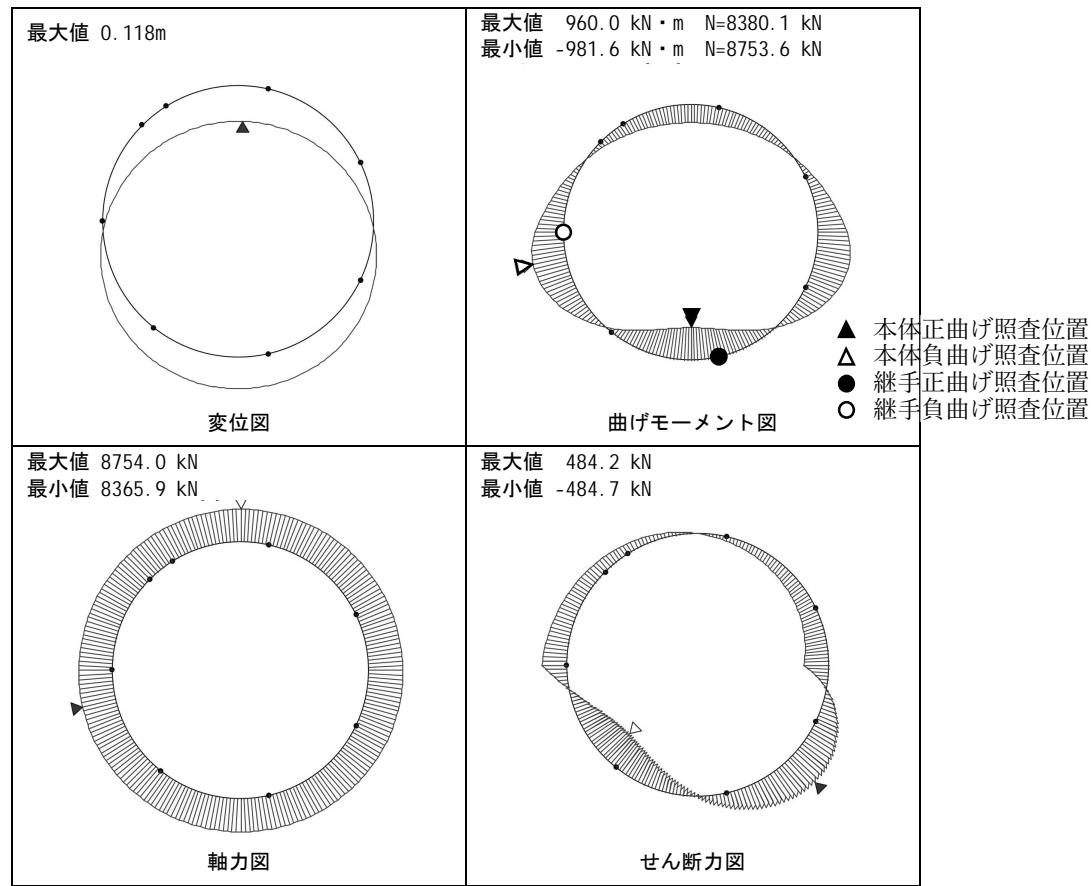
※許容引張力は継手の仕様により設定される保証値

以上より、継手には引張が発生しないため、継手の安全性は確保される。

3.5 断面力図および変位図(Case2)

表 3-5 に断面力図および変位図を示す。

表 3-1 断面力図および変位図



3.6 本体の応力度照査(Case2)

表 3-6 に本体の応力度照査結果を示す。

表 3-6 本体の応力度照査結果

正曲最大点	断面力		曲げモーメント M(kN·m/R)	960.0
			軸力 N(kN/R)	8380.1
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 24$ (N/mm ²)	11.7	
	外側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	-176.2	
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	2.5	
	判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$	0.50	OK
負曲最大点	断面力		曲げモーメント M(kN·m/R)	-981.6
			軸力 N(kN/R)	8753.6
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 24$ (N/mm ²)	12.1	
	外側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	0.9	
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 352.5$ (N/mm ²)	-181.7	
	判定	$\sigma_{sf} / \sigma_{sfa} \leq 1.0$	0.52	OK
せん断	本体部断面力		せん断力 Q(kN/R)	-484.7
	ウェブのせん断応力度	$\tau_{swa} = 202.5$ (N/mm ²)	30.7	
	判定	$\tau_{sw} / \tau_{swa} \leq 1.0$	0.15	OK

※許容応力度は短期割増 1.5 倍した値とする

コンクリート：圧縮 (+)
鋼材：引張 (+)

3.7 継手の応力度照査(Case2)

表 3-7 に継手に発生する断面力を示す。

表 3-7 継手に発生する断面力

正曲げ	M(kN·m)	859.1
	N(kN)	8399.8
負曲げ	M(kN·m)	-829.8
	N(kN)	9706.2

継手ピン 1 本当りに作用する引張力は、下記の式より求める。

・正曲げでのピンの引張力

$$P_a = \frac{M - Y_o \times N}{N_a \times Y_{ao}}$$

・負曲げでのピンの引張力

$$P_b = \frac{M - Y_i \times N}{N_b \times Y_{bi}}$$

ここに
下段継手ピン本数

N_a 2 (本)

上段継手ピン本数

N_b 2 (本)

Y_o 247.5 (mm)

Y_i 247.5 (mm)

Y_{ao} 390.0 (mm)

Y_{ai} 105.0 (mm)

Y_{bo} 105.0 (mm)

Y_{bi} 390.0 (mm)

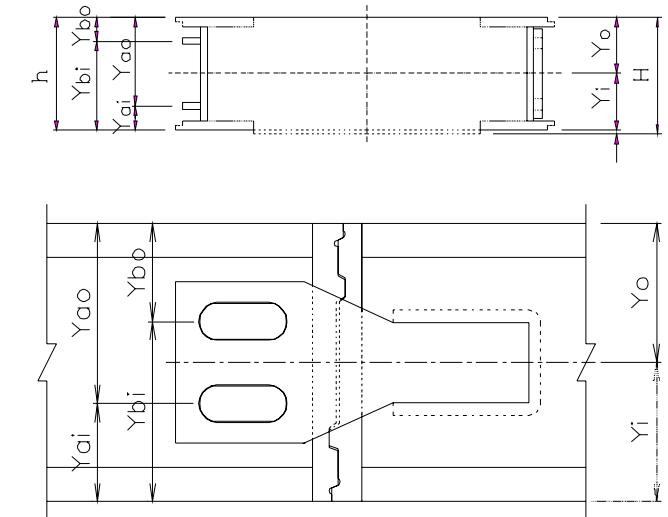


表 3-8 に継手に発生する引張力を示す。

表 3-8 継手に発生する引張力

		発生引張力	許容引張力*
正曲げ	P_a (kN)	-1563.9	225.0
負曲げ	P_b (kN)	-2016.0	225.0

※許容引張力は継手の仕様により設定される保証値

以上より、継手には引張が発生しないため、継手の安全性は確保される。

(4)シールドジャッキ偏心量を考慮したジャッキ推力作用時の検討

本検討では、シールドテール内でのセグメントリング位置の偏りにより、セグメントに偏心した軸圧縮力が作用した場合のセグメントの安全性を確認する。

1. 検討条件

1.1 シールドジャッキの本数

シールドマシンのジャッキ配置図を図1-1に示す。

ジャッキ本数は56本であり、スプレッダー1か所に対してジャッキ2本が作用する2連ジャッキとする。

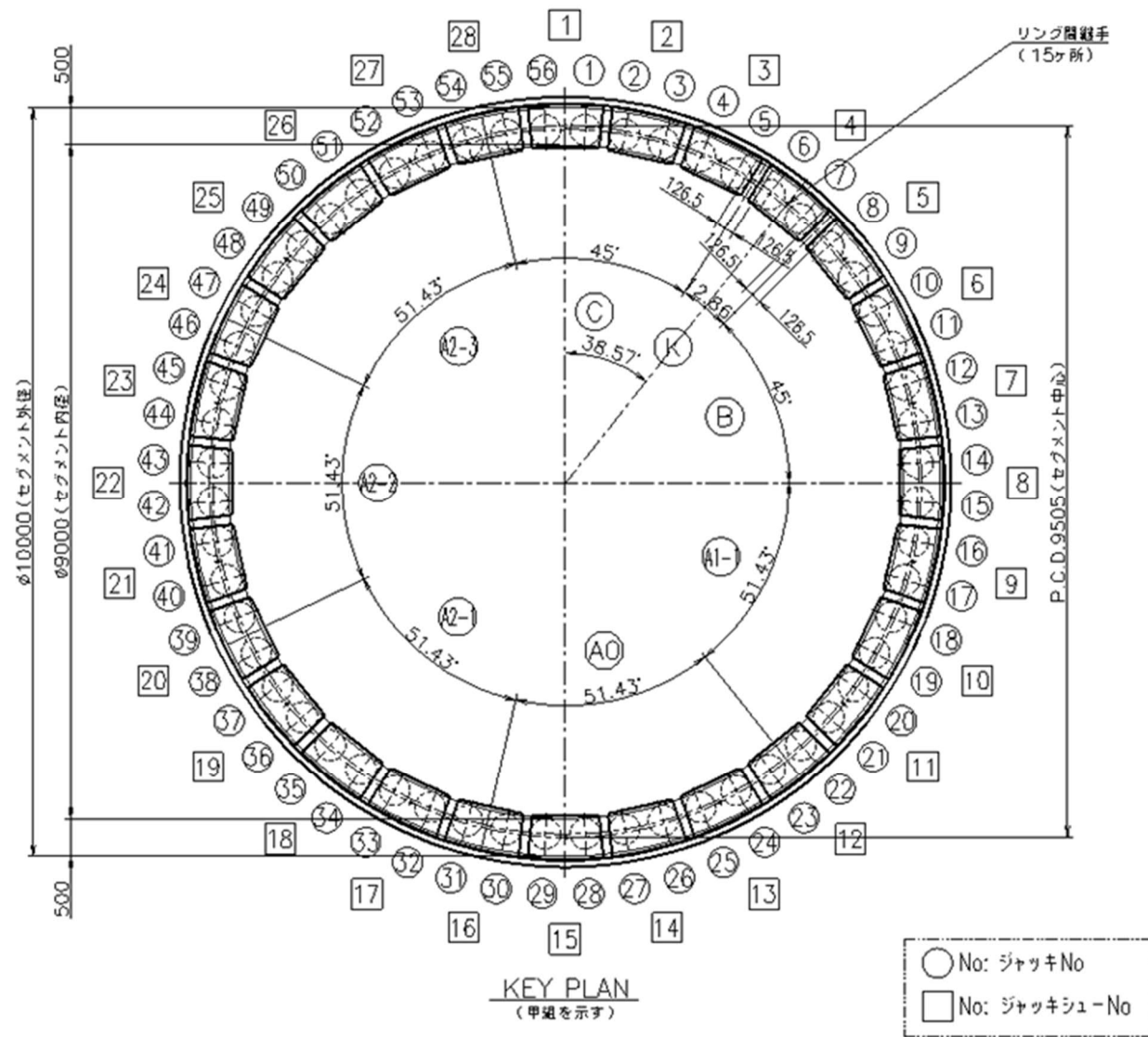


図1-1 ジャッキ配置図

1.2 シールドジャッキの能力と荷重偏心量

シールドジャッキの仕様とジャッキ、セグメント、マシンとの位置関係を図1-2に示す。また、スプレッダーの形状を図1-3に示す。

①ジャッキの能力

シールドジャッキ1本あたり 2700 (kN)

スプレッダー1か所あたり 2700×2の5400 (kN)

②荷重偏心量

シールドマシンのテールクリアランス分セグメントがずれて組み立てられたことを想定し 55mmの荷重偏心量を考慮した検討を行う。

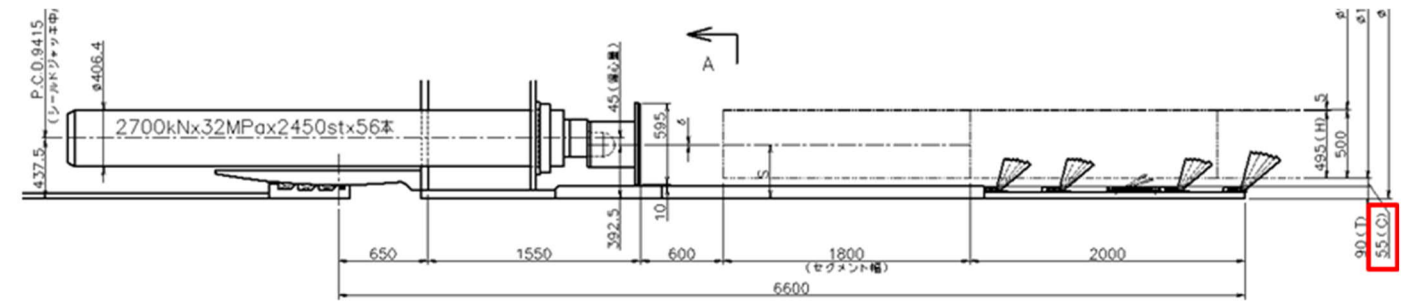


図1-2 シールドジャッキ、セグメントの位置関係

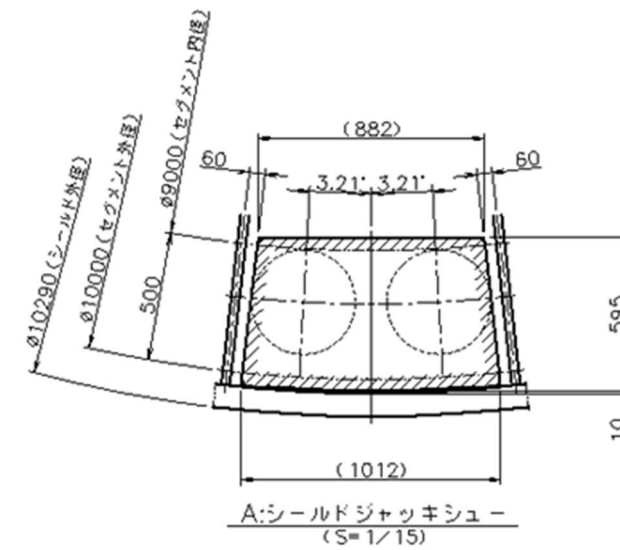


図1-3 スプレッダーの形状

2. 検討結果

2.1 ジャッキ推力によるコンクリート部の検討

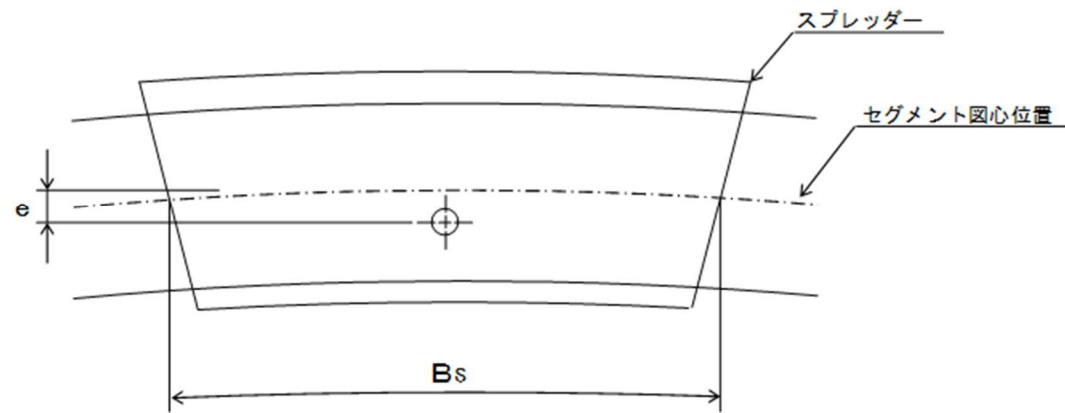


図 2-1 計算断面図

ジャッキのスプレッダーの当たる面積 A_0 は

$$A_0 = B_s \cdot h = 0.946 \times 0.5 \\ = 0.473 \quad (\text{m}^2)$$

この時スプレッダーの当たる中心位置の周長 B_s は

$$B_s = 2 \cdot \pi \cdot R_c \div N_j - l_s \\ = 2 \times \pi \times 4.7500 \div 28 - 0.12 \\ = 0.946 \quad (\text{m})$$

ここに、

R_c : セグメント厚さ中心の半径	4.75 (m)
h : セグメント厚さ	0.50 (m)
N_j : スプレッダーの数	28 (箇所)
l_s : スプレッダー同士の隙間	0.12 (m)

・ 偏心量 55mm の場合のコンクリート応力度

P : スプレッダー1枚当たりのジャッキ推力 5400 (kN)
(2連ジャッキのため2700kNジャッキ×2本)

e : 荷重偏心量 55 (mm)

σ_{ca} : コンクリートの短期許容応力度 ($f'_{ck} = 48\text{N/mm}^2$) 24 (N/mm²)

断面 2 次モーメント I' は

$$I' = \frac{B_s \cdot h^3}{12} = \frac{0.946 \times 0.500^3}{12} = 0.00985417 \quad (\text{m}^4)$$

コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c は

$$\sigma_c = \frac{P}{A_0} + \frac{P \cdot e \cdot 0.5 \cdot h}{I'} \\ = \frac{5400 \times 10^3}{0.473 \times 10^6} + \frac{5400 \times 10^3 \times 55.0 \times 0.5 \times 500}{0.00985417 \times 10^{12}} \\ = 18.951 \quad (\text{N/mm}^2) \leq \sigma_{ca} = 16.0 \times 1.50 = 24.0 \quad (\text{N/mm}^2) \\ \text{—OK—}$$

2.2 ジャッキ推力による主桁フランジの支圧検討

ジャッキで NM セグメントを押す際にスプレッダーが主桁フランジを直接押すため、フランジ接触面の圧縮応力の検討を行う。

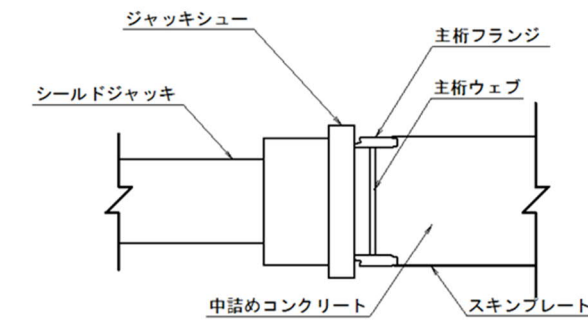


図 2-2 NM セグメントジャッキ推力作用時概略図

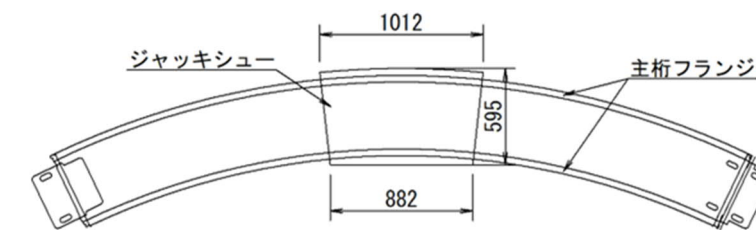


図 2-3 スプレッダー接地面概略図

主桁フランジのジャッキシュー1か所当たりの接触長さは $1012 + 882 = 1894\text{mm}$

主桁フランジは厚さ 36mm が本工事の最小厚さであり、フランジ勘合部は凹凸形状であるため安全側の検討として、厚さの 1/2 で応力検討を行う。

フランジの圧縮応力 σ_f の検討

$$\sigma_f = \text{ジャッキ推力} / \text{接触面積} \\ = (5400 \times 1000) / (1894 \times 18) \\ = 158 < 352.5 \text{ (SM490Y の短期許容圧縮応力度 } 235 \times 1.5) \quad \text{—OK—}$$

(5) 曲線施工時の検討

本検討では、曲線施工時のシールドジャッキ選択を考慮したテール部の競りに対するセグメントの構造成立性を確認する。なお、本工事では、曲線半径 R=100m (平面)、200m (平面)、500m (縦断) が計画されており、曲線半径が一番小さい R=100m で検討を行う。

1. 検討方法

シールド機テール部とセグメントの競りが生じた場合を想定し、図 1-1 に示すようなモーメントのつり合いにより継手部に作用するせん断力を算定し、応力度照査を行う。

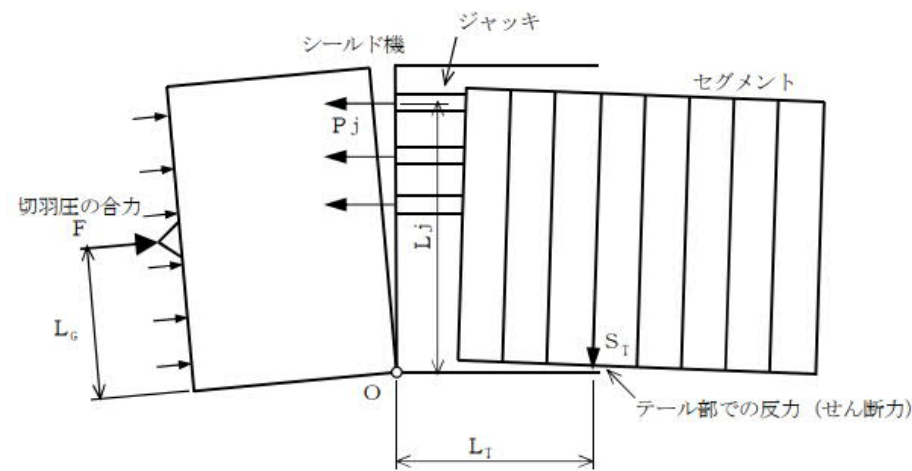


図 1-1 テール部の競りに伴う力のつり合い

- 0 点を中心とするモーメントのつり合い

$$M_j = \sum(P_{ji} \times L_{ji}) = F \times L_G + S_T \times L_T$$

- リング間のせん断応力

$$\tau = S_T / A$$

ここに、

- S_T : 競りによるせん断力
- M_j : ジャッキ推力による曲げモーメント
- P_{ji} : ジャッキ推力による反力
- L_{ji} : ジャッキまでの距離
- F : 切羽圧の合力
- L_G : 0 点からシールド機先端までの長さ =5.145m
- L_T : 0 点からテール端部までの長さ =6.650m

2 検討条件

2.1 ジャッキ推力による反力

ジャッキ推力は、曲線外側の半数のジャッキを使用するものとする。

$$P_{ji} = 5400 \times 15 + 500 \times 13 = 87500 \text{ kN}$$

※未選択ジャッキは追従圧 500kN を考慮

2.2 ジャッキ推力による曲げモーメント

ジャッキまでの距離は、ジャッキ合力の偏芯量を考慮する。

$$L_{ji} = D_m / 2 + e = 10.290 / 2 + 2.361 = 7.506 \text{ m}$$

ここに、

$$D_m : \text{シールド機外径} = 10.290 \text{ m}$$

$$e : \text{ジャッキ合力偏芯量} = 2.361 \text{ m}$$

したがって、ジャッキ推力による曲げモーメントは、

$$M_j = 87500 \times 7.506 = 656758 \text{ kNm}$$

2.3 切羽圧の合力

切羽圧として側方土水圧相当を考慮する。

ここでは、設計断面 2-1 の荷重条件より算定する。

$$P = 591.0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{土圧 } P_e = 166.5 \text{ kN/m}^2 \text{ 水圧 } P_w = 424.3 \text{ kN/m}^2)$$

- 切羽圧の合力

$$F = P \times (\pi \cdot D_m^2 / 4) = 591.0 \times (\pi \times 10.290^2 / 4) = 49148 \text{ kN}$$

3 検討結果

検討結果を表 3-1 に示す。

表 3-1 テール部の競りに対する検討結果

ジャッキ推力による曲げモーメント	M_j	kNm	656758
切羽圧の合力	F	kN	49148
切羽圧の合力作用位置	L_G	m	5.145
テール長	L_T	m	6.650
テール部におけるせん断力	S_T	kN	60735
リング間のせん断応力度*	τ	N/mm ²	96.9
リング間の許容せん断応力度	τ_a	N/mm ²	202.5
判定			OK

※リング間の面積はセグメントのリング間嵌合部面積として照査を行う (図 2-2)

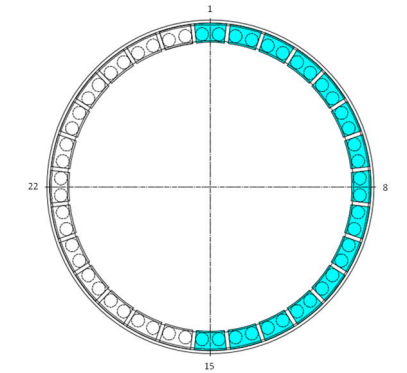


図 2-1 シールドジャッキ選択

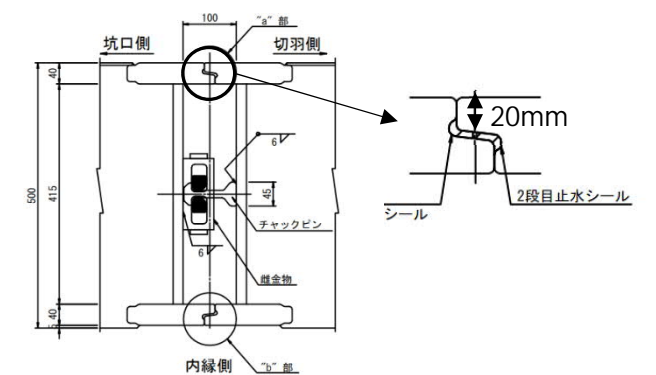


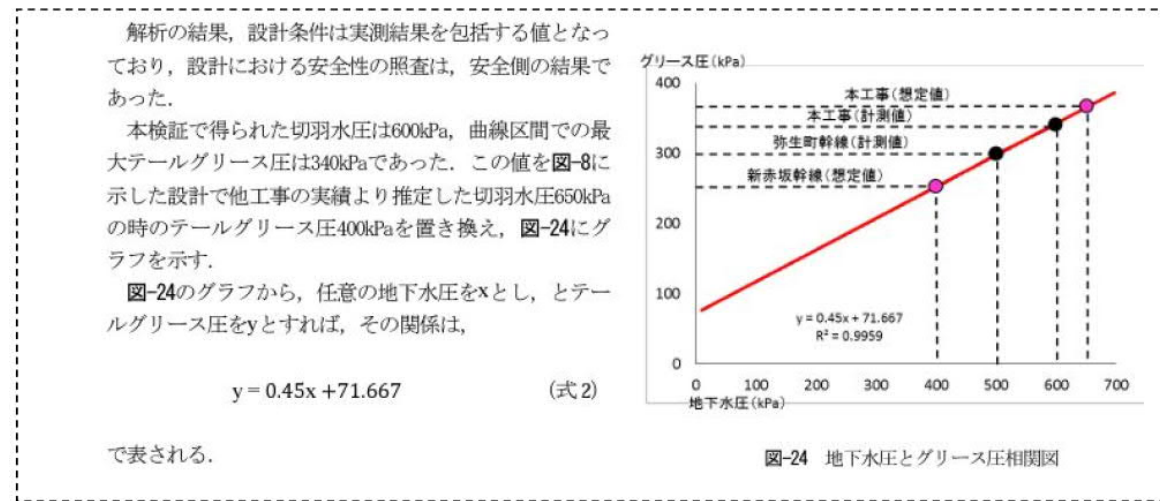
図 2-2 リング間照査位置

(6) K セグメントの安定検討

本検討は、セグメント組立時のKセグメント部ジャッキ引抜時のセグメントピースの抜出しの検討を行う。このとき、Kセグメントの抜出しに対する作用荷重は、テールグリス圧が支配的と考えられる。そのため、テールグリス圧が最大となる設計断面12の地下水圧を用いて行う。

1. 荷重条件

テールグリス圧は、「大深度、高水圧下におけるシールド曲線部施工時荷重を考慮したセグメントの設計手法の検証と提案（土木学会論文集F1（トンネル工学）Vol 74.No2_2018）」の地下水圧とテールグリス圧の相関を参考に算定する。



設計断面12でのシールド機底部に作用する水圧は800kN/m²であることより、
 テールグリス圧 $P = 0.45 \times 800 + 71.667 \approx 432$ kN/m²
 よって、テールグリス圧を432 kN/m²と設定する。

2. Kセグメントの抜出し力の算定

摩擦係数 (f=0.1) を見込んだ場合のKセグメントの抜出し荷重の算定結果を表2-1に示す。図3-1にKセグメントの抜出しの概念図を示す。

表2-1 Kセグメント抜出し力の算定結果（摩擦係数 f=0.1）

項目	算定式	単位	
テールグリス圧	q	kN/m ²	432
セグメント図心半径	Rc	m	4.75
セグメント幅	B	m/R	1.8
発生軸力	$Nc = q \times Rc \times B$	kN/R	3694
Kセグメント軸方向挿入角	β	Deg	8
セグメント摩擦係数	f		0.1
Kセグメント抜出し作用荷重	$pk1 = Nc \times \sin \beta \times \cos \beta$	kN	509
摩擦による抜出し抵抗荷重	$pk2 = f \times Nc \times \cos \beta \times \cos \beta$	kN	362
ジャッキピンに作用する抜出し荷重	$Pk = 2 \times (pk1 - pk2)$	kN	294

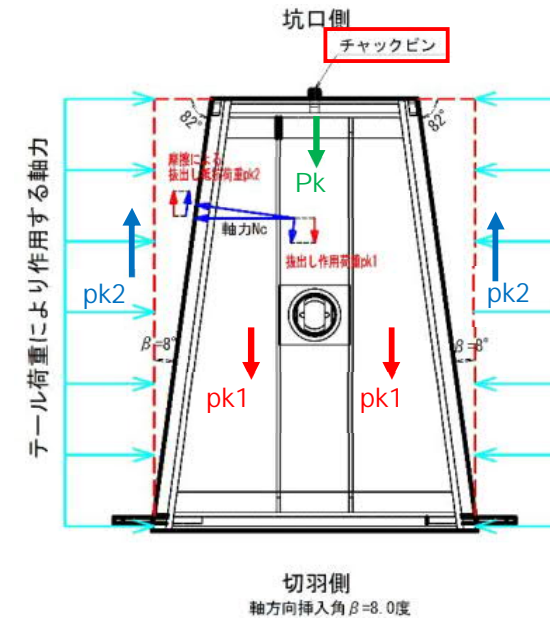


図3-1 テールグリス圧による抜出し力

3. Kセグメント抜出し対策

(1) ジャッキピンの検討

表2-1に示すように摩擦係数 (f=0.1) を見込んで算出したKセグメントの抜出し荷重を、図3-2に示すジャッキピンにより抵抗する。表3-1に示す検討結果より、強化型のジャッキピンを採用する。

表3-1 ジャッキピンの検討結果

ジャッキピン	短期許容応力度 σ_{pa} (N/mm ²)	抜出し荷重 Pk (kN)	有効断面積 Ap (mm ²)	発生応力度 σ_p (N/mm ²)	判定
通常型 (SM490)	322.5	294	40×14=560	525.0	NG
強化型 (SM490Y)	360.0	294	60×14=840	350.0	OK

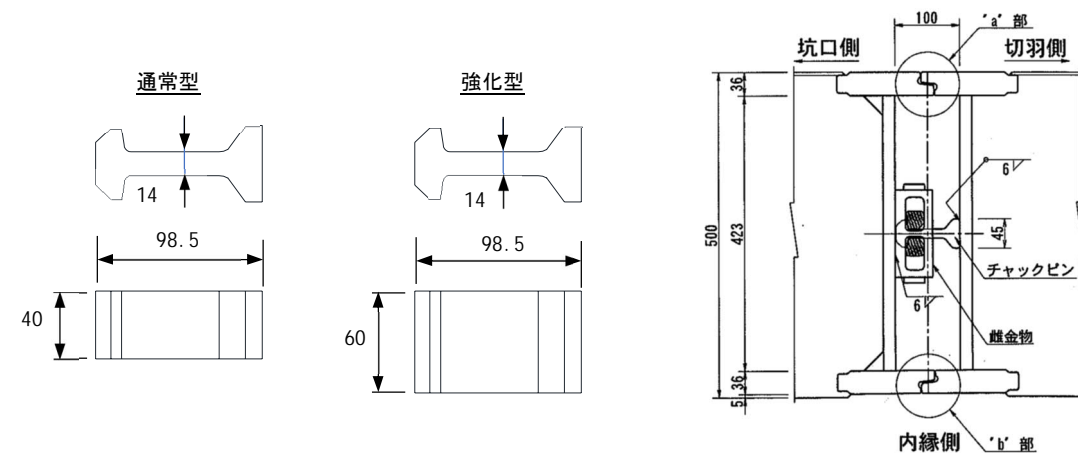


図3-2 ジャッキピンの形状寸法

(2) 拔出し防止治具の検討

摩擦抵抗が期待できない場合 (f=0.0) を想定し、Kセグメントの拔出しに対するフェールセーフとして、拔出し防止治具 (図 3-3) を設置する。このとき、拔出し防止治具に作用する荷重 (Pp) の算出結果を表 3-2 に示す。表 3-3 に示す検討結果より、拔出し防止治具として鋼棒径 32mm であれば安全であることを確認した。

表 3-2 Kセグメント拔出し力の算定結果 (摩擦係数 f=0.0)

項目	算定式	単位	
テールグリス圧	q	kN/m ²	432
セグメント図心半径	Rc	m	4.75
セグメント幅	B	m/R	1.8
発生軸力	Nc=q×Rc×B	kN/R	3694
Kセグメント軸方向挿入角	β	Deg	8
セグメント摩擦係数	f		0.0
Kセグメント拔出し作用荷重	pk1=Nc×sinβ×cosβ	kN	509
強化型チャックピンの引張り耐力	Pr=Ap×σpa	kN	307
拔出し防止治具に作用する拔出し荷重	Pp=2×pk1-Pr	kN	711

表 3-3 PC 鋼棒の検討結果

鋼材種類	降伏応力度 σba(N/mm ²)	拔出し荷重 Pp(kN)	鋼棒径 φ(mm)	発生応力度 σb(N/mm ²)	判定
10.9 ボルト相当	940*	711	26	1339.2	NG
			29	1076.4	NG
			32	884.1	OK

※拔出し防止のみを目的としているため、降伏応力度に対して評価する。

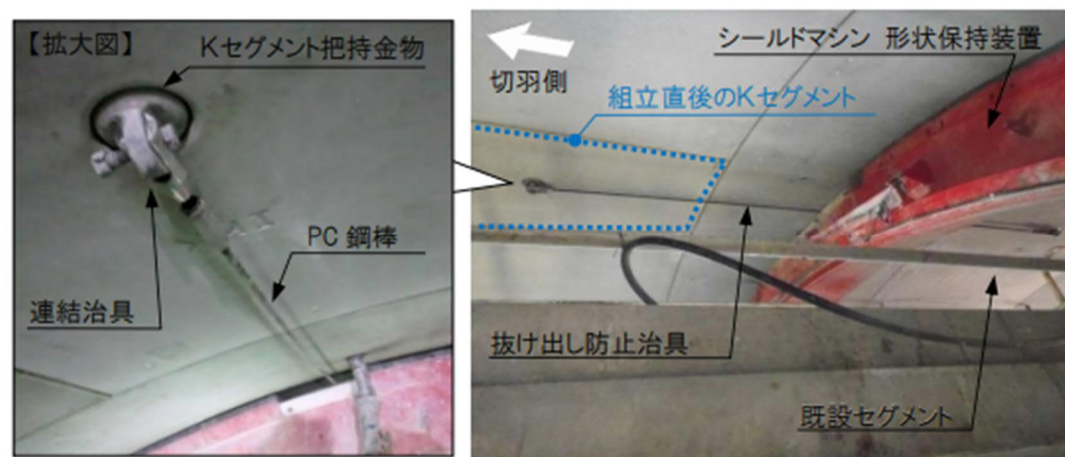


図 3-3 Kセグメント拔出し防止治具