

(別添書類第5号)

施設等の耐力の計算方法を明らかにした書類

(別添書類第5号) 施設等の耐力の計算方法を明らかにした書類

1. はじめに

本書類は、大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第14条第2項第6号で規定する「耐力の計算方法を明らかにした書類」である。

本事業により大深度地下に設置する施設が、同法第16条第6号の規定に適合することを示すものである。

設置する施設等が、大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号の規定に適合することを確認する方法は、国土交通省告示第292号(平成13年)に定められており、設置する施設等の頂面において作用する通常の建築物の建築により作用する荷重、土圧及び水圧を合計した荷重に対して、設置する施設等が必要な耐力を有することを確かめることとされている。

本書類では、施設等が必要な耐力を持つことを確認するために、はじめに耐力を確認する断面を特定し、各断面で算定される荷重の内最大の荷重が作用した場合(施設の各部材に最大応力が発生した場合)に、施設の各部材の応力がその部材の許容応力度の範囲内であることを確認する。

2. 根拠とした基準等の名称

施設に作用する荷重については、準拠基準1)～5)及び準拠基準7)に準拠して算定している。また、施設耐力の算定における材料や許容応力度、側方土圧係数、地盤反力係数の設定は、準拠基準6)に準拠し算定する。検討ケースや構造計算手法、内水圧が作用するときの考え方については準拠基準7)に準拠する。

準拠基準1) 国土交通省告示第292号(平成13年)～土圧及び水圧の算定方法～

準拠基準2) 国土交通省告示第293号(平成13年)

準拠基準3) 国土交通省告示第294号(平成13年)

準拠基準4) 国土交通省告示第295号(平成13年)～通常の建築物により作用する荷重の算定方法～

準拠基準5) 「大深度地下使用技術指針・同解説」国土交通省 平成13年6月
～荷重算定の際の具体的な考え方～

準拠基準6) 「トンネル標準示方書(シールド工法編)同解説」
(社)土木学会 平成28年8月
～材料や許容応力度、側方土圧係数、地盤反力係数等～

準拠基準7) 「内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き」
(財)先端建設技術センター平成11年3月
～検討ケース、構造計算手法、内水圧の考え方、土圧(小)の土圧算定の考え方～

なお、上記各基準の適用範囲について、準拠基準5)はトンネル径15m以内としており、本事業のシールドトンネルの規模はそれより小さいため、上記基準を本事業に適用しても問題ない。また、本事業のシールドトンネルで欠円構造となる箇所はないため、開口を有するセグメント設計モ

デルは適用しない。

3. 耐力の確認を行う断面

3. 1 全般

事業区域は、寝屋川北部地下河川における都島調節池（L=2.9km、内径φ11.5m）のうち2事業区域、計1.7kmと鶴見調節池（L=1.7km、内径φ9.0m）のうち1事業区域、0.5kmである。

都島調節池と鶴見調節池で内径が変化するため、それぞれの調節池において耐力の確認を行う。

なお、シールドセグメントの仕様は、漏水やコンクリートの欠損などが生じにくく、地下河川におけるシールドセグメントの採用実績を有する合成セグメント（嵌合方式）を想定し施設耐力の確認を行う。

これら、シールドトンネルの荷重に対する必要な耐力は、準拠基準5)、6)、7)に基づき、トンネル頂面に作用する鉛直荷重とトンネル側面に作用する水平荷重とを考慮して必要な耐力を算定する。本シールドトンネルが通過する地盤は、別添書類第3号の通り、大阪層群を通過し良好な地盤に位置しており、砂質土N値 ≥ 30 、粘性土N値 ≥ 20 を超える。そのため、準拠基準6)によれば非常によく締まった砂質土、硬い粘性土～固結した粘性土と判断され、地盤反力係数 $k=30$ (MN/m³)、側方土圧係数 $\lambda=0.45$ と設定することができる。また、準拠基準5)において、鉛直荷重は、緩み土圧として取り扱うことができるが、今回の計算結果では最低土圧 γD (D:トンネル外径)以下となったことから、この最低土圧 γD を採用する。そのため、鉛直荷重は、土の単位体積重量に比例するものであり、断面位置によって、大きな数値の差異はない。

土水の扱い	土の種類	λ	k (MN/m ³)	N値による目安
土水分離	非常によく締まった砂質土	0.35~0.45	30~50	30 \leq N
	締まった砂質土	0.45~0.55	10~30	15 \leq N<30
	緩い砂質土	0.50~0.60	0~10	N<15
	固結した粘性土	0.35~0.45	30~50	25 \leq N
	硬い粘性土	0.45~0.55	10~30	8 \leq N<25
	中位の粘性土	0.45~0.55	5~10	4 \leq N<8
土水一体	中位の粘性土	0.65~0.75	5~10	4 \leq N<8
	軟らかい粘性土	0.65~0.75	0~5	2 \leq N<4
	非常に軟らかい粘性土	0.75~0.85	0	N<2

(出典：トンネル標準示方書（シールド工法編）同解説（社）土木学会 p.55)

【解説】

4.2 土圧及び水圧

大深度地下は、浅深度地下とは違い堅くよく締まった地盤であり、かつ十分な土被りを有することから、原則として土のアーチング効果を見込んだ緩み土圧理論により鉛直土圧を算定することとする。また、大深度地下では、土圧に比べ水圧の影響が大きくなることが予測されるので、砂質土、粘性土ともに土水分離を基本とする。

大深度地下地盤に対しての緩み土圧の適用の是非については議論があるものの、これを越える土圧の作用が考えられないことから、緩み土圧相当を考える。

緩み土圧の算定方法としては、一般的な計算式である Terzaghi の式を用いることとする。

Terzaghi の式によって緩み土圧を算定する場合、大深度地下の比較的良好な地盤においては、内部摩擦角 (ϕ) と粘着力 (C) が大きな値になると考えられることから、緩み土圧が極端に小さい値として算定される可能性が高い。このような場合、通常の設計においては、設計上の不確定な要素等を勘案して最低土圧を設定している。

最低土圧は、各種基準・指針等では、比較的口径が小さく、かつ浅い位置に設置される可能性のある下水道、電力及び通信等のトンネルでは 2D、比較的口径が大きく、深い位置に設置される場合の多い鉄道トンネル等では 1D 相当の土荷重を最低土圧として採用している。

本技術指針においては、現行のシールドの設計理論を前提として、また、大深度地下は浅深度地下と比べ、堅くよく締まった地盤であることから、最低土圧は原則として 1D 相当の土荷重を考える。

(出典：大深度地下使用技術指針・同解説 国土交通省 p.35,36)

なお、本施設は洪水処理施設であり内水圧が作用する施設であるため、準拠基準7) に準拠し、シールドセグメントに最大応力が生じる可能性がある検討ケースで施設耐力の確認を行う。なお、内水圧が作用する場合は準拠基準7) において平常時内水位と異常時内水位を計算する必要があるが、今回は、安全側での検討として、異常時内水位を想定最大となる地表面まで作用するケースの計算を行う。その場合の許容応力度の割増しについて、異常時内水位の場合の1.5より厳しい平常時内水位の1.0とすることで、平常時内水位のケースについての検討は不要となる。よって、表-1に示す4ケースの荷重条件で計算を実施する。

表-1 検討ケース

検討 ケース	土 圧		建物 荷重	地下水圧		内水圧	自重	地盤反 力係数	許容応力 度の割増
	大	小		高	低				
1	○		○	○			○	○	1.0
2	○		○		○		○	○	1.0
3	○		○		○	○	○	○	1.0
4		○			○	○	○	○	1.0

※内水圧は、想定最大により照査（地表面を想定）

表-1に示す検討ケースにおいて、検討ケース4の土圧（小）以外は、土圧、地下水圧の考え方は準拠基準5) に基づいて算定する。内水圧の考え方については準拠基準7) に基づいて算定する。

覆工の設計にあたっては、土圧、地下水圧の大小、内水圧の大小および覆工構造等の条件によって、部材に最大応力が生じる荷重の組合せは複数のケースが考えられる。

したがって、起りうる各荷重の大きさと組合せを考慮し、全ての部材が安全になるよう設計計算を行う必要がある。

この場合、各荷重の組合せに応じて適当な安全率（許容応力度の割増し）を設定すべきである。

本委員会が検討の対象としたトンネルでは、表4.2.1に示す荷重の組合せと許容応力度の割増しを考慮した。

表4.2.1 荷重の組合せ

荷重 ケース	管内の状態	土 圧		地下水圧		内水圧		自重	地盤 反力	許容応力度 の割増し
		大	小	高	低	平常	異常			
1	空水の状態	○		○				○	○	1.0
2	空水の状態	○			○			○	○	1.0
3	平常時内水位	○		○*	○	○		○	○	1.0
4	平常時内水位		○		○	○		○	○	1.0
5	異常時内水位	○		○*	○		○	○	○	1.5
6	異常時内水位		○		○		○	○	○	1.5

* メタル構造の場合には、鋼材の圧縮が厳しくなるため、地下水位「高」のケースについても検討する必要がある場合があるので注意を要する。

(出典：内水圧が作用するトンネル覆工構造検討の手引き (財)先端建設技術センターp.26)

4.1.4 内水圧

- (1) 内水圧はトンネルの使用条件や内水位の変動に対して安全な設計になるよう、以下に示す2種類の内水圧を考慮する。
 - 1) 平常時内水圧
 - 2) 異常時内水圧
- (2) 鉛直方向の内水圧は、等分布荷重とし、その大きさは、覆工内側頂部に関しては、覆工頂点の図心に作用する静水圧、底部に関しては、覆工底点の図心に作用する静水圧を標準とする。
- (3) 水平方向の水圧は、等変分布荷重とし、その大きさは静水圧とする。

内水圧はトンネルの使用条件や内水位の変動を考慮して、「平常時内水位」と「異常時内水位」の2ケースについて検討するものとする（「3.3 内水位」参照）。
 本手引きは、設計作業上の便宜を図り、荷重作用位置を図心位置とすることに統一した。内水圧の作用位置および分布形状を下図に示す。

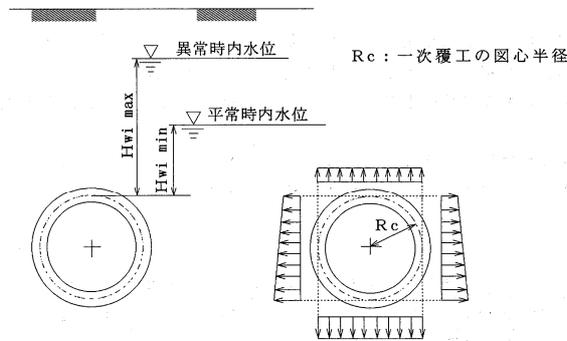


図4.1.5 内水圧の作用位置および分布形状

(出典：内水圧が作用するトンネル覆工構造検討の手引き (財)先端建設技術センターp.21)

準拠基準5)における、大深度地下使用制度において前提としている建築物による荷重は、表-1の土圧(大)のケースに考慮する。よって、土圧(大)は土圧+トンネル頂面に作用する建築物による荷重が大きくなる位置となるが、今回の地盤条件では、土圧は最低土圧 γD を適用することから、建築建物荷重が大きくなる断面を選定する。建築物荷重は、その支持地盤上面(荷重設定位置)とシールドセグメントの離隔が小さいほど地下施設への作用する荷重が大きくなる。

なお、建築物による荷重は、都市計画道路予定地となっている区間も含め安全側の条件となる、全区間において高度制限がないものとして設定する。

土圧（小）は内水圧が作用するときの条件であるが、内水圧が発生する場合は、内水圧は外圧と逆方向に働くため、外圧が小さいほど内水圧の影響が大きくなる。そのため、土圧（小）においては、建築物荷重は考慮しないものとし、土圧は準拠基準7)に基づき安全側の値である0.175Dとして土圧を算定する。

地下水圧は、地下水位がOP-2.607m～OP-1.078mの間に分布しているため、地下水圧（低）を地下水位OP-2.61m（OP-2.607mの四捨五入）、地下水圧（高）を地下水位OP-1.08m（OP-1.078mの四捨五入）として設定する。

表4.1.2 本委員会の試設計に用いた土圧の考え方

対象土質*1)		洪積粘性土	洪積砂質土	沖積粘性土
土の単位体積重量 γ (kN/m ³)		18	19	17
土の水中重量 γ' (kN/m ³)		8	9	7
最大土圧 作用時の 外荷重の 算定	土と水の考え方	土水分離	土水分離	土水一体
	最大鉛直土圧	全土被り土圧	1.5D _o *2)	全土被り土圧
	側方土圧係数 λ	0.6	0.4	0.75
最小土圧 作用時の 外荷重の 算定	土と水の考え方	土水分離	土水分離	土水分離
	最小鉛直土圧	0.175D _o *2)	0.175D _o *2)	緩み土圧*3)
	側方土圧係数 λ	0.6	0.4	0.5
地盤反力係数 k (MN/m ³)		10	50	0
トンネル上部土質		洪積粘性土	洪積粘性土 砂質土	沖積粘性土
トンネル通過部土質		洪積粘性土	硬質洪積粘性土 砂質土	沖積粘性土

*1) 本委員会では沖積砂質土に対する検討は行っていない。したがって、沖積砂質土に対しては別途詳細な検討が必要である。

*2) D_o : 一次覆工外径

*3) 緩み土圧：沖積粘性土としての土の粘着力および内部摩擦角の最大値を仮定して、緩み土圧を算定し、それらの最小値に基づき設定する。
(資料編Iの参考資料-3「3.3 沖積粘性土の緩み土圧設定例」を参照されたい。)

(出典：内水圧が作用するトンネル覆工構造検討の手引き (財)先端建設技術センターp.17)

3. 2都島調節池（L=2.9km、内径φ11.5m）

都島調節池において、地下水圧算定時の地下水位は観測水位の分布状況より設定し、内水圧は地盤面まで作用させるものとした。都島調節池の現況地盤高は大きな起伏がないため、地下水圧および内水圧は区間内で大きな差異がない。

そのため、都島調節池における検討断面は、検討ケース1～3として、建築建物荷重が大きくなる下記断面を選定する。

- ・都島調節池：国道1号（今里筋）交差部付近

また、検討ケース4として、建築物荷重を考慮しない場合に外圧が小さくなる下記断面を選定する。

- ・都島調節池：城北川取水施設の直下流部

3. 3鶴見調節池（L=1.7km、内径φ9.0m）

鶴見調節池において、地下水圧算定時の地下水位は観測水位の分布状況より設定し、内水圧は地盤面まで作用させるものとした。鶴見調節池の現況地盤高は大きな起伏がないため、地下水圧および内水圧は区間内で大きな差異がない。

そのため、鶴見調節池における検討断面は、検討ケース1～3として、建築建物荷重が大きくなる下記断面を選定する。

- ・鶴見調節池：国道479号（大阪内環状線）交差部付近

また、検討ケース4として、建築物荷重を考慮しない場合に外圧が小さくなる下記断面を選定する。

- ・鶴見調節池：国道479号（大阪内環状線）交差部付近

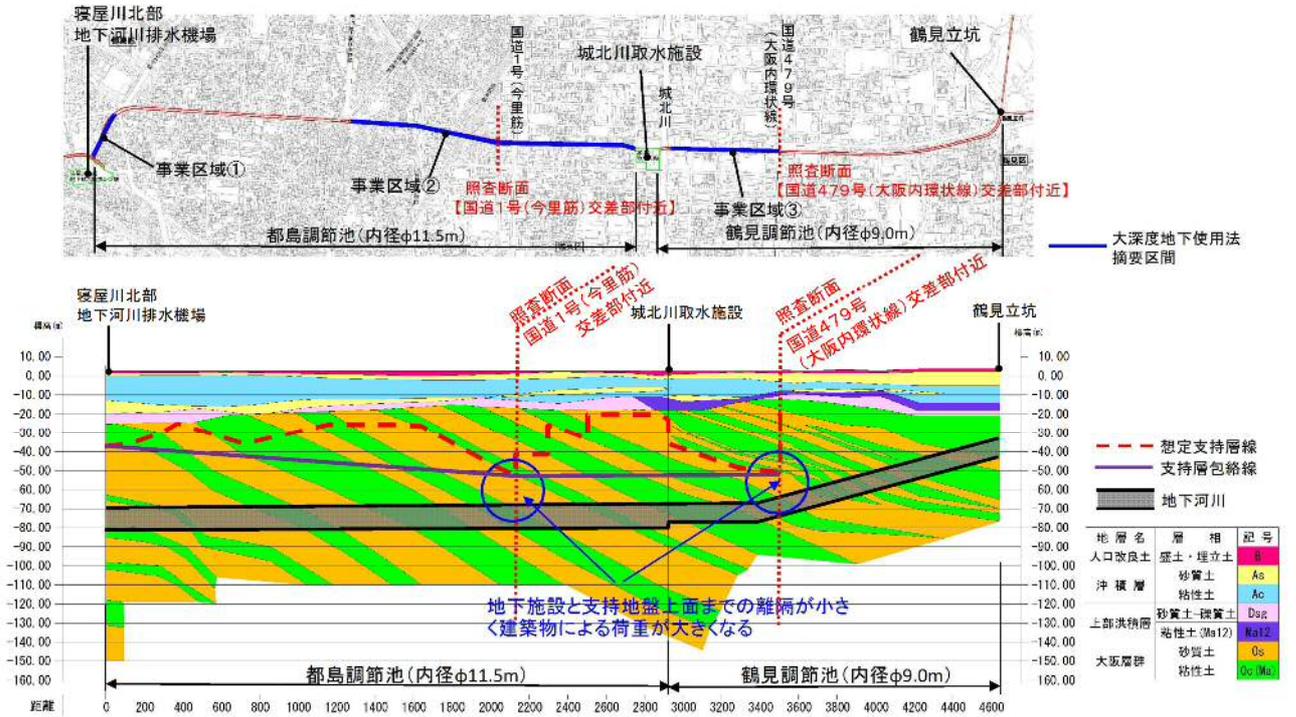


図-1 抽出断面位置図 (検討ケース1~3)

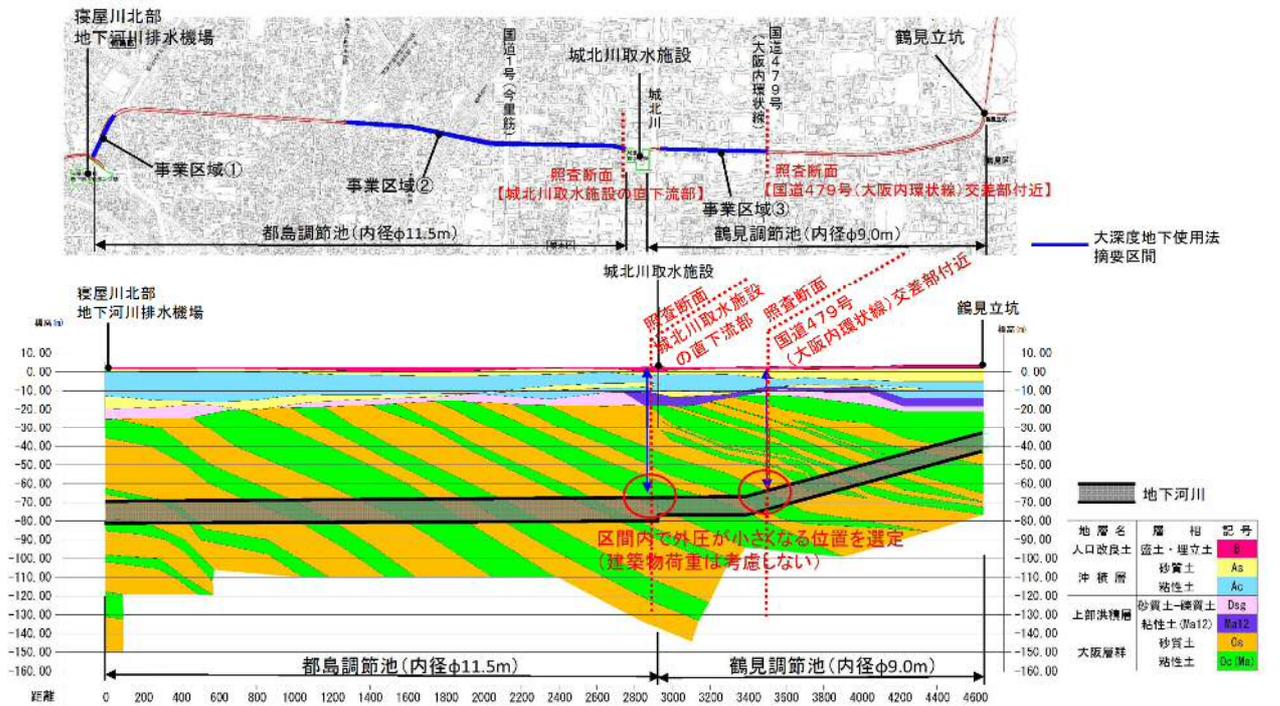


図-2 抽出断面位置図 (検討ケース4)

4. トンネル頂面において作用する荷重

通常の建築物の建築により作用する荷重は、準拠基準5) 4.1及び4.5で規定されるように大深度地下使用制度において前提としている建築物による荷重を越えるような荷重を及ぼす既存建築物が本事業の範囲に存在しないため、準拠基準5) 4.4建築物による荷重の算定方法に準拠して算定する。

土圧及び地下水圧は、準拠基準5) 4.2土圧及び水圧に準拠して算定する。なお、内水圧が作用する場合の土圧(小)は、準拠基準7) 4.1.1鉛直土圧に準拠して算定する。

これら、建築物による荷重と土圧及び地下水圧を合計したトンネルの頂面に作用する荷重は、各検討ケースにおいて以下の通りとなる。

4. 1都島調節池(L=2.9km、内径φ11.5m)

表-2 都島調節池作用荷重一覧表

(単位:kN/m²)

検討ケース	1	2	3	4
土圧	110.0	110.0	110.0	14.4
建物荷重	388.8	399.4	399.4	-
水圧	665.4	650.1	650.1	645.5
合計	1164	1160	1160	660

(単位:kN/m²)

検討ケース	1	2	3	4
内水圧	-	-	704	701

【検討ケース1】国道1号(今里筋)交差部付近:

外圧約1164kN/m²

【検討ケース2】国道1号(今里筋)交差部付近:

外圧約1160kN/m²

【検討ケース3】国道1号(今里筋)交差部付近:

外圧約1160kN/m² 内水圧約704kN/m²

【検討ケース4】城北川取水施設の直下流部:

外圧約660kN/m² 内水圧約701kN/m²

4. 2 鶴見調節池 (L=1.7km、内径φ9.0m)

表-3 鶴見調節池作用荷重一覧表

(単位:kN/m²)

検討ケース	1	2	3	4
土圧	78.0	78.0	78.0	13.7
建物荷重	402.9	412.3	412.3	-
水圧	625.9	610.6	610.6	610.6
合計	1107	1101	1101	624

(単位:kN/m²)

検討ケース	1	2	3	4
内水圧	-	-	669	669

【検討ケース1】 国道479号 (大阪内環状線) 交差点付近:

外圧約1107 kN/m²

【検討ケース2】 国道479号 (大阪内環状線) 交差点付近:

外圧約1101 kN/m²

【検討ケース3】 国道479号 (大阪内環状線) 交差点付近:

外圧約1101 kN/m² 約669 kN/m²

【検討ケース4】 国道479号 (大阪内環状線) 交差点付近:

外圧約624 kN/m² 内水圧約669 kN/m²

5. 応力の算定方法

4.で算定した荷重及び照査ケースにおいて、施設等のセグメントを構成する各材料に発生する応力を、準拠基準6)、7)に示された耐力の算定方法、使用材料の条件、使用した数値(物理定数、地盤反力係数や側圧係数、覆工の構造細目等)により算定する。

6. 耐力の確認結果

5.において算定された、各ケースのセグメントを構成する各部材に発生する応力を、その部材の許容応力度と比較した結果、すべて許容応力度の範囲内であり、少なくとも4.に示す荷重以上の耐力を有する事が確認された。(外圧約624~1164 kN/m²、内水圧約669~704 kN/m²)

6. 1都島調節池 (L=2.9km、内径φ11.5m)

・発生応力

【検討ケース1】国道1号(今里筋)交差部付近:

コンクリート:最大約12.2N/mm²

鋼材:約-182.9N/mm²から4.5N/mm²

【検討ケース2】国道1号(今里筋)交差部付近:

コンクリート:最大約12.3N/mm²

鋼材:約-183.9N/mm²から6.8N/mm²

【検討ケース3】国道1号(今里筋)交差部付近:

コンクリート:最大約9.6N/mm²

鋼材:約-143.4N/mm²から106.8N/mm²

【検討ケース4】城北川取水施設の直下流部:

コンクリート:最大約4.5N/mm²

鋼材:約-67.7N/mm²から86.3N/mm²

6. 2鶴見調節池 (L=1.7km、内径φ9.0m)

・発生応力

【検討ケース1】国道479号(大阪内環状線)交差部付近:

コンクリート:最大約9.6N/mm²

鋼材:約-143.3N/mm²から13.2N/mm²

【検討ケース2】国道479号(大阪内環状線)交差部付近:

コンクリート:最大約9.6N/mm²

鋼材:約-144.3N/mm²から15.5N/mm²

【検討ケース3】国道479号(大阪内環状線)交差部付近:

コンクリート:最大約7.7N/mm²

鋼材:約-115.6N/mm²から96.2N/mm²

【検討ケース4】国道479号(大阪内環状線)交差部付近:

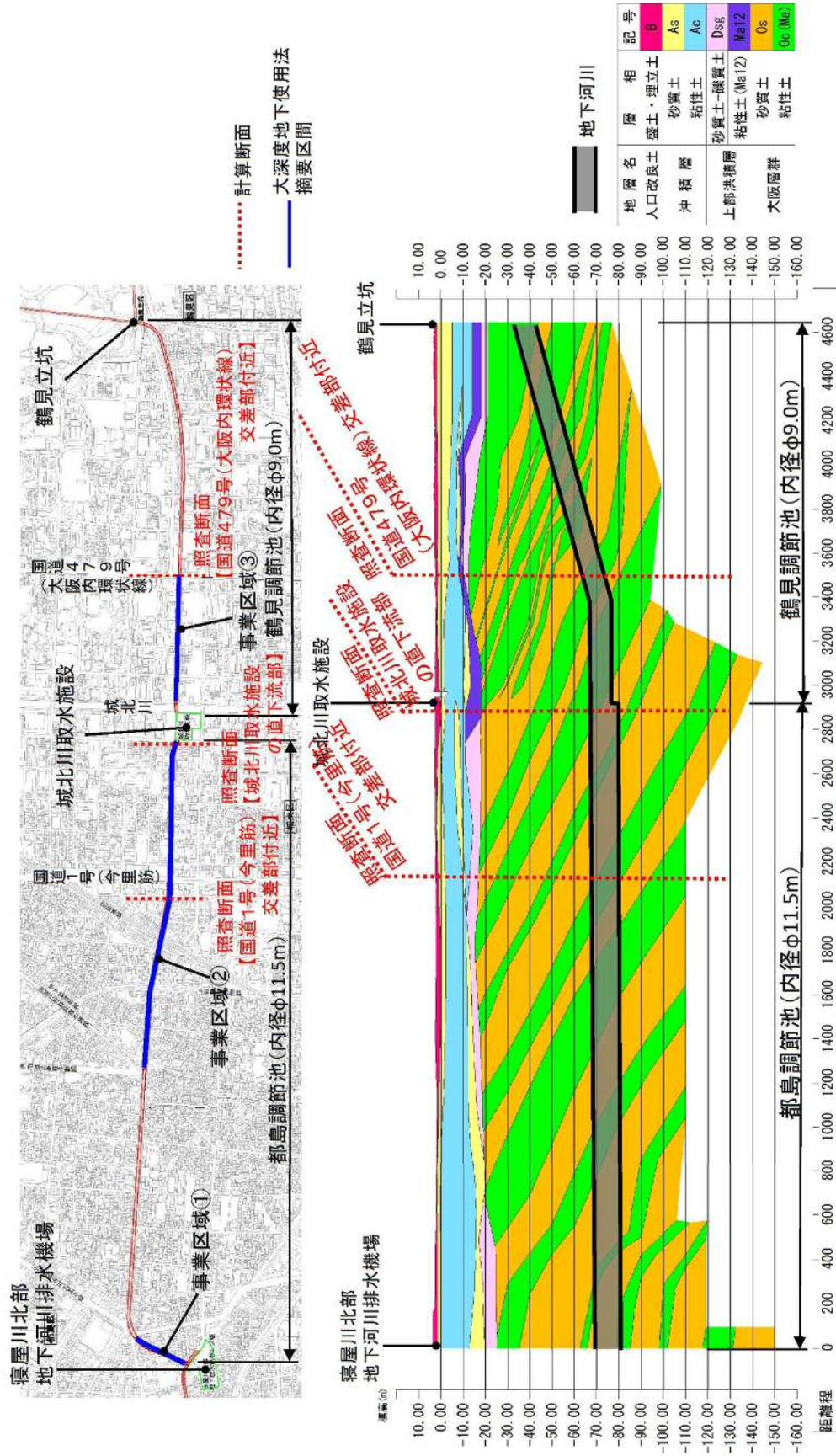
コンクリート:最大約3.1N/mm²

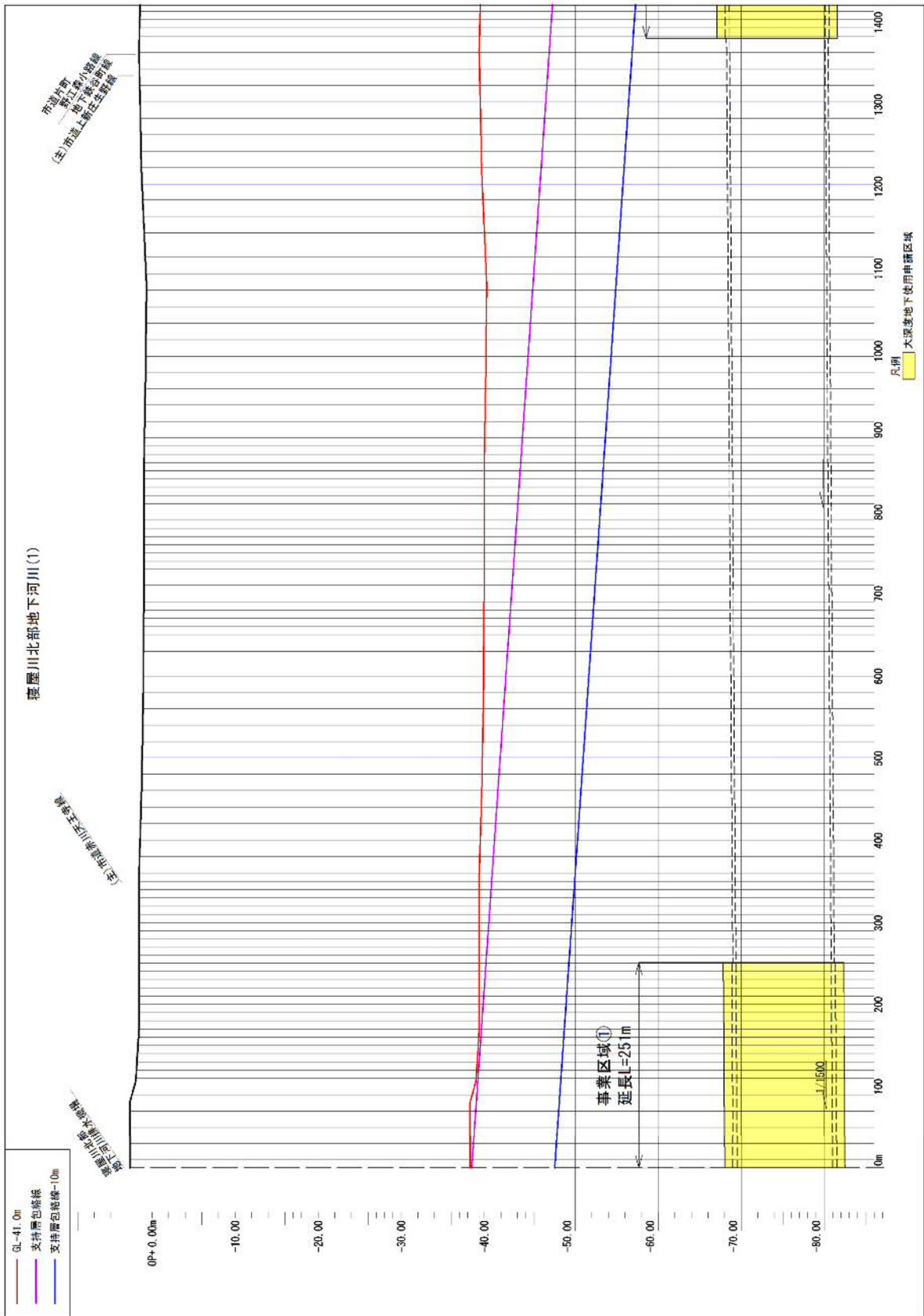
鋼材:約-46.2N/mm²から63.8N/mm²

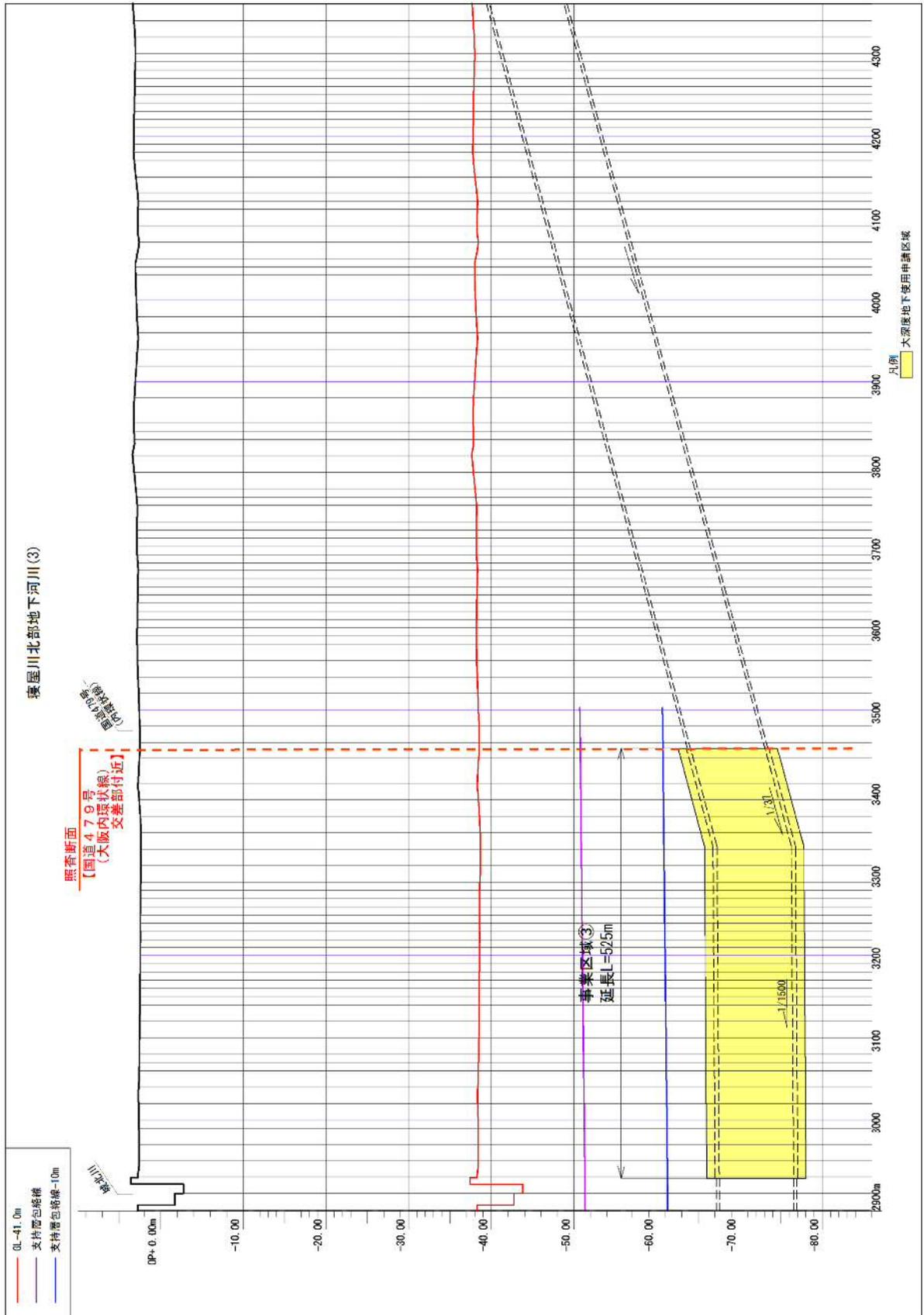
8. 結論

上記のとおり、本事業における地下施設(シールドトンネル)が、大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重および内水圧が作用する場合に対して必要な耐力を有していることが確認された。

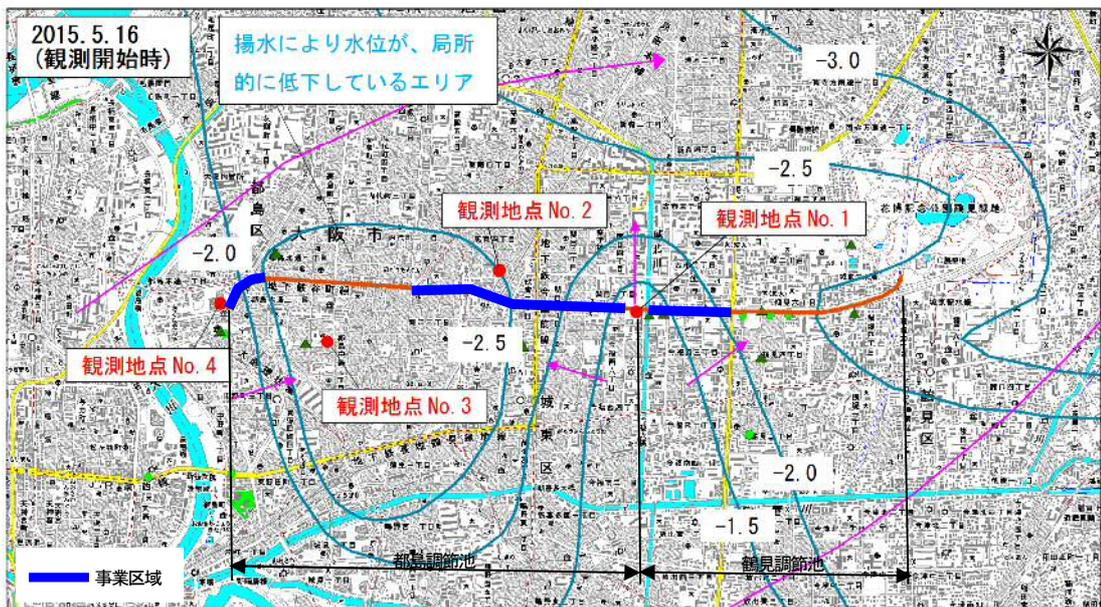
計算位置図



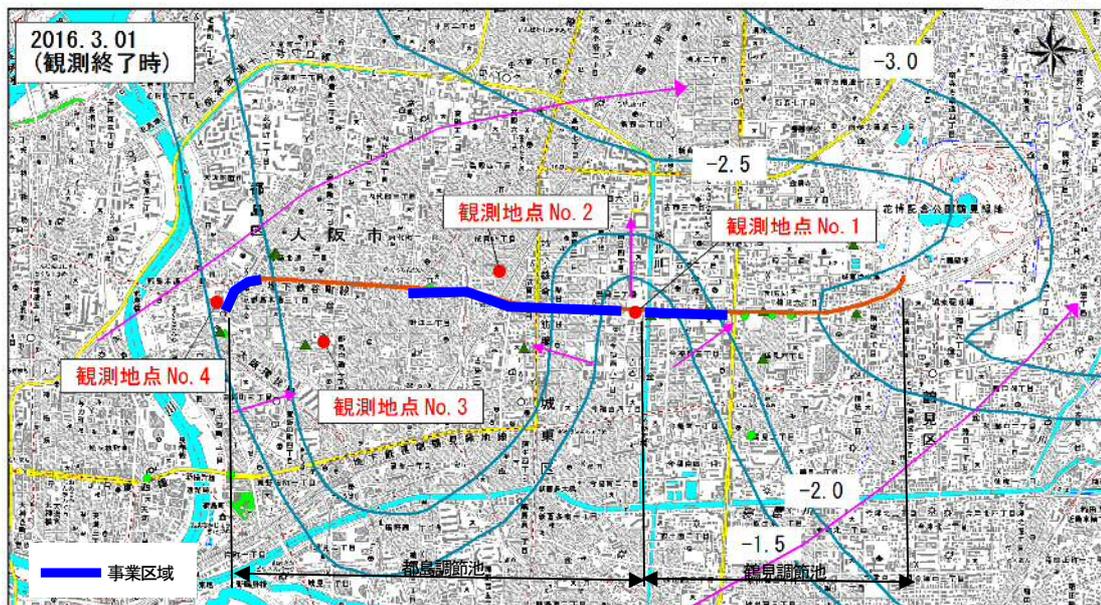




単位 0Pm



単位 0Pm



図一 深層地下水位コンター（観測結果より）

■内水圧

対象となる鶴見立坑～寝屋川北部地下河川排水機場間の現地盤高はほぼ一定であり、高低差は最大1.0m程度である。また、城北川取水施設、寝屋川北部地下河川排水機場は現在検討中であり形状は確定していないが、坑口高は現地盤高程度と考えられるため、内水圧は、地盤面まで作用するものとして算定した値で検証する。

(1) 都島調節池検討ケース1：国道1号（今里筋）交差部付近

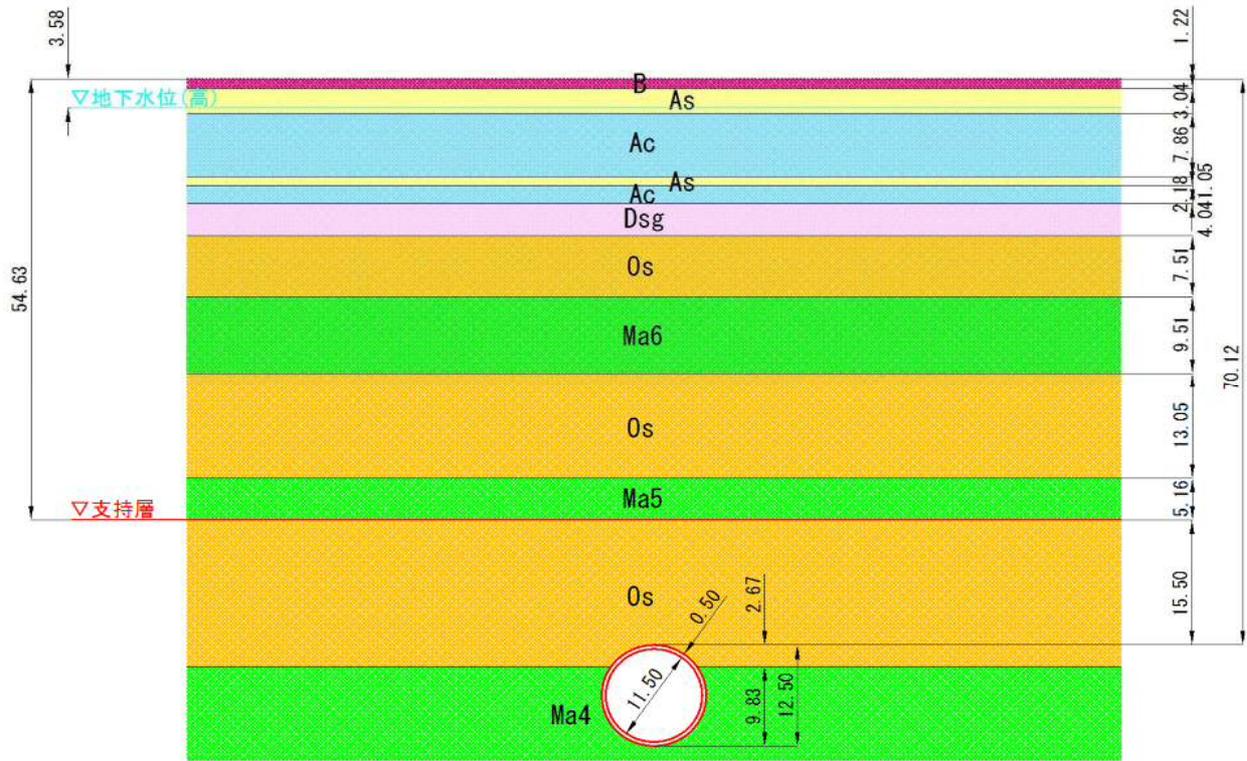


図 1 検討断面図

(a) 荷重の算定方法

(i) 建築物荷重

大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模は、以下より算定する。

4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模

大深度地下使用制度においては、地下掘削深さ GL-25m、荷重は $300\text{kN/m}^2 + \gamma_e$ $\text{kN/m}^3 \times 25\text{m}$ の建築物を前提とする。

また、載荷面規模については、 $70\text{m} \times 70\text{m}$ とする。

γ_e : 地下水位以上では土の湿潤単位体積重量 (γ_t) を指し、地下水位以下では、土の、飽和単位体積重量 (γ_{sat}) を指す。

○GL-25mの平均単位体積重量

土質	層厚 (m)	単位体積重量		t × γ	備考
		湿潤	飽和		
		(kN/m ³)			
B	1.22	19.0		23.18	
As	2.36	18.9		44.604	
As	0.68	18.9	19.9	13.532	地下水以下
Ac	7.86	16.6	16.6	130.476	
As	1.05	18.9	19.9	20.895	
Ac	2.18	16.6	16.6	36.188	
Dsg	4.04	21.0	22.0	88.88	
Os Ma7の下	5.61	20.0	21.0	117.81	
計	25.00			475.565	

⇒ 19 (kN/m³)

○建築物の規模

$$300 + 19 \times 25 = \boxed{775} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

○建築物による荷重の算定

地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、下記より建築物の荷重を求める。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} \quad \text{ただし、} h \leq 25\text{m (直接基礎) の場合は} h=25\text{m とする。}$$

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m²)

L : 地表から地下水位までの深さ (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ (m)

h : 地表から支持地盤上面までの深さ (m)

r : 当該区域において指定されている建ぺい率

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m²)

$$p = 300 + 25 \gamma_e$$

ここに、 γ_e : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 (γ_t)、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 (γ_{sat})

$$\text{ここに、} \begin{array}{l} L = \boxed{3.58} \text{ (m)} \\ p = \boxed{775} \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{array} \quad H = \boxed{70.12} \text{ (m)} \quad h = \boxed{54.63} \text{ (m)}$$

$$\therefore P = \boxed{388.8} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(ii) 鉛直土圧

■緩み土圧および最小土圧の算定

■緩み土圧の算定

(1) 緩み幅Bの算出

上記の緩み土圧を算定するにあたり、緩み幅Bは以下より算出する。

$$B = R \cot \phi \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

R : トンネル半径 (m)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (ラジアン)

ここに、 R = 6.25 (m) ϕ = 7.5 °
 \therefore B = 13.794 (m)

緩み幅算定時の ϕ

土質	層厚	内部摩擦角	t × ϕ
	(m)	°	
Os Ma5の下	2.67	35.0	93.5
Ma4	9.83	0.0	0.0
	12.5		93.5
		平均	7.5

(2) 緩み土圧の算出

※緩み土圧が負になる場合は0とする

土質	層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角	粘着力 (kN/m ²)	上載荷重 (kN/m ²)	緩み土圧 (kN/m ²)	備考
		湿潤	水中					
		(kN/m ³)						
B	1.22	19.0		25.0	0.0	22.709	22.709	
As	2.36	18.9		30.0	0.0	63.044	63.044	
As	0.68	18.9	8.9	30.0	0.0	67.242	67.242	地下水以下
Ac	7.86	16.6	6.6	0.0	39.0	96.895	96.895	
As	1.05	18.9	8.9	30.0	0.0	101.872	101.872	
Ac	2.18	16.6	6.6	0.0	39.0	110.096	110.096	
Dsg	4.04	21.0	11.0	40.0	0.0	125.508	125.508	
Os Ma7の下	7.51	20.0	10.0	35.0	0.0	148.169	148.169	
Ma6	9.51	16.6	6.6	0.0	257.0	33.751	33.751	
Os Ma6の下	13.05	20.0	10.0	35.0	0.0	112.830	112.830	
Ma5	5.16	16.2	6.2	0.0	315.0	26.988	26.988	
Os Ma5の下	15.50	18.8	8.8	35.0	0.0	106.717	106.717	▽天端
計	70.12						106.717	

ここに、 K0 = 1.0 とする。

(3) 最低土圧の算出

最低土圧として、1D程度相当の荷重を見込む

$$P_{min} = \gamma D$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) ※ γ はシールド天端から1Dの平均単重とした
D : トンネル外径 (m)

ここに、 γ = 8.8 (kN/m³) D = 12.5 (m)
 \therefore Pmin = 110.000 (kN/m²)

(4) 適用土圧

緩み土圧 最低土圧
106.717 < 110.000 ... 110.000 (kN/m²) を適用する。

(iii) 水圧

水圧は、覆工の図心に作用するものとする。トンネル天端に作用する水圧を以下に示す。

(1) 地下水位

$$Pw1 = \gamma_w \cdot (H \cdot L) = 10 \times (70.12 - 3.58) = 665.4 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10kN/m²

H: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 70.12m

L: 地表から地下水位までの深さ 3.58m

(2) 内水圧

常時は空水であるため、内水圧は考慮しない。

(b) 耐力の算定方法

(i) 構造解析手法

準拠基準6) 7) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、準拠基準6) 7) で規定されるはり-ばねモデルによる。

(ii) セグメント構造

嵌合方式合成セグメント構造とする。

その全体厚さは50cmとする。

(iii) 使用材料及び条件

準拠基準6) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度42N/mm²相当以上、鉄筋SD345相当以上、鋼材SM490相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、準拠基準6) で規定される値とする。

(iv) 地盤反力係数及び側圧係数

準拠基準6) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数及び側圧係数は、準拠基準6) で規定される値を用いる。

(c) 耐力の算定結果

■セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

表1 セグメント本体部の応力度照査結果

嵌合方式合成セグメント		荷重ケース		都島調節池 検討ケース1
断面 構造	<p>外面フランジ腐食代1.0mm考慮 内面コンクリート盛高5.0mm考慮</p>	許容応力度割増係数		1.0
		幅	B(mm)	1100
		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)	200
		外側フランジの厚さ	t1(mm)	35
		内側フランジの幅	F2(mm)	200
		内側フランジの厚さ	t2(mm)	36
		ウェブの厚さ	t3(mm)	19
		主鋼材	SM490	
正 曲 最 大 点	断面力	曲げモーメント	M(kN・m/R)	904.86
		軸力	N(kN/R)	-6876.95
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$	(N/mm ²)	12.2
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$	(N/mm ²)	4.5
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$	(N/mm ²)	-182.9
負 曲 最 大 点	断面力	曲げモーメント	M(kN・m/R)	-625.93
		軸力	N(kN/R)	-7986.02
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$	(N/mm ²)	11.1
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$	(N/mm ²)	-166.4
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$	(N/mm ²)	-39.4
せん 断	本体部断面力	せん断力	Q(kN/R)	355.01
	ウェブのせん断応力度 τ_{sw} (N/mm ²)	$\tau_{swa} = 120$	(N/mm ²)	22.1
注)軸力の符号:圧縮が正、応力度の符号:引張が正				

■継手部

セグメント継手の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

		応力度
正曲げ	Mmax ⁺ (kN・m)	753.31
	N ₁ (kN)	-6936.42
負曲げ	Mmax ⁻ (kN・m)	-531.66
	N ₂ (kN)	-7978.39

応力度照査

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。
 正の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$pa = \frac{M_{max^+} - Y_o \times N_1}{N_a \times Y_{ao}}$$

負の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$pb = \frac{M_{max^-} - Y_i \times N_2}{N_b \times Y_{bi}}$$

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)

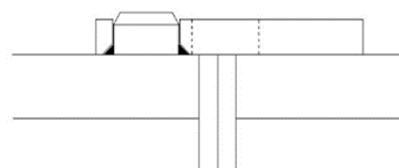
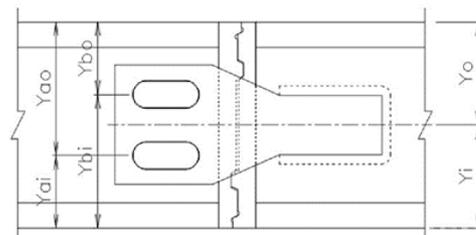
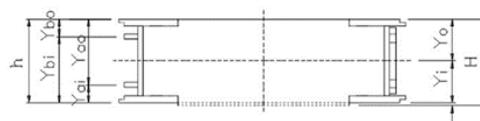
Y_i 247.5(mm)

Y_{ao} 345.0(mm)

Y_{ai} 150.0(mm)

Y_{bo} 150.0(mm)

Y_{bi} 345.0(mm)



継手ピンの引張力一覧表

(kN)	引張力
正曲げ Pa	-1396.3
負曲げ Pb	-2091.3

*継手ピンの引張りを正とする。負になる場合、継手ピンに引張力が発生せず全継手面圧縮状態となる。

したがって継手ピンには引張力が発生しない。

(d) 結論

以上の計算により、準拠基準5) 7) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

(2) 都島調節池検討ケース2 : 国道1号 (今里筋) 交差部付近

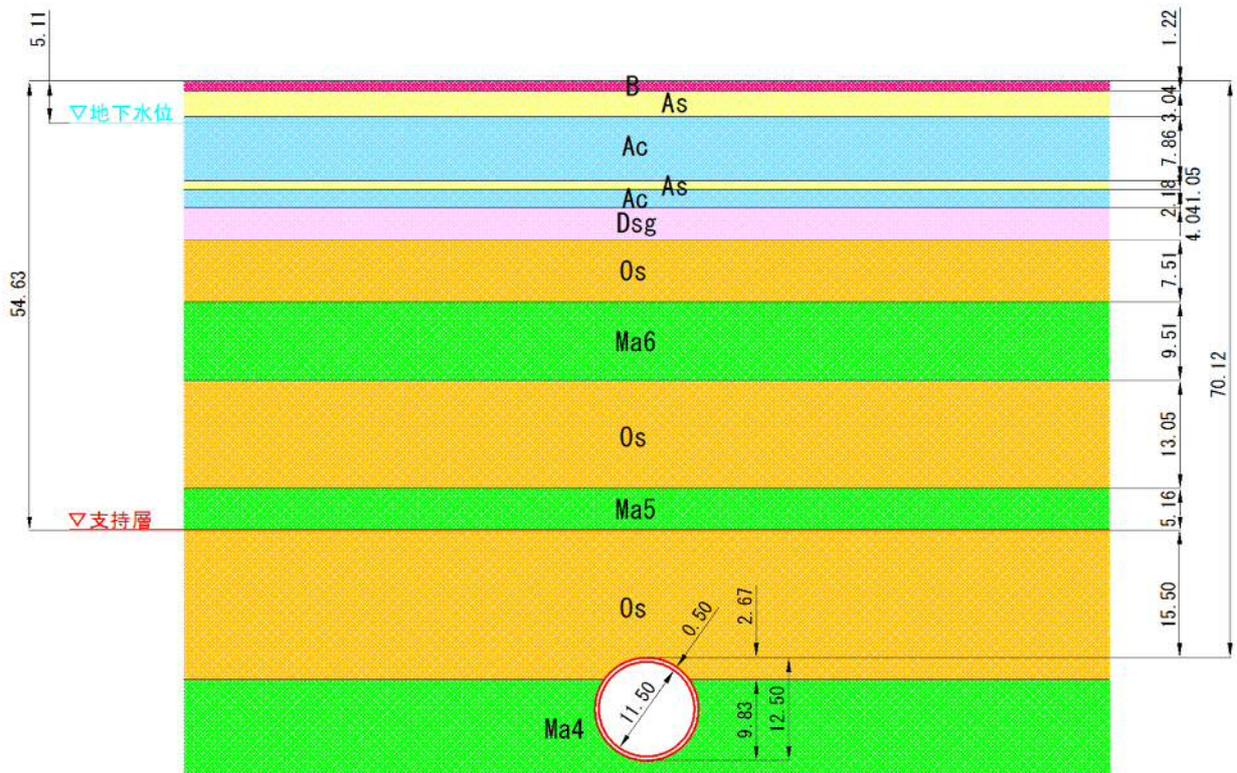


図 2 検討断面図

(a) 荷重の算定方法

(i) 建築物荷重

大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模は、以下より算定する。

4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模

大深度地下使用制度においては、地下掘削深さ GL-25m、荷重は $300\text{kN/m}^2 + \gamma_e \text{ kN/m}^3 \times 25\text{m}$ の建築物を前提とする。

また、載荷面規模については、 $70\text{m} \times 70\text{m}$ とする。

γ_e ：地下水位以上では土の湿潤単位体積重量 (γ_t) を指し、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 (γ_{sat}) を指す。

○GL-25mの平均単位体積重量

土質	層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)		t × γ	備考
		湿潤	飽和		
B	1.22	19.0		23.18	
As	3.04	18.9		57.456	
Ac	0.85	16.6		14.11	
Ac	7.01	16.6	16.6	116.366	地下水以下
As	1.05	18.9	19.9	20.895	
Ac	2.18	16.6	16.6	36.188	
Dsg	4.04	21.0	22.0	88.88	
Os Ma7の下	5.61	20.0	21.0	117.81	
計	25.00			474.885	

⇒ 19 (kN/m³)

○建築物の規模

$$300 + 19 \times 25 = \boxed{775} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

○建築物による荷重の算定

地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、下記より建築物の荷重を求める。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} \quad \text{ただし、} h \leq 25\text{m (直接基礎) の場合は} h=25\text{m とする。}$$

- P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m²)
- L : 地表から地下水位までの深さ (m)
- H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ (m)
- h : 地表から支持地盤上面までの深さ (m)
- r : 当該区域において指定されている建ぺい率
- p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m²)

$$p = 300 + 25 \gamma_e$$

ここに、 γ_e : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 (γ_t)、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 (γ_{sat})

$$\text{ここに、 } L = \boxed{5.11} \text{ (m) } \quad H = \boxed{70.12} \text{ (m) } \quad h = \boxed{54.63} \text{ (m)}$$
$$p = \boxed{775} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\therefore P = \boxed{399.4} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(ii) 鉛直土圧

■緩み土圧および最小土圧の算定

■緩み土圧の算定

(1) 緩み幅Bの算出

上記の緩み土圧を算定するにあたり、緩み幅Bは以下より算出する。

$$B = R \cot \phi \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

R : トンネル半径 (m)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (ラジアン)

ここに、 R = 6.25 (m) ϕ = 7.5 °
 \therefore B = 13.794 (m)

緩み幅算定時の ϕ

土質	層厚	内部摩擦角	t × ϕ
	(m)	°	
Os Ma5の下	2.67	35.0	93.5
Ma4	9.83	0.0	0.0
	12.5		93.5
		平均	7.5

(2) 緩み土圧の算出

※緩み土圧が負になる場合は0とする

土質	層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角	粘着力 (kN/m ²)	上載荷重 (kN/m ²)	緩み土圧 (kN/m ²)	備考
		湿潤	水中					
		(kN/m ³)						
B	1.22	19.0		25.0	0.0	22.709	22.709	
As	3.04	18.9		30.0	0.0	73.946	73.946	
Ac	0.85	16.6		0.0	39.0	85.653	85.653	
Ac	7.01	16.6	6.6	0.0	39.0	112.100	112.100	地下水以下
As	1.05	18.9	8.9	30.0	0.0	116.422	116.422	
Ac	2.18	16.6	6.6	0.0	39.0	124.647	124.647	
Dsg	4.04	21.0	11.0	40.0	0.0	136.888	136.888	
Os Ma7の下	7.51	20.0	10.0	35.0	0.0	155.942	155.942	
Ma6	9.51	16.6	6.6	0.0	257.0	41.524	41.524	
Os Ma6の下	13.05	20.0	10.0	35.0	0.0	116.837	116.837	
Ma5	5.16	16.2	6.2	0.0	315.0	30.996	30.996	
Os Ma5の下	15.50	18.8	8.8	35.0	0.0	108.541	108.541	▽天端
計	70.12						108.541	

ここに、 K0 = 1.0 とする。

(3) 最低土圧の算出

最低土圧として、1D程度相当の荷重を見込む

$$P_{min} = \gamma D$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) ※ γ はシールド天端から1Dの平均単重とした
D : トンネル外径 (m)

ここに、 γ = 8.8 (kN/m³) D = 12.5 (m)
 \therefore Pmin = 110.000 (kN/m²)

(4) 適用土圧

緩み土圧 最低土圧
108.541 < 110.000 ... 110.000 (kN/m²) を適用する。

(iii) 水圧

水圧は、覆工の図心に作用するものとする。トンネル天端に作用する水圧を以下に示す。

(1) 地下水位

$$Pw1 = \gamma_w \cdot (H \cdot L) = 10 \times (70.12 - 5.11) = 650.1 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10kN/m²

H: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 70.12m

L: 地表から地下水位までの深さ 5.11m

(2) 内水圧

常時は空水であるため、内水圧は考慮しない。

(b) 耐力の算定方法

(i) 構造解析手法

準拠基準6) 7) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、準拠基準6) 7) で規定されるはり-ばねモデルによる。

(ii) セグメント構造

嵌合方式合成セグメント構造とする。

その全体厚さは50cmとする。

(iii) 使用材料及び条件

準拠基準6) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度42N/mm²相当以上、鉄筋SD345相当以上、鋼材SM490相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、準拠基準6) で規定される値とする。

(iv) 地盤反力係数及び側圧係数

準拠基準6) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数及び側圧係数は、準拠基準6) で規定される値を用いる。

(c) 耐力の算定結果

■セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

表2 セグメント本体部の応力度照査結果

嵌合方式合成セグメント		荷重ケース	都島調節池 検討ケース2
断面 構造	<p>外面フランジ腐食代1.0mm考慮 内面コンクリート盛高5.0mm考慮</p>	許容応力度割増係数	1.0
		幅 B(mm)	1100
		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)	200
		外側フランジの厚さ t1(mm)	35
		内側フランジの幅 F2(mm)	200
		内側フランジの厚さ t2(mm)	36
		ウェブの厚さ t3(mm)	19
		主鋼材	SM490
正 曲 最 大 点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	920.61
		軸力 N(kN/R)	-6829.12
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$ (N/mm ²)	12.3
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$ (N/mm ²)	6.8
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$ (N/mm ²)	-183.9
負 曲 最 大 点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	-634.80
		軸力 N(kN/R)	-7960.62
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$ (N/mm ²)	11.1
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$ (N/mm ²)	-166.6
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$ (N/mm ²)	-37.8
せん 断	本体部断面力	せん断力 Q(kN/R)	360.82
	ウェブのせん断応力度 τ_{sw} (N/mm ²)	$\tau_{swa} = 120$ (N/mm ²)	22.4
注)軸力の符号:圧縮が正、応力度の符号:引張が正			

■継手部

セグメント継手の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

		応力度
正曲げ	Mmax ⁺ (kN・m)	767.26
	N ₁ (kN)	-6889.58
負曲げ	Mmax ⁻ (kN・m)	-540.58
	N ₂ (kN)	-7953.16

応力度照査

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。
 正の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$pa = \frac{M_{max^+} - Y_o \times N_1}{Na \times Yao}$$

負の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

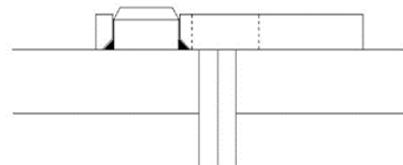
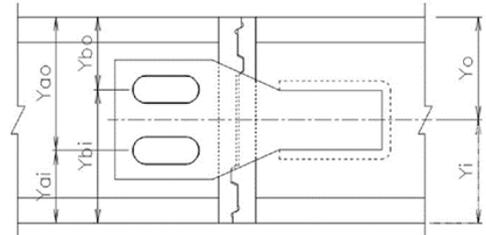
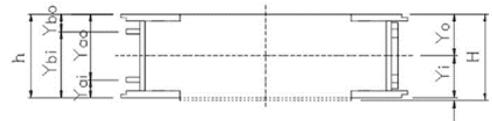
$$pb = \frac{M_{max^-} - Y_i \times N_2}{Nb \times Ybi}$$

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	345.0(mm)
Yai	150.0(mm)
Ybo	150.0(mm)
Ybi	345.0(mm)



継手ピンの引張力一覧表

(kN)	引張力
正曲げ Pa	-1359.3
負曲げ Pb	-2069.3

*継手ピンの引張りを正とする。負になる場合、継手ピンに引張力が発生せず全継手面圧縮状態となる。

したがって継手ピンには引張力が発生しない。

(d) 結論

以上の計算により、準拠基準5) 7) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

(3) 都島調節池検討ケース3 : 国道1号(今里筋) 交差部付近

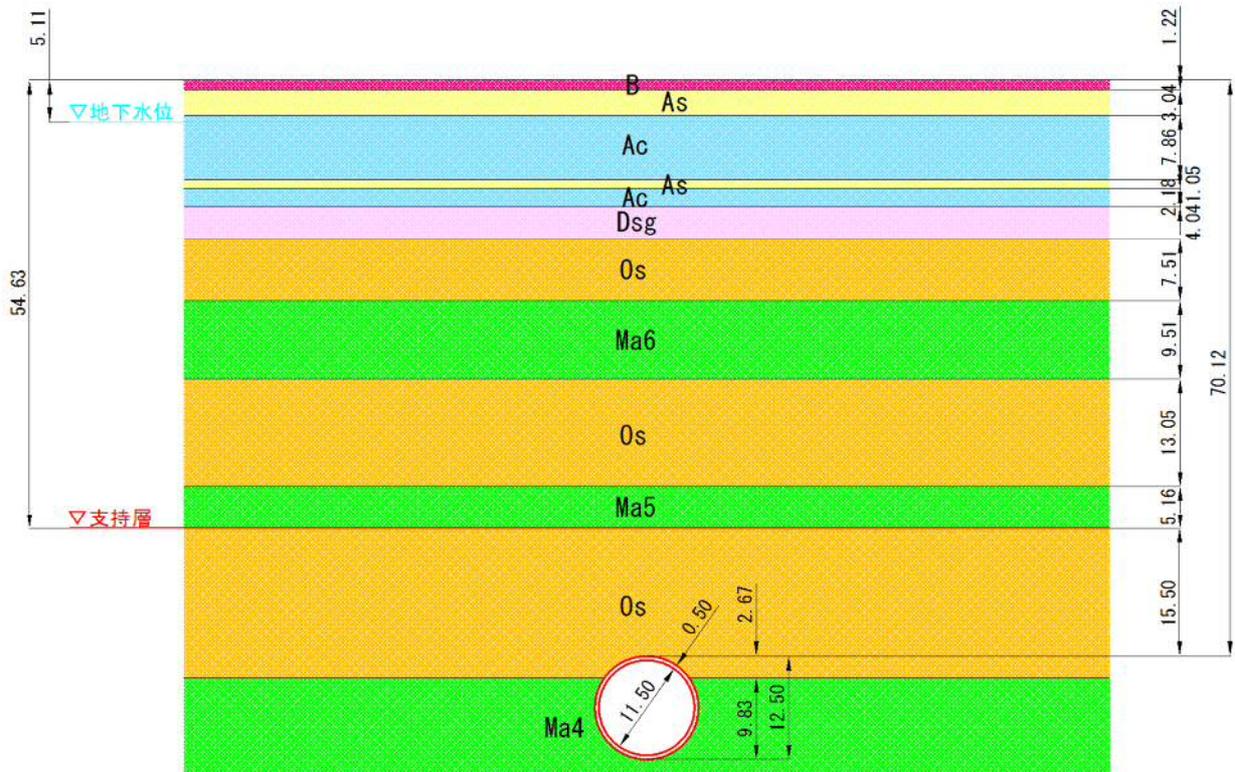


図 3 検討断面図

(a) 荷重の算定方法

(i) 建築物荷重

大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模は、以下より算定する。

4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模

大深度地下使用制度においては、地下掘削深さ GL-25m、荷重は $300\text{kN/m}^2 + \gamma_e$ $\text{kN/m}^3 \times 25\text{m}$ の建築物を前提とする。

また、載荷面規模については、 $70\text{m} \times 70\text{m}$ とする。

γ_e ：地下水位以上では土の湿潤単位体積重量 (γ_t) を指し、地下水位以下では、土の、飽和単位体積重量 (γ_{sat}) を指す。

○GL-25mの平均単位体積重量

土質	層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)		t × γ	備考
		湿潤	飽和		
B	1.22	19.0		23.18	
As	3.04	18.9		57.456	
Ac	0.85	16.6		14.11	
Ac	7.01	16.6	16.6	116.366	地下水以下
As	1.05	18.9	19.9	20.895	
Ac	2.18	16.6	16.6	36.188	
Dsg	4.04	21.0	22.0	88.88	
Os Ma7の下	5.61	20.0	21.0	117.81	
計	25.00			474.885	

⇒ 19 (kN/m³)

○建築物の規模

$$300 + 19 \times 25 = \boxed{775} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

○建築物による荷重の算定

地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、下記より建築物の荷重を求める。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} \quad \text{ただし、} h \leq 25\text{m (直接基礎) の場合は} h=25\text{m とする。}$$

- P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m²)
- L : 地表から地下水位までの深さ (m)
- H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ (m)
- h : 地表から支持地盤上面までの深さ (m)
- r : 当該区域において指定されている建ぺい率
- p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m²)

$$p = 300 + 25 \gamma_e$$

ここに、 γ_e : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 (γ_t)、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 (γ_{sat})

$$\text{ここに、} \quad L = \boxed{5.11} \text{ (m)} \quad H = \boxed{70.12} \text{ (m)} \quad h = \boxed{54.63} \text{ (m)}$$
$$p = \boxed{775} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\therefore P = \boxed{399.4} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(ii) 鉛直土圧

■緩み土圧および最小土圧の算定

■緩み土圧の算定

(1) 緩み幅Bの算出

上記の緩み土圧を算定するにあたり、緩み幅Bは以下より算出する。

$$B = R \cot \phi \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

R : トンネル半径 (m)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (ラジアン)

ここに、 R = 6.25 (m) ϕ = 7.5 °
 \therefore B = 13.794 (m)

緩み幅算定時の ϕ

土質	層厚	内部摩擦角	t × ϕ
	(m)	°	
Os Ma5の下	2.67	35.0	93.5
Ma4	9.83	0.0	0.0
	12.5		93.5
		平均	7.5

(2) 緩み土圧の算出

※緩み土圧が負になる場合は0とする

土質	層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角	粘着力 (kN/m ²)	上載荷重 (kN/m ²)	緩み土圧 (kN/m ²)	備考
		湿潤	水中					
		(kN/m ³)						
B	1.22	19.0		25.0	0.0	22.709	22.709	
As	3.04	18.9		30.0	0.0	73.946	73.946	
Ac	0.85	16.6		0.0	39.0	85.653	85.653	
Ac	7.01	16.6	6.6	0.0	39.0	112.100	112.100	地下水以下
As	1.05	18.9	8.9	30.0	0.0	116.422	116.422	
Ac	2.18	16.6	6.6	0.0	39.0	124.647	124.647	
Dsg	4.04	21.0	11.0	40.0	0.0	136.888	136.888	
Os Ma7の下	7.51	20.0	10.0	35.0	0.0	155.942	155.942	
Ma6	9.51	16.6	6.6	0.0	257.0	41.524	41.524	
Os Ma6の下	13.05	20.0	10.0	35.0	0.0	116.837	116.837	
Ma5	5.16	16.2	6.2	0.0	315.0	30.996	30.996	
Os Ma5の下	15.50	18.8	8.8	35.0	0.0	108.541	108.541	▽天端
計	70.12						108.541	

ここに、 K0 = 1.0 とする。

(3) 最低土圧の算出

最低土圧として、1D程度相当の荷重を見込む

$$P_{min} = \gamma D$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) ※ γ はシールド天端から1Dの平均単重とした
D : トンネル外径 (m)

ここに、 γ = 8.8 (kN/m³) D = 12.5 (m)
 \therefore Pmin = 110.000 (kN/m²)

(4) 適用土圧

緩み土圧 最低土圧
108.541 < 110.000 ... 110.000 (kN/m²) を適用する。

(iii) 水圧

水圧は、覆工の図心に作用するものとする。トンネル天端に作用する水圧を以下に示す。

(1) 地下水位

$$Pw1 = \gamma_w \cdot (H \cdot L) = 10 \times (70.12 - 5.11) = 650.1 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10kN/m²

H: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 70.12m

L: 地表から地下水位までの深さ 5.11m

(2) 内水圧

内水圧は、現地盤面まで作用するものとする。トンネル天端部に作用する内水圧を以下に示す。

$$Pw' = \gamma_w \cdot (H_w + h/2) = 10 \times (70.12 + 0.5 \div 2) = 703.70 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10kN/m²

H_w: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 70.12m

h: 覆工厚 0.50m

(b) 耐力の算定方法

(i) 構造解析手法

準拠基準6) 7) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、準拠基準6) 7) で規定されるはり-ばねモデルによる。

(ii) セグメント構造

嵌合方式合成セグメント構造とする。

その全体厚さは50cmとする。

(iii) 使用材料及び条件

準拠基準6) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度42N/mm²相当以上、鉄筋SD345相当以上、鋼材SM490相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、準拠基準6) で規定される値とする。

(iv) 地盤反力係数及び側圧係数

準拠基準6) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数及び側圧係数は、準拠基準6) で規定される値を用いる。

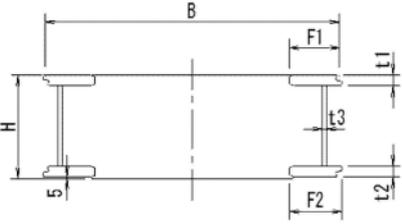
(c) 耐力の算定結果

■セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

表3 セグメント本体部の応力度照査結果

嵌合方式合成セグメント		荷重ケース	都島調節池 検討ケース3
断面構造	 <p>外面フランジ腐食代1.0mm考慮 内面コンクリート盛高5.0mm考慮</p>	許容応力度割増係数	1.0
		幅 B(mm)	1100
		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)	200
		外側フランジの厚さ t1(mm)	35
		内側フランジの幅 F2(mm)	200
		内側フランジの厚さ t2(mm)	36
		ウェブの厚さ t3(mm)	19
		主鋼材	SM490
正曲最大点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	1083.44
		軸力 N(kN/R)	-2126.85
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$ (N/mm ²)	9.6
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$ (N/mm ²)	106.8
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$ (N/mm ²)	-143.4
負曲最大点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	-706.84
		軸力 N(kN/R)	-3324.63
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$ (N/mm ²)	7.7
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$ (N/mm ²)	-116.0
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$ (N/mm ²)	34.0
せん断	本体部断面力	せん断力 Q(kN/R)	497.41
	ウェブのせん断応力度 τ_{sw} (N/mm ²)	$\tau_{swa} = 120$ (N/mm ²)	30.9
注)軸力の符号:圧縮が正、応力度の符号:引張が正			

■継手部

セグメント継手の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

		応力度
正曲げ	Mmax ⁺ (kN・m)	611.81
	N ₁ (kN)	-2219.88
負曲げ	Mmax ⁻ (kN・m)	-608.01
	N ₂ (kN)	-3328.17

応力度照査

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。
 正の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$pa = \frac{M_{max^+} - Y_o \times N_1}{N_a \times Y_{ao}}$$

負の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

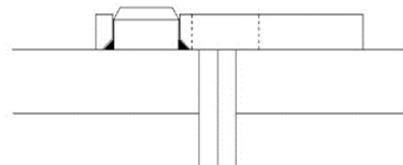
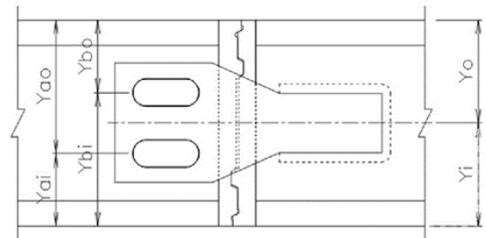
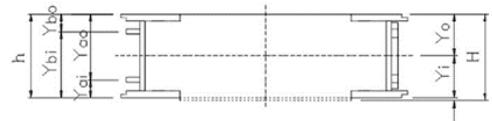
$$pb = \frac{M_{max^-} - Y_i \times N_2}{N_b \times Y_{bi}}$$

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	345.0(mm)
Yai	150.0(mm)
Ybo	150.0(mm)
Ybi	345.0(mm)

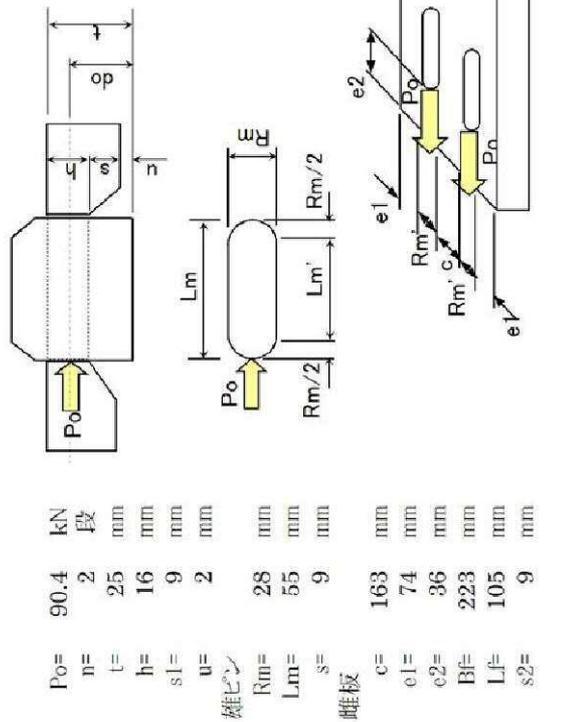


継手ピンの引張力一覧表

(kN)	引張力
正曲げ Pa	90.4
負曲げ Pb	-312.6

*継手ピンの引張りを正とする。負になる場合、継手ピンに引張力が発生せず全継手面圧縮状態となる。

継手部材の照査項目		単位	結果	許容値	照査結果
雄継手の断面検討	雄ピン曲げ引張応力度	(N/mm^2)	164.5	210.0	OK
	雄ピンせん断応力度	(N/mm^2)	65.9	120.0	OK
	雄ピン合成応力度		0.92	1.2	OK
雄継手の支圧の検討	雄ピン支圧応力度	(N/mm^2)	201.8	300.0	OK
雄継手の溶接の検討	雄ピン溶接せん断応力度	(N/mm^2)	100.1	120.0	OK
雌継手の断面検討	雌板の曲げ引張応力度	(N/mm^2)	67.5	210.0	OK
	雌板へりあき(e1)の引張応力度	(N/mm^2)	25.0	210.0	OK
	偏心曲げより雌板のせん断応力度①	(N/mm^2)	105.2	120.0	OK
	雌板のせん断応力度②	(N/mm^2)	82.8	120.0	OK
雌継手の溶接の検討	雌溶接合成応力		65.6	120.0	OK
			0.78	1.0	OK



(d) 結論

以上の計算により、準拠基準5) 7) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

(4) 都島調節池検討ケース4：城北川取水施設の直下流部

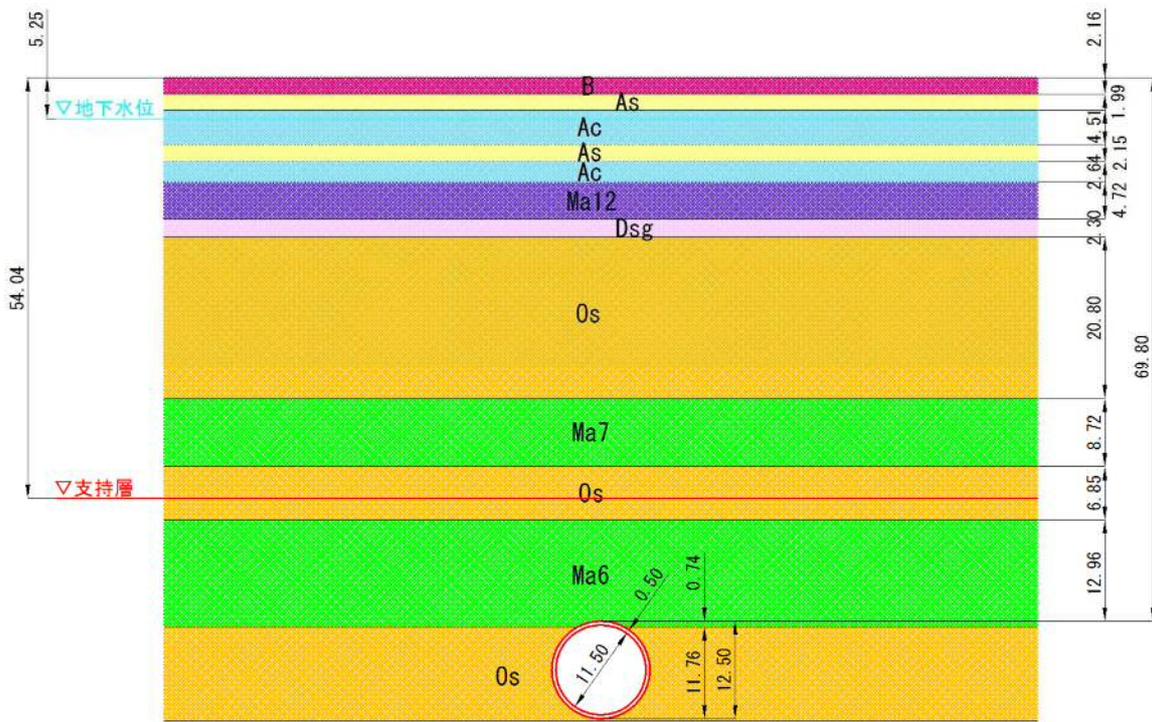


図 4 検討断面図

(a) 荷重の算定方法

(i) 建築物荷重

本検討において建築物荷重は考慮しない。

(ii) 鉛直土圧

最小土圧として、 $0.175D \cdot \gamma$ 程度相当の荷重を見込む。

$$P_{\min} = 0.175D \cdot \gamma$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3) シールド天端から $0.175D$ 範囲土層の単重 (水中)

D : トンネル外径 (m)

ここに、 $\gamma = 6.6$ (kN/m^3) , $D = 12.5$ (m)

$$\therefore P_{\min} = 0.175D \cdot \gamma = 14.44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(iii) 水圧

水圧は、覆工の図心に作用するものとする。トンネル天端に作用する水圧を以下に示す。

(1) 地下水位

$$P_w = 10(H-L) = 10 \times (69.80 - 5.25) = 645.50 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10 kN/m^2

H: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 69.80 m

L: 地表から地下水位までの深さ 5.25 m

(2) 内水圧

内水圧は、現地盤面まで作用するものとする。トンネル天端部に作用する内水圧を以下に示す。

$$P_w' = \gamma_w \cdot (H_w + h/2) = 10 \times (69.80 + 0.5 \div 2) = 700.50 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10 kN/m^2

H_w : 地表から設置するトンネル天端までの深さ 69.80 m

h: 覆工厚 0.50 m

(b) 耐力の算定方法

(i) 構造解析手法

準拠基準6) 7) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、準拠基準6) 7) で規定されるはり-ばねモデルによる。

(ii) セグメント構造

嵌合方式合成セグメント構造とする。

その全体厚さは50cmとする。

(iii) 使用材料及び条件

準拠基準6) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度42N/mm²相当以上、鉄筋SD345相当以上、鋼材SM490相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、準拠基準6) で規定される値とする。

(iv) 地盤反力係数及び側圧係数

準拠基準6) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数及び側圧係数は、準拠基準6) で規定される値を用いる。

(c) 耐力の算定結果

■セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

表4 セグメント本体部の応力度照査結果

嵌合方式合成セグメント		荷重ケース		都島調節池 検討ケース4
断面構造	<p>外面フランジ腐食代1.0mm考慮 内面コンクリート盛高5.0mm考慮</p>	許容応力度割増係数		1.0
		幅	B(mm)	1100
		高さ	H(mm)	500
		照査上有効高さ	H'(mm)	499
		外側フランジの幅	F1(mm)	200
		外側フランジの厚さ	t1(mm)	35
		内側フランジの幅	F2(mm)	200
		内側フランジの厚さ	t2(mm)	36
		ウェブの厚さ	t3(mm)	19
		主鋼材	SM490	
		正曲最大点	断面力	曲げモーメント
	軸力		N(kN/R)	-51.65
コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$		(N/mm ²)	4.5
内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$		(N/mm ²)	86.3
外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$	(N/mm ²)	-67.7	
負曲最大点	断面力	曲げモーメント	M(kN・m/R)	-460.65
		軸力	N(kN/R)	-527.23
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$	(N/mm ²)	3.7
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$	(N/mm ²)	-55.7
外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$	(N/mm ²)	53.8	
せん断	本体部断面力	せん断力	Q(kN/R)	355.31
	ウェブのせん断応力度 τ_{sw} (N/mm ²)	$\tau_{swa} = 120$	(N/mm ²)	22.1
注)軸力の符号:圧縮が正、応力度の符号:引張が正				

■継手部

セグメント継手の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

		応力度
正曲げ	M_{max}^+ (kN・m)	163.81
	N_1 (kN)	-132.21
負曲げ	M_{max}^- (kN・m)	-285.66
	N_2 (kN)	-602.50

応力度照査

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。
 正の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$p_a = \frac{M_{max}^+ - Y_o \times N_1}{N_a \times Y_{ao}}$$

負の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$p_b = \frac{M_{max}^- - Y_i \times N_2}{N_b \times Y_{bi}}$$

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)

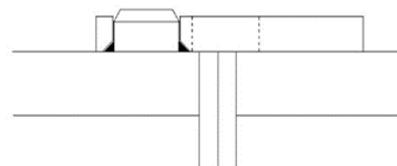
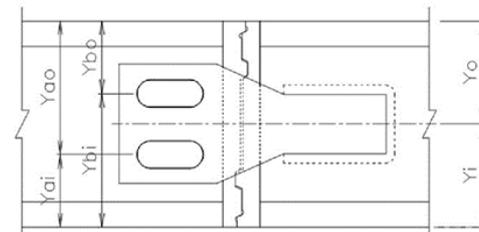
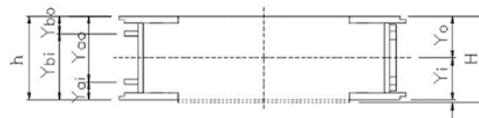
Y_i 247.5(mm)

Y_{ao} 345.0(mm)

Y_{ai} 150.0(mm)

Y_{bo} 150.0(mm)

Y_{bi} 345.0(mm)

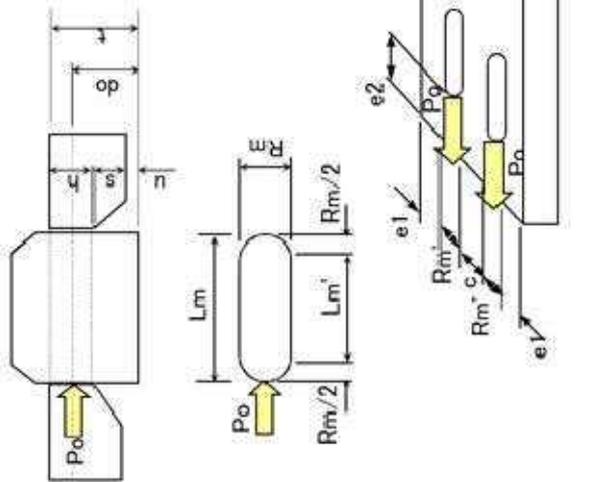


継手ピンの引張力一覧表

(kN)	引張力
正曲げ Pa	190.0
負曲げ Pb	197.9

*継手ピンの引張りを正とする。負になる場合、継手ピンに引張力が発生せず全継手面圧縮状態となる。

継手部材の照査項目		単位	結果	許容値	照査結果
雄継手の断面検討	雄ピン曲げ引張応力度	(N/mm^2)	162.0	210.0	OK
	雄ピンせん断応力度	(N/mm^2)	76.1	120.0	OK
	雄ピン合成応力度		1.00	1.2	OK
雄継手の支圧の検討	雄ピン支圧応力度	(N/mm^2)	274.9	300.0	OK
	雄継手の溶接の検討	(N/mm^2)	116.0	120.0	OK
雌継手の断面検討	雌板の曲げ引張応力度	(N/mm^2)	117.9	210.0	OK
	雌板リング(e1)の引張応力度	(N/mm^2)	45.6	210.0	OK
	雌板へりあき(a2)せん断応力度	(N/mm^2)	117.2	120.0	OK
	偏心曲げより雌板のせん断応力度①	(N/mm^2)	81.9	120.0	OK
雌継手の溶接の検討	雌板のせん断応力度②	(N/mm^2)	82.3	120.0	OK
	雌溶接合成応力度		0.94	1.0	OK



Po=	197.9	kN
n=	2	段
t=	32	mm
h=	20	mm
s1=	12	mm
u=	2	mm
雄ピン		
Rm=	36	mm
Lm=	80	mm
s=	12	mm
雌板		
c=	155	mm
e1=	70	mm
e2=	55	mm
Bf=	223	mm
Lf=	150	mm
s2=	13	mm

(d) 結論

以上の計算により、準拠基準5) 7) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

(5) 鶴見調節池検討ケース 1 : 国道479号 (大阪内環状線) 交差部付近

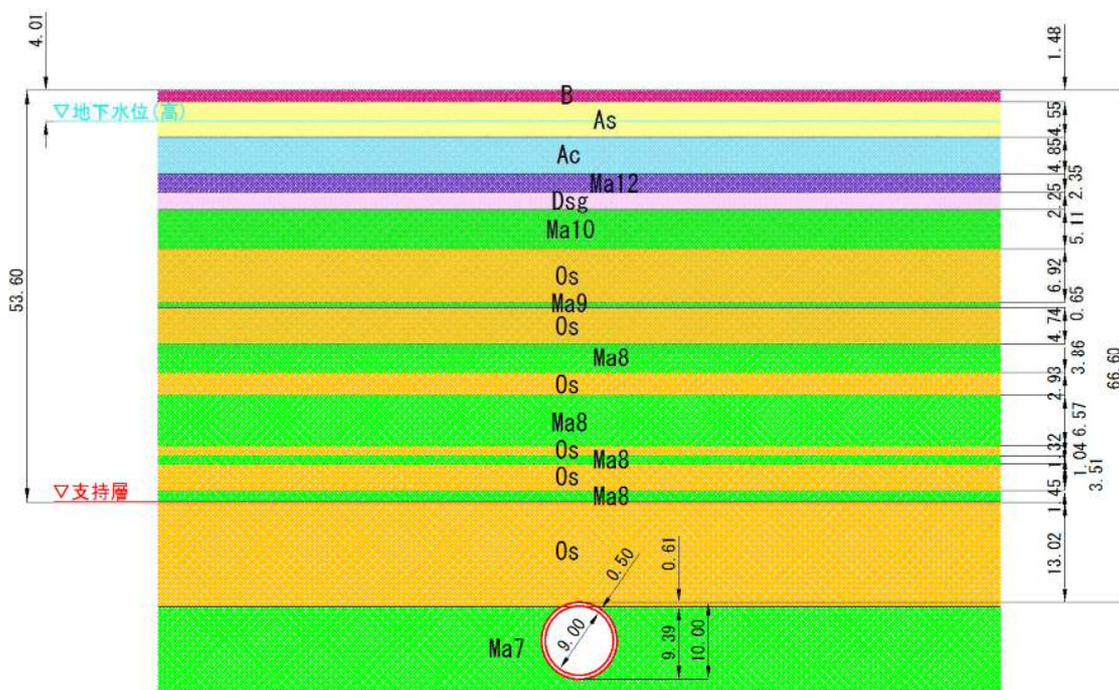


図 5 検討断面図

(a) 荷重の算定方法

(i) 建築物荷重

■建築物荷重の算定

大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模は、以下より算定する。

4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模

大深度地下使用制度においては、地下掘削深さ GL-25m、荷重は $300\text{kN/m}^2 + \gamma_e$ $\text{kN/m}^3 \times 25\text{m}$ の建築物を前提とする。

また、載荷面規模については、 $70\text{m} \times 70\text{m}$ とする。

γ_e : 地下水位以上では土の湿潤単位体積重量(γ_t)を指し、地下水位以下では、土の、飽和単位体積重量 (γ_{sat}) を指す。

○GL-25mの平均単位体積重量

土質	層厚 (m)	単位体積重量		$t \times \gamma$	備考
		湿潤	飽和		
		(kN/m ³)			
B	1.48	19.0		28.12	
As	2.53	18.9		47.817	
As	2.02	18.9	19.9	40.198	地下水以下
Ac	4.85	16.6	16.6	80.51	
Ma12	2.35	17.6	17.6	41.36	
Dsg	2.25	21.0	22.0	49.5	
Ma10	5.11	16.0	16.0	81.76	
Os Ma10の下	4.41	20.0	21.0	92.61	
計	25.00			461.875	

⇒ 18.5 (kN/m³)

○建築物の規模

$$300 + 18.5 \times 25 = \boxed{762.5} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

○建築物による荷重の算定

地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、下記より建築物の荷重を求める。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} \quad \text{ただし、} h \leq 25\text{m (直接基礎) の場合は} h=25\text{m とする。}$$

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m²)

L : 地表から地下水位までの深さ (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ (m)

h : 地表から支持地盤上面までの深さ (m)

r : 当該区域において指定されている建ぺい率

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m²)

$$p = 300 + 25 \gamma_e$$

ここに、 γ_e : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 (γ_t)、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 (γ_{sat})

$$\text{ここに、 } L = \boxed{4.01} \text{ (m) } \quad H = \boxed{66.60} \text{ (m) } \quad h = \boxed{53.60} \text{ (m)}$$
$$p = \boxed{762.5} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\therefore P = \boxed{402.9} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(ii) 鉛直土圧

■緩み土圧および最小土圧の算定

■緩み土圧の算定

(1) 緩み幅Bの算出

上記の緩み土圧を算定するにあたり、緩み幅Bは以下より算出する。

$$B = R \cot \phi \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

R : トンネル半径 (m)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (ラジアン)

ここに、 R = 5 (m) ϕ = 2.1 °
 \therefore B = 11.765 (m)

緩み幅算定時の ϕ

土質	層厚	内部 摩擦角	t × ϕ
	(m)		
Os Ma8の下	0.61	35.0	21.4
Ma7	9.39	0.0	0.0
	10.0		21.4
	平均		2.1

(2) 緩み土圧の算出

※緩み土圧が負になる場合は0とする

土質	層厚 (m)	単位体積重量		内部 摩擦角	粘着力 (kN/m ²)	上載荷重 (kN/m ²)	緩み土圧 (kN/m ²)	備考
		湿潤	水中					
		(kN/m ³)						
B	1.48	19.0		25.0	0.0	27.311	27.311	
As	2.53	18.9		30.0	0.0	69.090	69.090	
As	2.02	18.9	8.9	30.0	0.0	79.685	79.685	地下水以下
Ac	4.85	16.6	6.6	0.0	39.0	95.618	95.618	
Ma12	2.35	17.6	7.6	0.0	236.0	66.338	66.338	
Dsg	2.25	21.0	11.0	40.0	0.0	79.369	79.369	
Ma10	5.11	16.0	6.0	0.0	178.0	32.717	32.717	
Os Ma10の下	6.92	20.0	10.0	35.0	0.0	78.393	78.393	
Ma9	0.65	16.3	6.3	0.0	270.0	67.571	67.571	
Os Ma9の下	4.74	20.0	10.0	35.0	0.0	92.262	92.262	
Ma8	3.86	16.4	6.4	0.0	238.0	38.880	38.880	
Os Ma8の下	2.93	17.8	7.8	35.0	0.0	53.631	53.631	
Ma8	6.57	16.4	6.4	0.0	238.0	0.000	0.000	
Os Ma8の下	1.32	17.8	7.8	35.0	0.0	9.902	9.902	
Ma8	1.04	16.4	6.4	0.0	238.0	0.000	0.000	
Os Ma8の下	3.51	17.8	7.8	35.0	0.0	24.707	24.707	
Ma8	1.45	16.4	6.4	0.0	238.0	4.655	4.655	
Os Ma8の下	13.02	17.8	7.8	35.0	0.0	72.817	72.817	▽天端
計	66.60						72.817	

ここに、 K0 = 1.0 とする。

(3) 最低土圧の算出

最低土圧として、1D程度相当の荷重を見込む

$$P_{min} = \gamma D$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) ※ γ はシールド天端から1Dの平均単重とした
D : トンネル外径 (m)

ここに、 γ = 7.8 (kN/m³) D = 10 (m)
 \therefore Pmin = 78.000 (kN/m²)

(4) 適用土圧

緩み土圧 最低土圧
72.817 < 78.000 ... 78.000 (kN/m²) を適用する。

(iii) 水圧

水圧は、覆工の図心に作用するものとする。トンネル天端に作用する水圧を以下に示す。

(1) 地下水位

$$P_w = 10(H-L) = 10 \times (66.60 - 4.01) = 625.90 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10 kN/m^3

H: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 66.60 m

L: 地表から地下水位までの深さ 4.01 m

(2) 内水圧

常時は空水であるため、内水圧は考慮しない。

(b) 耐力の算定方法

(i) 構造解析手法

準拠基準6) 7) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、準拠基準6) 7) で規定されるはり-ばねモデルによる。

(ii) セグメント構造

嵌合方式合成セグメント構造とする。

その全体厚さは50cmとする。

(iii) 使用材料及び条件

準拠基準6) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度42N/mm²相当以上、鉄筋SD345相当以上、鋼材SM490相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、準拠基準6) で規定される値とする。

(iv) 地盤反力係数及び側圧係数

準拠基準6) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数及び側圧係数は、準拠基準6) で規定される値を用いる。

(c) 耐力の算定結果

■セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

表5 セグメント本体部の応力度照査結果

嵌合方式合成セグメント		荷重ケース		鶴見調節池 検討ケース1
断面構造	<p>外面フランジ腐食代1.0mm考慮 内面コンクリート盛高5.0mm考慮</p>	許容応力度割増係数		1.0
		幅	B(mm)	1100
		高さ	H(mm)	500
		照査上有効高さ	H'(mm)	499
		外側フランジの幅	F1(mm)	200
		外側フランジの厚さ	t1(mm)	35
		内側フランジの幅	F2(mm)	200
		内側フランジの厚さ	t2(mm)	36
		ウェブの厚さ	t3(mm)	19
		主鋼材	SM490	
		正曲最大点	断面力	曲げモーメント
	軸力		N(kN/R)	5030.11
コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$		(N/mm ²)	9.6
内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$		(N/mm ²)	13.2
外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$		(N/mm ²)	-143.3
負曲最大点	断面力	曲げモーメント	M(kN・m/R)	-607.21
		軸力	N(kN/R)	5988.6
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$	(N/mm ²)	9.3
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$	(N/mm ²)	-138.9
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$	(N/mm ²)	-15.3
せん断	本体部断面力	せん断力	Q(kN/R)	347.09
	ウェブのせん断応力度 τ_{sw} (N/mm ²)	$\tau_{swa} = 120$	(N/mm ²)	21.6
注)軸力の符号:圧縮が正、応力度の符号:引張が正				

■継手部

セグメント継手の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

		応力度
正曲げ	M_{max}^+ (kN・m)	623.77
	N_1 (kN)	-5090.30
負曲げ	M_{max}^- (kN・m)	-529.93
	N_2 (kN)	-5977.91

応力度照査

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。
 正の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$p_a = \frac{M_{max}^+ - Y_o \times N_1}{N_a \times Y_{ao}}$$

負の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$p_b = \frac{M_{max}^- - Y_i \times N_2}{N_b \times Y_{bi}}$$

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)

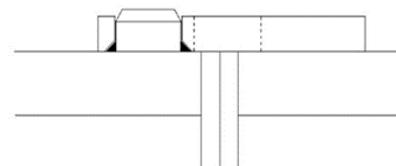
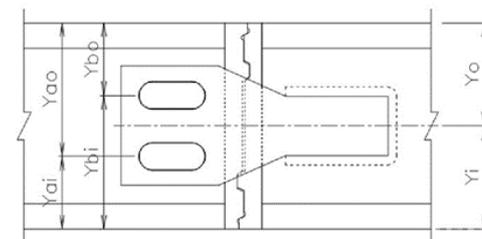
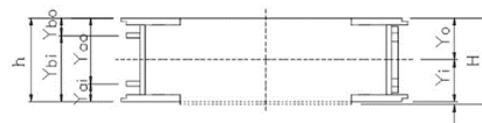
Y_i 247.5(mm)

Y_{ao} 345.0(mm)

Y_{ai} 150.0(mm)

Y_{bo} 150.0(mm)

Y_{bi} 345.0(mm)



継手ピンの引張力一覧表

(kN)	引張力
正曲げ Pa	-921.9
負曲げ Pb	-1376.2

*継手ピンの引張りを正とする。負になる場合、継手ピンに引張力が発生せず全継手面圧縮状態となる。

したがって継手ピンには引張力が発生しない。

(d) 結論

以上の計算により、準拠基準5) 7) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

(6) 鶴見調節池検討ケース2：国道479号（大阪内環状線）交差部付近

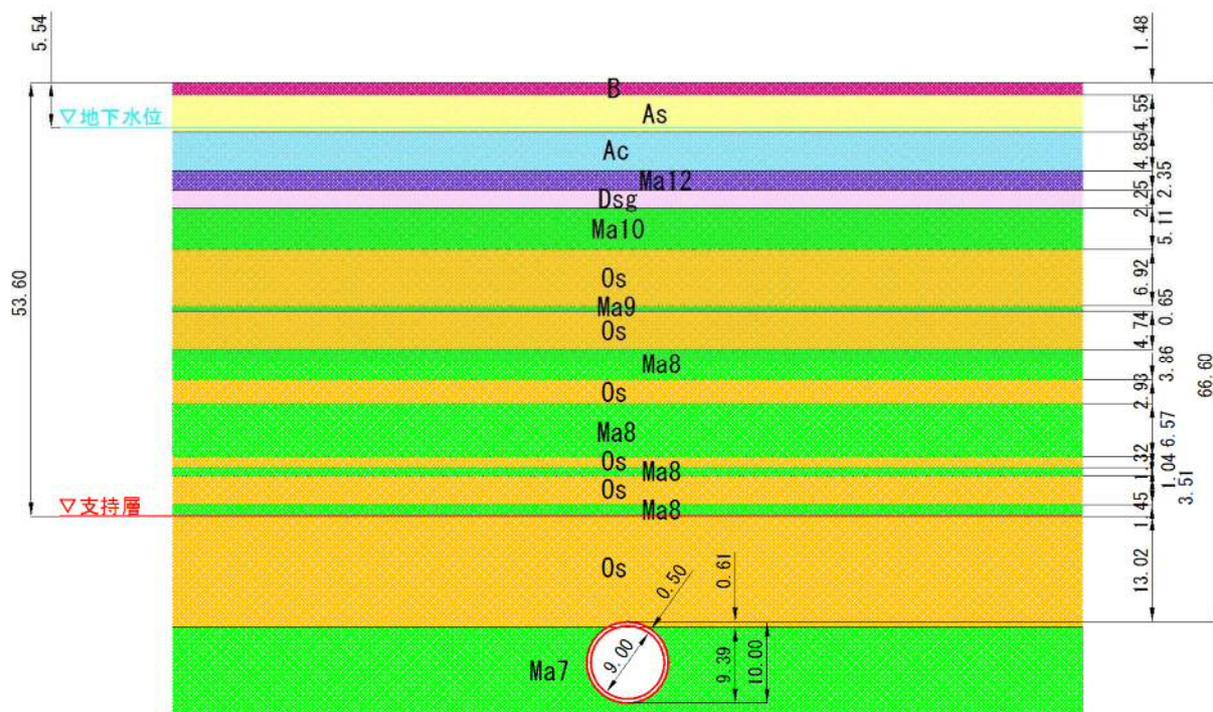


図 6 検討断面図

(a) 荷重の算定方法

(i) 建築物荷重

■ 建築物荷重の算定

大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模は、以下より算定する。

4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模

大深度地下使用制度においては、地下掘削深さ GL-25m、荷重は $300\text{kN/m}^2 + \gamma_e \text{ kN/m}^3 \times 25\text{m}$ の建築物を前提とする。

また、載荷面規模については、 $70\text{m} \times 70\text{m}$ とする。

γ_e : 地下水位以上では土の湿潤単位体積重量 (γ_t) を指し、地下水位以下では、土の、飽和単位体積重量 (γ_{sat}) を指す。

○ GL-25mの平均単位体積重量

土質	層厚 (m)	単位体積重量		$t \times \gamma$	備考
		湿潤	飽和		
		(kN/m ³)			
B	1.48	19.0		28.12	
As	4.06	18.9		76.734	
As	0.49	18.9	19.9	9.751	地下水以下
Ac	4.85	16.6	16.6	80.51	
Ma12	2.35	17.6	17.6	41.36	
Dsg	2.25	21.0	22.0	49.5	
Ma10	5.11	16.0	16.0	81.76	
Os Ma10の下	4.41	20.0	21.0	92.61	
計	25.00			460.345	

⇒ 18.4 (kN/m³)

○建築物の規模

$$300 + 18.4 \times 25 = \boxed{760} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

○建築物による荷重の算定

地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、下記より建築物の荷重を求める。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} \quad \text{ただし、} h \leq 25\text{m (直接基礎) の場合は} h=25\text{m とする。}$$

- P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m²)
- L : 地表から地下水位までの深さ (m)
- H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ (m)
- h : 地表から支持地盤上面までの深さ (m)
- r : 当該区域において指定されている建ぺい率
- p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m²)

$$p = 300 + 25 \gamma_e$$

ここに、 γ_e : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 (γ_t)、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 (γ_{sat})

$$\text{ここに、} \begin{array}{l} L = \boxed{5.54} \text{ (m)} \\ p = \boxed{760} \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{array} \quad H = \boxed{66.60} \text{ (m)} \quad h = \boxed{53.60} \text{ (m)}$$

$$\therefore P = \boxed{412.3} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(ii) 鉛直土圧

■緩み土圧および最小土圧の算定

■緩み土圧の算定

(1) 緩み幅Bの算出

上記の緩み土圧を算定するにあたり、緩み幅Bは以下より算出する。

$$B = R \cot \phi \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

R : トンネル半径 (m)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (ラジアン)

ここに、 R = 5 (m) ϕ = 2.1 °
 \therefore B = 11.765 (m)

緩み幅算定時の ϕ

土質	層厚	内部 摩擦角	t × ϕ
	(m)		
Os Ma8の下	0.61	35.0	21.4
Ma7	9.39	0.0	0.0
	10.0		21.4
平均			2.1

(2) 緩み土圧の算出

※緩み土圧が負になる場合は0とする

土質	層厚 (m)	単位体積重量		内部 摩擦角	粘着力 (kN/m ²)	上載荷重 (kN/m ²)	緩み土圧 (kN/m ²)	備考
		湿潤	水中					
		(kN/m ³)						
B	1.48	19.0		25.0	0.0	27.311	27.311	
As	4.06	18.9		30.0	0.0	91.951	91.951	
As	0.49	18.9	8.9	30.0	0.0	94.075	94.075	地下水以下
Ac	4.85	16.6	6.6	0.0	39.0	110.008	110.008	
Ma12	2.35	17.6	7.6	0.0	236.0	80.728	80.728	
Dsg	2.25	21.0	11.0	40.0	0.0	91.625	91.625	
Ma10	5.11	16.0	6.0	0.0	178.0	44.973	44.973	
Os Ma10の下	6.92	20.0	10.0	35.0	0.0	86.511	86.511	
Ma9	0.65	16.3	6.3	0.0	270.0	75.689	75.689	
Os Ma9の下	4.74	20.0	10.0	35.0	0.0	98.385	98.385	
Ma8	3.86	16.4	6.4	0.0	238.0	45.003	45.003	
Os Ma8の下	2.93	17.8	7.8	35.0	0.0	58.774	58.774	
Ma8	6.57	16.4	6.4	0.0	238.0	0.000	0.000	
Os Ma8の下	1.32	17.8	7.8	35.0	0.0	9.902	9.902	
Ma8	1.04	16.4	6.4	0.0	238.0	0.000	0.000	
Os Ma8の下	3.51	17.8	7.8	35.0	0.0	24.707	24.707	
Ma8	1.45	16.4	6.4	0.0	238.0	4.655	4.655	
Os Ma8の下	13.02	17.8	7.8	35.0	0.0	72.817	72.817	▽天端
計	66.60						72.817	

ここに、 K0 = 1.0 とする。

(3) 最低土圧の算出

最低土圧として、1D程度相当の荷重を見込む

$$P_{min} = \gamma D$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) ※ γ はシールド天端から1Dの平均単重とした
D : トンネル外径 (m)

ここに、 γ = 7.8 (kN/m³) D = 10 (m)
 \therefore Pmin = 78.000 (kN/m²)

(4) 適用土圧

緩み土圧 最低土圧
72.817 < 78.000 …… 78.000 (kN/m²)を適用する。

(iii) 水圧

水圧は、覆工の図心に作用するものとする。トンネル天端に作用する水圧を以下に示す。

(1) 地下水位

$$P_w = 10(H-L) = 10 \times (66.60 - 5.54) = 610.60 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10 kN/m^3

H: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 66.60 m

L: 地表から地下水位までの深さ 5.54 m

(2) 内水圧

常時は空水であるため、内水圧は考慮しない。

(b) 耐力の算定方法

(i) 構造解析手法

準拠基準6) 7) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、準拠基準6) 7) で規定されるはり-ばねモデルによる。

(ii) セグメント構造

嵌合方式合成セグメント構造とする。

その全体厚さは50cmとする。

(iii) 使用材料及び条件

準拠基準6) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度42N/mm²相当以上、鉄筋SD345相当以上、鋼材SM490相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、準拠基準6) で規定される値とする。

(iv) 地盤反力係数及び側圧係数

準拠基準6) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数及び側圧係数は、準拠基準6) で規定される値を用いる。

(c) 耐力の算定結果

■セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

表6 セグメント本体部の応力度照査結果

嵌合方式合成セグメント		荷重ケース		鶴見調節池 検討ケース2
断面構造	<p>外面フランジ腐食代1.0mm考慮 内面コンクリート盛高5.0mm考慮</p>	許容応力度割増係数		1.0
		幅	B(mm)	1100
		高さ	H(mm)	500
		照査上有効高さ	H' (mm)	499
		外側フランジの幅	F1(mm)	200
		外側フランジの厚さ	t1(mm)	35
		内側フランジの幅	F2(mm)	200
		内側フランジの厚さ	t2(mm)	36
		ウェブの厚さ	t3(mm)	19
		主鋼材	SM490	
		正曲最大点	断面力	曲げモーメント
	軸力		N(kN/R)	-4982.04
コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$		(N/mm ²)	9.6
内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$		(N/mm ²)	15.5
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$	(N/mm ²)	-144.3
負曲最大点	断面力	曲げモーメント	M(kN・m/R)	-618.67
		軸力	N(kN/R)	5961.13
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$	(N/mm ²)	9.3
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$	(N/mm ²)	-139.7
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$	(N/mm ²)	-13.8
せん断	本体部断面力	せん断力	Q(kN/R)	353.19
	ウェブのせん断応力度 τ_{sw} (N/mm ²)	$\tau_{swa} = 120$	(N/mm ²)	22.0
注)軸力の符号:圧縮が正、応力度の符号:引張が正				

■継手部

セグメント継手の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

		応力度
正曲げ	Mmax ⁺ (kN・m)	636.44
	N ₁ (kN)	-5044.95
負曲げ	Mmax ⁻ (kN・m)	-541.46
	N ₂ (kN)	-5950.49

応力度照査

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。
 正の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$pa = \frac{M_{max^+} - Y_o \times N_1}{N_a \times Y_{ao}}$$

負の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$pb = \frac{M_{max^-} - Y_i \times N_2}{N_b \times Y_{bi}}$$

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)

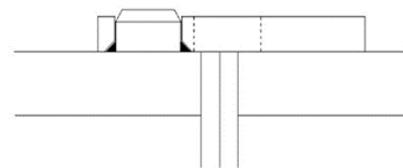
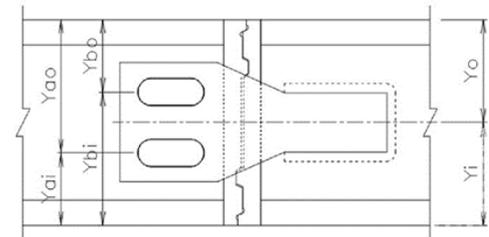
Y_i 247.5(mm)

Y_{ao} 345.0(mm)

Y_{ai} 150.0(mm)

Y_{bo} 150.0(mm)

Y_{bi} 345.0(mm)



継手ピンの引張力一覧表

(kN)	引張力
正曲げ Pa	-887.2
負曲げ Pb	-1349.7

*継手ピンの引張りを正とする。負になる場合、継手ピンに引張力が発生せず全継手面圧縮状態となる。

したがって継手ピンには引張力が発生しない。

(d) 結論

以上の計算により、準拠基準5) 7) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

(7) 鶴見調節池検討ケース3 : 国道479号(大阪内環状線) 交差部付近

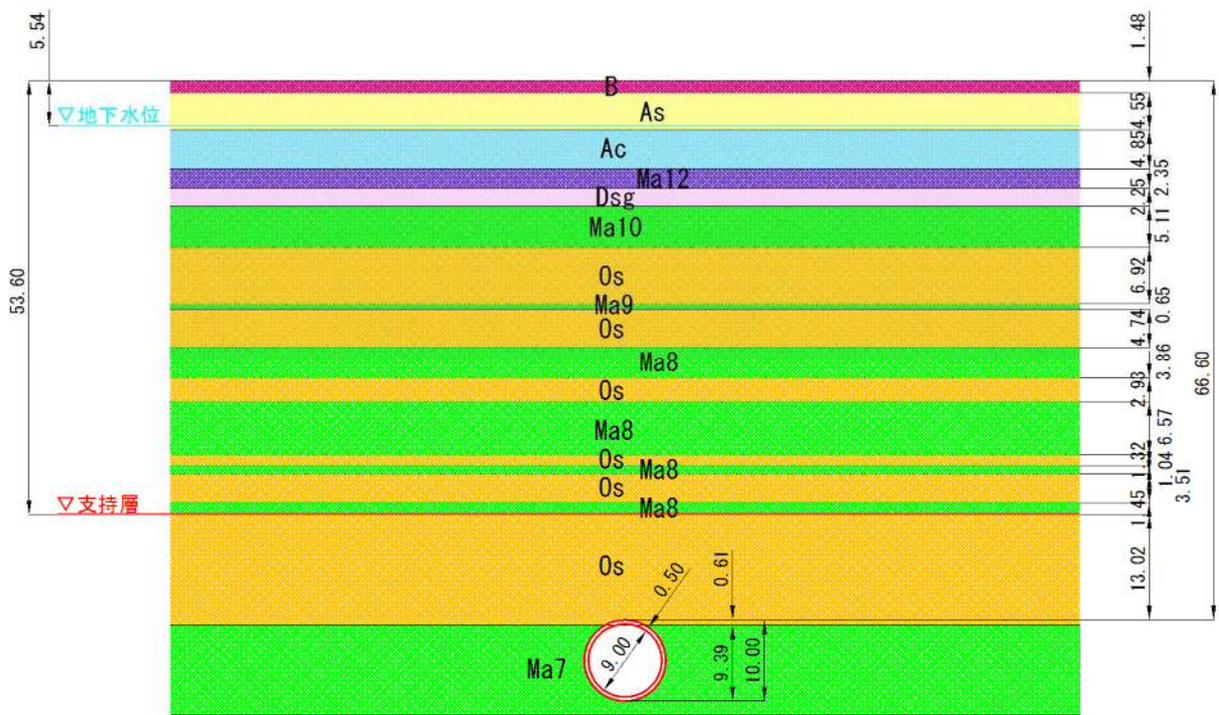


図 7 検討断面図

(a) 荷重の算定方法

(i) 建築物荷重

■ 建築物荷重の算定

大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模は、以下より算定する。

4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模

大深度地下使用制度においては、地下掘削深さ GL-25m、荷重は $300\text{kN/m}^2 + \gamma_e \text{ kN/m}^3 \times 25\text{m}$ の建築物を前提とする。

また、載荷面規模については、 $70\text{m} \times 70\text{m}$ とする。

γ_e : 地下水位以上では土の湿潤単位体積重量 (γ_t) を指し、地下水位以下では、土の、飽和単位体積重量 (γ_{sat}) を指す。

○ GL-25mの平均単位体積重量

土質	層厚 (m)	単位体積重量		$t \times \gamma$	備考
		湿潤	飽和		
		(kN/m ³)			
B	1.48	19.0		28.12	
As	4.06	18.9		76.734	
As	0.49	18.9	19.9	9.751	地下水以下
Ac	4.85	16.6	16.6	80.51	
Ma12	2.35	17.6	17.6	41.36	
Dsg	2.25	21.0	22.0	49.5	
Ma10	5.11	16.0	16.0	81.76	
Os Ma10の下	4.41	20.0	21.0	92.61	
計	25.00			460.345	

⇒ 18.4 (kN/m³)

○建築物の規模

$$300 + 18.4 \times 25 = \boxed{760} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

○建築物による荷重の算定

地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、下記より建築物の荷重を求める。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} \quad \text{ただし、} h \leq 25\text{m (直接基礎) の場合は} h=25\text{m とする。}$$

- P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m²)
- L : 地表から地下水位までの深さ (m)
- H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ (m)
- h : 地表から支持地盤上面までの深さ (m)
- r : 当該区域において指定されている建ぺい率
- p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m²)

$$p = 300 + 25 \gamma_e$$

ここに、 γ_e : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 (γ_t)、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 (γ_{sat})

$$\text{ここに、 } L = \boxed{5.54} \text{ (m) } \quad H = \boxed{66.60} \text{ (m) } \quad h = \boxed{53.60} \text{ (m)}$$
$$p = \boxed{760} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\therefore P = \boxed{412.3} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(ii) 鉛直土圧

■緩み土圧および最小土圧の算定

■緩み土圧の算定

(1) 緩み幅Bの算出

上記の緩み土圧を算定するにあたり、緩み幅Bは以下より算出する。

$$B = R \cot \phi \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

R : トンネル半径 (m)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (ラジアン)

ここに、 R = 5 (m) ϕ = 2.1 °
 \therefore B = 11.765 (m)

緩み幅算定時の ϕ

土質	層厚	内部 摩擦角	t × ϕ
	(m)		
Os Ma8の下	0.61	35.0	21.4
Ma7	9.39	0.0	0.0
	10.0		21.4
	平均		2.1

(2) 緩み土圧の算出

※緩み土圧が負になる場合は0とする

土質	層厚 (m)	単位体積重量		内部 摩擦角	粘着力 (kN/m ²)	上載荷重 (kN/m ²)	緩み土圧 (kN/m ²)	備考
		湿潤	水中					
		(kN/m ³)						
B	1.48	19.0		25.0	0.0	27.311	27.311	
As	4.06	18.9		30.0	0.0	91.951	91.951	
As	0.49	18.9	8.9	30.0	0.0	94.075	94.075	地下水以下
Ac	4.85	16.6	6.6	0.0	39.0	110.008	110.008	
Ma12	2.35	17.6	7.6	0.0	236.0	80.728	80.728	
Dsg	2.25	21.0	11.0	40.0	0.0	91.625	91.625	
Ma10	5.11	16.0	6.0	0.0	178.0	44.973	44.973	
Os Ma10の下	6.92	20.0	10.0	35.0	0.0	86.511	86.511	
Ma9	0.65	16.3	6.3	0.0	270.0	75.689	75.689	
Os Ma9の下	4.74	20.0	10.0	35.0	0.0	98.385	98.385	
Ma8	3.86	16.4	6.4	0.0	238.0	45.003	45.003	
Os Ma8の下	2.93	17.8	7.8	35.0	0.0	58.774	58.774	
Ma8	6.57	16.4	6.4	0.0	238.0	0.000	0.000	
Os Ma8の下	1.32	17.8	7.8	35.0	0.0	9.902	9.902	
Ma8	1.04	16.4	6.4	0.0	238.0	0.000	0.000	
Os Ma8の下	3.51	17.8	7.8	35.0	0.0	24.707	24.707	
Ma8	1.45	16.4	6.4	0.0	238.0	4.655	4.655	
Os Ma8の下	13.02	17.8	7.8	35.0	0.0	72.817	72.817	▽天端
計	66.60						72.817	

ここに、 K0 = 1.0 とする。

(3) 最低土圧の算出

最低土圧として、1D程度相当の荷重を見込む

$$P_{min} = \gamma D$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) ※ γ はシールド天端から1Dの平均単重とした
D : トンネル外径 (m)

ここに、 γ = 7.8 (kN/m³) D = 10 (m)
 \therefore Pmin = 78.000 (kN/m²)

(4) 適用土圧

緩み土圧 最低土圧
72.817 < 78.000 ... 78.000 (kN/m²)を適用する。

(iii) 水圧

水圧は、覆工の図心に作用するものとする。トンネル天端に作用する水圧を以下に示す。

(1) 地下水位

$$P_w = 10(H-L) = 10 \times (66.60 - 5.54) = 610.60 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10 kN/m^3

H: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 66.60 m

L: 地表から地下水位までの深さ 5.54 m

(2) 内水圧

内水圧（満水の状態）は、現地盤面まで作用するものとする。トンネル天端部に作用する内水圧を以下に示す。

$$P_w' = \gamma_w \cdot (H_w + h/2) = 10 \times (66.60 + 0.50 \div 2) = 668.50 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10 kN/m^3

H_w : 地表から設置するトンネル天端までの深さ 66.60 m

h: 覆工厚 0.50 m

(b) 耐力の算定方法

(i) 構造解析手法

準拠基準6) 7) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、準拠基準6) 7) で規定されるはり-ばねモデルによる。

(ii) セグメント構造

嵌合方式合成セグメント構造とする。

その全体厚さは50cmとする。

(iii) 使用材料及び条件

準拠基準6) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度42N/mm²相当以上、鉄筋SD345相当以上、鋼材SM490相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、準拠基準6) で規定される値とする。

(iv) 地盤反力係数及び側圧係数

準拠基準6) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数及び側圧係数は、準拠基準6) で規定される値を用いる。

(c) 耐力の算定結果

■セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

表7 セグメント本体部の応力度照査結果

嵌合方式合成セグメント		荷重ケース		鶴見調節池 検討ケース3
断面構造	<p>外面フランジ腐食代1.0mm考慮 内面コンクリート盛高5.0mm考慮</p>	許容応力度割増係数		1.0
		幅	B(mm)	1100
		高さ	H(mm)	500
		照査上有効高さ	H'(mm)	499
		外側フランジの幅	F1(mm)	200
		外側フランジの厚さ	t1(mm)	35
		内側フランジの幅	F2(mm)	200
		内側フランジの厚さ	t2(mm)	36
		ウェブの厚さ	t3(mm)	19
		主鋼材	SM490	
		正曲最大点	断面力	曲げモーメント
	軸力		N(kN/R)	1435.02
コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$		(N/mm ²)	7.7
内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$		(N/mm ²)	96.2
外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$		(N/mm ²)	-115.6
負曲最大点	断面力	曲げモーメント	M(kN・m/R)	-686.29
		軸力	N(kN/R)	2468.95
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$	(N/mm ²)	6.9
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$	(N/mm ²)	-103.6
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$	(N/mm ²)	46.5
せん断	本体部断面力	せん断力	Q(kN/R)	493.97
	ウェブのせん断応力度 τ_{sw} (N/mm ²)	$\tau_{swa} = 120$	(N/mm ²)	30.7
注)軸力の符号:圧縮が正、応力度の符号:引張が正				

■継手部

セグメント継手の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

		応力度
正曲げ	M_{max}^+ (kN・m)	469.7
	N_1 (kN)	-1542.52
負曲げ	M_{max}^- (kN・m)	-601.25
	N_2 (kN)	-2466.84

応力度照査

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。
 正の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$p_a = \frac{M_{max}^+ - Y_o \times N_1}{N_a \times Y_{ao}}$$

負の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$p_b = \frac{M_{max}^- - Y_i \times N_2}{N_b \times Y_{bi}}$$

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)

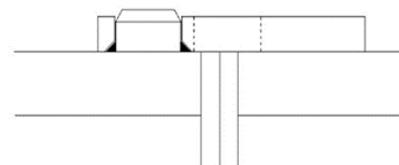
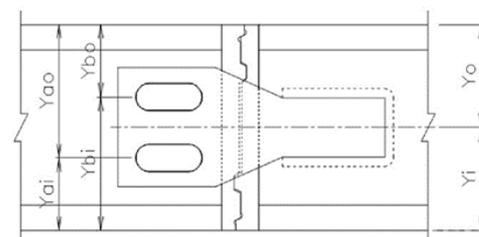
Y_i 247.5(mm)

Y_{ao} 345.0(mm)

Y_{ai} 150.0(mm)

Y_{bo} 150.0(mm)

Y_{bi} 345.0(mm)

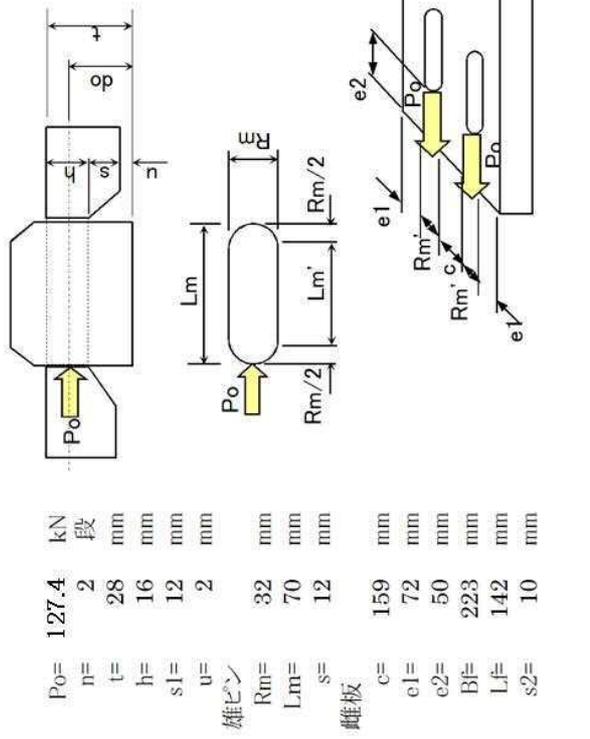


継手ピンの引張力一覧表

(kN)	引張力
正曲げ Pa	127.4
負曲げ Pb	-13.5

*継手ピンの引張りを正とする。負になる場合、継手ピンに引張力が発生せず全継手面圧縮状態となる。

継手部材の照査項目		単位	結果	許容値	照査結果
雄継手の断面検討	雄ピン曲げ引張応力度	(N/mm^2)	141.0	210.0	OK
	雄ピンせん断応力度	(N/mm^2)	63.0	120.0	OK
	雄ピン合成応力度		0.81	1.2	OK
	雄継手の支圧応力度	(N/mm^2)	248.8	300.0	OK
雄継手の溶接の検討	雄ピン溶接せん断応力度	(N/mm^2)	85.1	120.0	OK
	雌板の曲げ引張応力度	(N/mm^2)	93.3	210.0	OK
雌継手の断面検討	雌板リング(e1)の引張応力度	(N/mm^2)	32.8	210.0	OK
	雌板へりあき(e2)せん断応力度	(N/mm^2)	96.0	120.0	OK
雌継手の溶接の検討	偏心曲げより雌板のせん断応力度①	(N/mm^2)	70.2	120.0	OK
	雌板のせん断応力度②	(N/mm^2)	71.1	120.0	OK
	雌溶接合成応力		0.78	1.0	OK



$P_o = 127.4$ kN
 $n = 2$ 段
 $t = 28$ mm
 $h = 16$ mm
 $s1 = 12$ mm
 $u = 2$ mm
 雄ピン
 $R_m = 32$ mm
 $L_m = 70$ mm
 $s = 12$ mm
 雌板
 $c = 159$ mm
 $e1 = 72$ mm
 $e2 = 50$ mm
 $B1 = 223$ mm
 $Lf = 142$ mm
 $s2 = 10$ mm

(d) 結論

以上の計算により、準拠基準5) 7) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

(8) 鶴見調節池検討ケース4 : 国道479号(大阪内環状線) 交差部付近

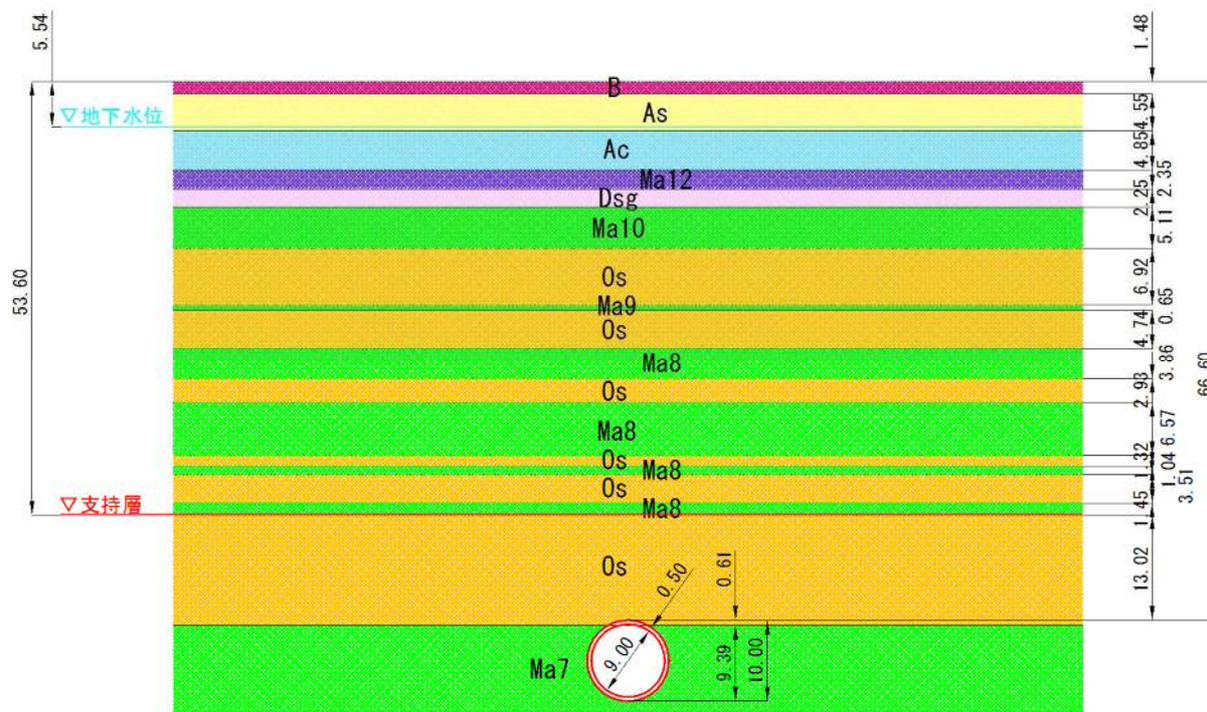


図 8 検討断面図

(a) 荷重の算定方法

(i) 建築物荷重

本検討において建築物荷重は考慮しない。

(ii) 鉛直土圧

最小土圧として、 $0.175D \cdot \gamma$ 程度相当の荷重を見込む。

$$P_{\min} = 0.175D \cdot \gamma$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3) シールド天端から $0.175D$ 範囲土層の単重 (水中)

D : トンネル外径 (m)

ここに、 $\gamma = 7.8$ (kN/m^3) , $D = 10.0$ (m)

$$\therefore P_{\min} = 0.175D \cdot \gamma = 13.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(iii) 水圧

水圧は、覆工の圆心に作用するものとする。トンネル天端に作用する水圧を以下に示す。

(1) 地下水位

$$P_w = 10(H-L) = 10 \times (66.60 - 5.54) = 610.60 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10 kN/m^2

H: 地表から設置するトンネル天端までの深さ 66.60 m

L: 地表から地下水位までの深さ 5.54 m

(2) 内水圧

内水圧 (満水の状態) は、現地盤面まで作用するものとする。トンネル天端部に作用する内水圧を以下に示す。

$$P_w' = \gamma_w \cdot (H_w + h/2) = 10 \times (66.60 + 0.50 \div 2) = 668.50 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 γ_w : 水単重 10 kN/m^2

H_w : 地表から設置するトンネル天端までの深さ 66.60 m

h: 覆工厚 0.50 m

(b) 耐力の算定方法

(i) 構造解析手法

準拠基準6) 7) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、準拠基準6) 7) で規定されるはり-ばねモデルによる。

(ii) セグメント構造

嵌合方式合成セグメント構造とする。

その全体厚さは50cmとする。

(iii) 使用材料及び条件

準拠基準6) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度42N/mm²相当以上、鉄筋SD345相当以上、鋼材SM490相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、準拠基準6) で規定される値とする。

(iv) 地盤反力係数及び側圧係数

準拠基準6) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数及び側圧係数は、準拠基準6) で規定される値を用いる。

(c) 耐力の算定結果

■セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

表8 セグメント本体部の応力度照査結果

嵌合方式合成セグメント		荷重ケース	鶴見調節池 検討ケース4
断面構造	<p>外面フランジ腐食代1.0mm考慮 内面コンクリート盛高5.0mm考慮</p>	許容応力度割増係数	1.0
		幅 B(mm)	1100
		高さ H(mm)	500
		照査上有効高さ H'(mm)	499
		外側フランジの幅 F1(mm)	200
		外側フランジの厚さ t1(mm)	35
		内側フランジの幅 F2(mm)	200
		内側フランジの厚さ t2(mm)	36
		ウェブの厚さ t3(mm)	19
		主鋼材 SM490	
正曲最大点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	443.84
		軸力 N(kN/R)	87.42
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$ (N/mm ²)	3.1
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$ (N/mm ²)	63.8
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$ (N/mm ²)	-46.2
負曲最大点	断面力	曲げモーメント M(kN・m/R)	-366.52
		軸力 N(kN/R)	-299.96
	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\sigma_{ca} = 16$ (N/mm ²)	2.9
	内側フランジの応力度 σ_{sf} (N/mm ²)	$\sigma_{sfa} = 210$ (N/mm ²)	-42.8
	外側フランジの応力度 $\sigma_{sf'}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sf'a} = 210$ (N/mm ²)	45.3
せん断	本体部断面力	せん断力 Q(kN/R)	287.56
	ウェブのせん断応力度 τ_{sw} (N/mm ²)	$\tau_{swa} = 120$ (N/mm ²)	17.9
注)軸力の符号:圧縮が正、応力度の符号:引張が正			

■継手部

セグメント継手の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は許容応力度以下であり、安全が確保されている。

		応力度
正曲げ	Mmax ⁺ (kN・m)	150.29
	N ₁ (kN)	-401.78
負曲げ	Mmax ⁻ (kN・m)	-178.71
	N ₂ (kN)	-324.13

応力度照査

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。
 正の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$pa = \frac{M_{max^+} - Y_o \times N_1}{Na \times Yao}$$

負の最大曲げモーメントの発生する位置でのピンの引張力

$$pb = \frac{M_{max^-} - Y_i \times N_2}{Nb \times Ybi}$$

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)

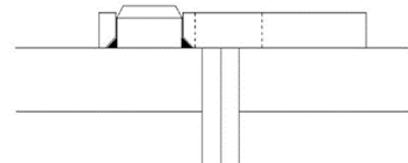
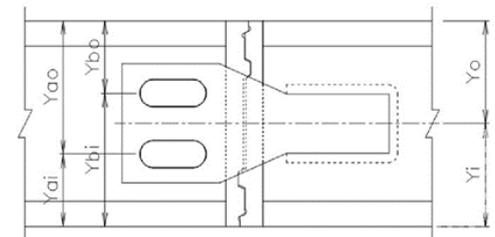
Yi 247.5(mm)

Yao 345.0(mm)

Yai 150.0(mm)

Ybo 150.0(mm)

Ybi 345.0(mm)

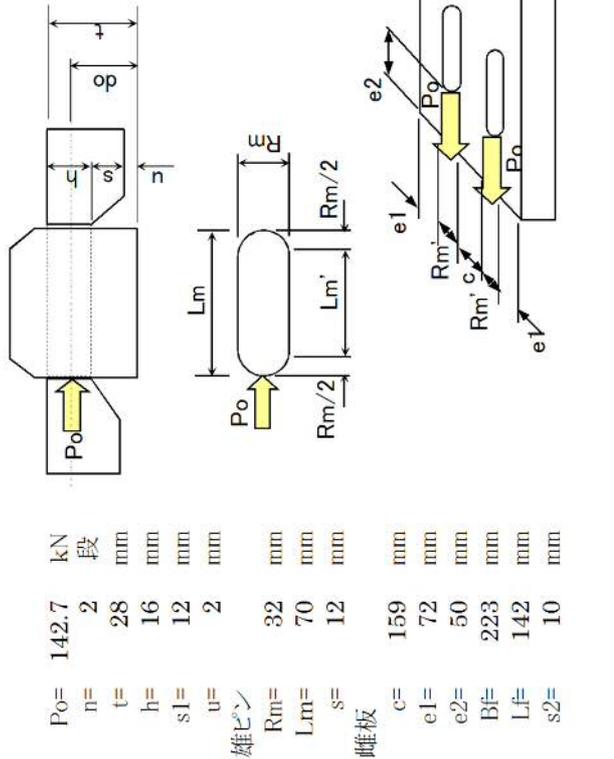


継手ピンの引張力一覧表

(kN)	引張力
正曲げ Pa	73.7
負曲げ Pb	142.7

*継手ピンの引張りを正とする。負になる場合、継手ピンに引張力が発生せず全継手面圧縮状態となる。

継手部材の照査項目		単位	結果	許容値	照査結果
雄継手の断面検討	雄ピン曲げ引張応力度	(N/mm^2)	157.9	210.0	OK
	雄ピンせん断応力度	(N/mm^2)	70.6	120.0	OK
雄継手の支圧の検討	雄ピン合成応力度		0.91	1.2	OK
	雄ピン支圧応力度	(N/mm^2)	278.7	300.0	OK
雄継手の溶接の検討	雄ピン溶接せん断応力度	(N/mm^2)	95.3	120.0	OK
	雌板の曲げ引張応力度	(N/mm^2)	104.5	210.0	OK
雌継手の断面検討	雌板リング(e1)の引張応力度	(N/mm^2)	36.7	210.0	OK
	雌板へりあき(e2)せん断応力度	(N/mm^2)	107.5	120.0	OK
雌継手の溶接の検討	偏心曲げより雌板のせん断応力度①	(N/mm^2)	78.6	120.0	OK
	雌板のせん断応力度②	(N/mm^2)	79.6	120.0	OK
	雌溶接合成応力度		0.87	1.0	OK



(d) 結論

以上の計算により、準拠基準5) 7) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。