

FEM 解析による RC セグメントの耐荷力に関する一考察

鈴木 紗苗¹・梅林 福太郎²・大竹 省吾³・久木留 貴裕⁴
曾我 恭匡⁵・田中 将登⁶

¹正会員 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 特殊構造部 (〒151-0071 東京都渋谷区本町 3-12-1)
E-mail: suzuki-sn@oriconsul.com

²正会員 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 特殊構造部 (〒151-0071 東京都渋谷区本町3-12-1)
E-mail: umebayashi@oriconsul.com

³正会員 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 特殊構造部 (〒151-0071 東京都渋谷区本町3-12-1)
E-mail: ohtake@oriconsul.com

⁴正会員 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 特殊構造部 (〒151-0071 東京都渋谷区本町 3-12-1)
E-mail: kukidome@oriconsul.com

⁵正会員 阪神高速株式会社 技術部 (〒530-0005 大阪市北区中之島 3-2-4 中之島フェスティバルタワー・
ウエスト 8 階)
E-mail: sogaya-yasumasa@hanshin-exp.co.jp

⁶正会員 阪神高速株式会社 技術部 (〒530-0005 大阪市北区中之島 3-2-4 中之島フェスティバルタワー・
ウエスト 8 階)
E-mail: masato-tanaka@hanshin-exp.co.jp

シールドトンネルの RC セグメントのせん断に対する評価には，一般的にトンネル標準示方書に記載されている斜め引張破壊を前提としたせん断耐力式が用いられていることが多い。ただし，同式は梁柱構造に対する実験や解析により設定されたものである。このため，円形構造であり，かつ，地中深くに建設され，高圧縮軸力が作用することの多いシールドトンネルに対して同示方書の斜め引張破壊を前提としたせん断耐力式はそのまま適用できない可能性が考えられる。本報告では，RC セグメントの 1 ピースに着目し，2 次元非線形 FEM 解析で算定したせん断耐力と斜め引張破壊を前提とした耐力式や圧縮せん断破壊を前提とした耐力式によるせん断耐力と比較し，同式の適用性について考察を行ったので報告する。

Key Words: shield tunnel, RC segment, shear strength, destruction form, shear failure, FEM analysis

1. はじめに

シールドトンネルの RC セグメントのせん断に対する耐荷力の評価には，一般的にトンネル標準示方書¹⁾に記載されている斜め引張破壊を前提としたせん断耐力式が用いられていることが多い。同式は，梁や柱構造に対する実験や解析によりその適用性等が確認されている。一方，シールドトンネルは，円形構造であること，地中深くに建設されることが多いことから，高圧縮軸力作用下で，地震等の作用によりせん断力が生じることが挙げられる。このため，梁や柱構造とは異なる破壊形態となる可能性が考えられるが，実験や解析等によりこれらの影響について確認されている事例は少ない。

本報告では，既往の設計事例を基に RC セグメントの 1 ピースを部分的にモデル化し，地震時の荷重分布を再現した 2 次元非線形 FEM による荷重漸増解析を行い，FEM 解析で算定したせん断耐力と斜め引張破壊を前提とした耐力式²⁾や圧縮せん断破壊を前提とした耐力式³⁾によるせん断耐力と比較し，同式の適用性について考察を行った。加えて，円形形状による効果や高圧縮軸力作用下による影響を確認するため，部分モデルの形状を直線形状としたモデルで，形状の違いや軸力の有無による影響の確認を行ったので報告する。

2. 検討対象と解析モデル

(1) 検討対象

本検討で対象とした RC セグメントの構造諸元を表-1 に、断面図を図-1 に示す。なお、本検討では RC 部材のせん断耐力の確認を目的としたことから簡略化のため、セグメント間継手やリング継手はモデル化しないこととした。モデル化範囲は、図-2、図-3 に示す RC セグメント 1 ピースを対象とした。

(2) モデル化方針

図-4 に解析モデル作成の概要を示す。以下の方針でモデル化を行った。

a) 解析手法と解析コード

解析手法は、2次元非線形静的 FEM 解析（荷重漸増載荷）とし、解析コードは、コンクリート及び鉄筋の材料非線形を考慮できる WCOMD(FORUM8)を用いた。

b) RC セグメントのモデル化

RC セグメント 1 ピースを対象とした。セグメントのモデル化は、平面ひずみ要素で行い、主鉄筋を鉄筋比で考慮する分散ひび割れモデルとした。なお、せん断力に対するせん断破壊の形態の確認を目的とすることから、耐火層とフープ筋ならびに、スターラップはモデル化しないものとした。

作用させる荷重は常時荷重による断面力を初期値として作用させた上で、地震時増分荷重を載荷した。載荷の成分は、隣接セグメントから作用する断面力とセグメントの周囲から作用する荷重とし、荷重制御で単調載荷した。

ここで、考慮する荷重状態は、図-4①～③の流れで設定した。2次元はり-ばねモデルによる応答変位法により算定されている既設計成果の地震時断面力(図-4①)のうち、「発生せん断力がセグメント中央で最大となる位置の荷重状態」と「発生せん断力がセグメント端部で最大となる位置の荷重状態」の2種類とした。この断面力を再現するための荷重条件を、線形骨組みモデルを用いて確認し(図-4②)、これを非線形 FEM モデルに入力した(図-4③)。地震時増分荷重は、ここで算定した地震時荷重を 1/100 倍とし、破壊に至るまで単調載荷させるものとした。

c) 境界条件

境界条件は、セグメントの下端部を水平、鉛直固定とした。

表-1 RCセグメントの構造諸元

セグメント外径	φ 12,230mm	コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}=54\text{N/mm}^2$
セグメント内径	φ 11,320mm	鉄筋	SD390(主筋).SD345
セグメント桁高	$h=455\text{mm}$ (耐火層55mm)	鉄筋比	1.19%
セグメント幅	$b=2000\text{mm}$	継手	コーンコネクター継手.SP継手
分割	8+k		

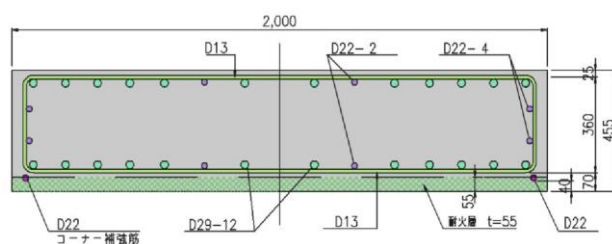


図-1 RCセグメント断面図

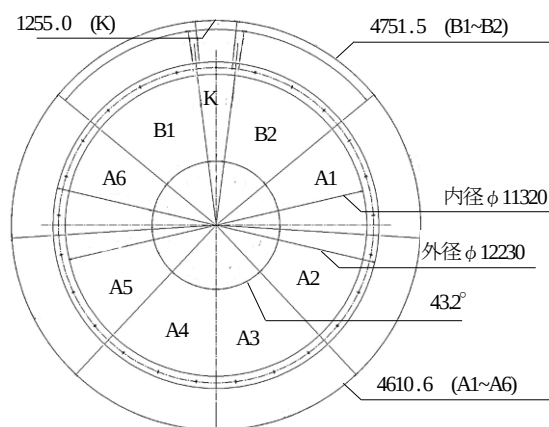


図-2 RCセグメント組立図

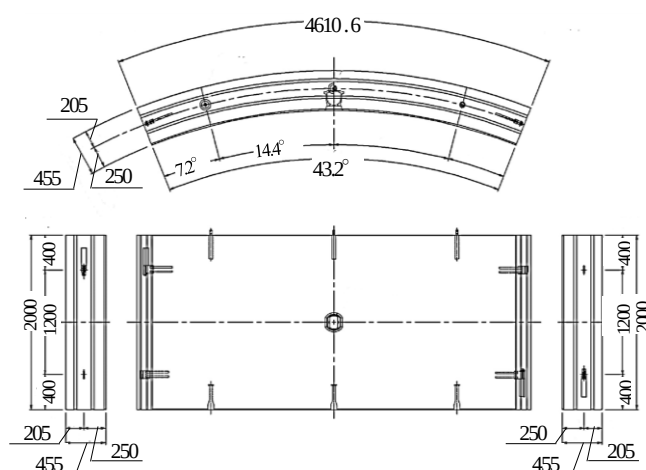


図-3 RCセグメント1ピース

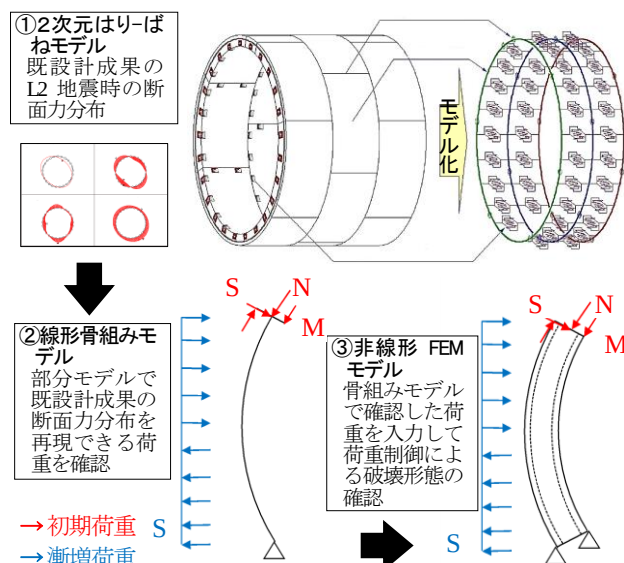


図-4 解析モデル作成の概要

d) 解析結果の評価

解析結果は、せん断力と水平変位による $P-\delta$ 関係や曲げモーメントと水平変位による $M-\delta$ 関係とひび割れ状態により、破壊状況を評価した。

(3) 解析モデル

図-5にシールドセグメントの形状でモデル化した曲線モデルを示す。図-6に形状効果の確認のために作成した直線モデルを示す。非線形 FEM モデルでは、解析モデルの上下端部には弾性要素を設け、境界条件の影響と作用させる荷重による局所的な応力集中が発生しないようにした。表-2に解析に用いた材料条件を示す。ここで、鉄筋コンクリート要素の引張軟化係数は、コン示等に表示される鉄筋の一般値である 0.4⁹⁾を用いることとした。ひび割れせん断伝達係数については、既往の研究論文⁴⁾を参考に、コンクリートの圧縮強度が 60N/mm²以下であることから、1.0 を基本とした。ただし、ひび割れせん断伝達係数の設定による感度の確認のため、0.5 とした場合のケースも行い、パラメータ設定の違いによる感度について確認を行うものとした。

(4) 検討ケース

表-3に検討ケース一覧を示す。解析モデルは曲線モデルと直線モデルの2モデルとした。

a) 曲線モデル

曲線モデルの検討ケースは、既設計成果の断面力を基に損傷箇所や荷重状態をパラメータとした4ケースを基本とした。図-7に本検討対象断面の既設計成果の断面力分布（青枠、緑枠を再現）を示す。ここで、ケース1は、シールドセグメントに発生する地震時断面力において、発生せん断力が最大となる位置（解析モデルスパン中央）の荷重状態（青枠）を再現したケースを、基本ケースとして検討を行った。ケース2では、ケース1の破壊形態を確認するために主鉄筋の鉄筋比を2倍、5倍に増加させ、曲げ耐力の増加を確認することで破壊形態とせん断破壊時の耐力を確認した。さらに、ひび割れせん断伝達係数の設定による感度の確認のため、ひび割れせん断伝達係数を0.5としたケースも実施した。

ケース3では、シールドセグメントに発生する地震時断面力において、セグメント端部の発生せん断力が最大となる場合の荷重状態（緑枠）を再現したケースを基本ケースとして検討を行った。ケース4では、ケース3の破壊形態を確認するために、主鉄筋の鉄筋比を5倍、10倍に増加させ、曲げ耐力の増加を確認することで破壊形態とせん断破壊時の耐力を確認した。ここで、各ケースの地震時荷重は、せん断力と曲げモーメントが漸増する荷重を設定し、軸力については、地震時の一定軸力とした（表-4）。

b) 直線モデル

曲線モデルの解析結果より、地震時最大せん断力の発生位置による影響は見られなかったことから、直線形状に対する検討は、曲線と直線の違いを確認するため、ケ

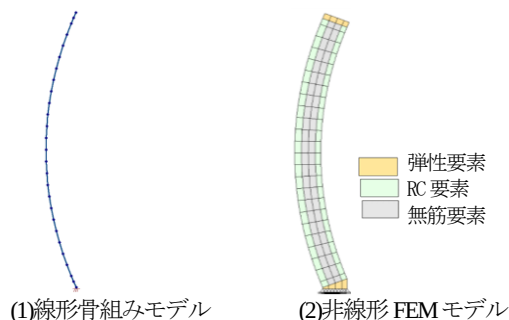


図-5 解析モデル（曲線モデル）

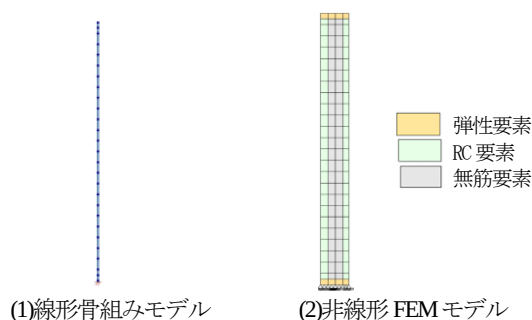


図-6 解析モデル（直線モデル）

表-2 解析に用いた材料条件

	項目	値	単位	備考
コンクリート	設計基準強度 f_{ck}	54	N/mm ²	-
	引張強度 f_{tk}	3.284	N/mm ²	$\sigma_{bt}=0.23\sigma_{ck}^{2/3}$
	単位体積重量 γ_c	23.66	kN/m/Rin g	26.0kN/m ³
	粗骨材最大寸法 d_{max}	20	mm	-
	破壊エネルギー G_F	102.6	N/m	$G_F=10(d_{max})^{1/3} \cdot f_{ck}^{1/3}$
主鉄筋	使用材料	SD390	-	-
	ヤング係数 E_s	2.1×10^5	N/mm ²	-
	降伏強度 σ_y	390	N/mm ²	-
	単位体積重量 γ_s	77	N/mm ²	-
鉄筋コンクリート	引張軟化係数 C	0.4	-	コン示一般値
弾性要素	ヤング係数 E	9.9×10^5	N/mm ²	-

表-3 検討ケース

ケース	モデル形状	荷重条件	軸力の有無	主鉄筋比	せん断伝達係数	
1	曲線	①	有	1倍	1.0	
2-1				2倍		
2-2				5倍	0.5	
2-3		②		1倍		1.0
3				5倍		
4-1		直線		10倍		
4-2				5倍		
5	①	無	5倍			
6						

※荷重条件①: 解析モデル中央でせん断力が最大となる断面力分布
※荷重条件②: 解析モデル端部でせん断力が最大となる断面力分布

ース 2-2 の荷重条件を基本に考え、ケース 5 では発生せん断力が最大となる位置（解析モデルのスパン中央）の荷重状態を再現したケースについて検討を行った。ケース 5 の主鉄筋の鉄筋比はケース 2-2 と同様に 5 倍とした。さらに、軸力による影響を確認するため、ケース 6 ではケース 5 について圧縮軸力を 0kN とした検討を行った（表-4）。

(5) 棒部材式によるせん断耐力

非非線形 FEM モデルで算定したせん断耐力と棒部材式によるせん断耐力の比較を行った。算定した棒部材による設計せん断耐力（①斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力、②圧縮せん断破壊を前提とした設計斜め圧縮破壊耐力）を表-5、表-6 に示す。ここで、せん断耐力を算定する際の軸力は検討ケースごとの地震時における値を用いた（表-4）。(2a)に斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力の算定式を、(2b)に圧縮せん断破壊を前提とした設計斜め圧縮破壊耐力の算定式を記す。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b^{(1)} \quad (2a)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt{f_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ただし、 $f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \text{ (d:mm)}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

$$\beta_n = 1 + 2M_0/M_{ud} \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合)}$$

ただし、 $\beta_n > 2$ となる場合は 2 とする。

$$\beta_n = 1 + 4M_0/M_{ud} \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合は 0 とする。)}$$

N'_d : 設計軸圧縮力

M_{ud} : 軸方向を考慮しない純曲げ耐力

M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

d : 有効高さ (mm)

b_w : 腹部の幅 (mm)

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数で繰返しによる影響を考慮し 1.56 とした。

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2b)$$

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ただし、 $f_{wcd} \leq 9.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

γ_b : 一般に 1.3 とした。

表-4 検討ケースごとの圧縮軸力一覧

ケース	常時+地震時の圧縮軸力(kN)
1, 2, 5	3775
3, 4	2500
6	0

表-5 斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力

検討ケース					1, 2, 5	3, 4	6	
部材係数(コンクリート)				γ_{bc}		1.56	1.56	1.56
材料係数				γ_c		1.20	1.20	1.20
使用材料	コンクリート	圧縮強度の特性値	f_{ck}	(N/mm ²)	54.0	54.0	54.0	
		設計圧縮強度	f_{cd}	(N/mm ²)	45.0	45.0	45.0	
断面寸法		部材断面幅	bw	(mm)	2000	2000	2000	
		部材断面厚	D	(mm)	400	400	400	
		有効高さ	d	(mm)	375	375	375	
引張側鉄筋		軸方向引張鉄筋一段目の本数	N	(本)	12	12	12	
		軸方向引張鉄筋一段目の鉄筋径				D29	D29	D29
		軸方向引張鉄筋の断面積	As	(mm ²)	8483	8483	8483	
断面力		設計軸方向圧縮力	N'd	(kN)	3775	2500	0	
引張鉄筋比			P _v	(%)	1.13	1.13	1.13	
			f _{vcd}	(N/mm ²)	0.71	0.71	0.71	
			β _d		1.28	1.28	1.28	
			β _p		1.04	1.04	1.04	
			β _n		1.39	1.26	1.00	
設計せん断耐力 (コンクリート負担分)			V _{cd}	(kN)	635	574	455	

表-6 圧縮せん断破壊を前提とした設計斜め圧縮破壊耐力

設計圧縮強度	f_{cd} (N/mm ²)	45
部材係数	γ_b	1.3
有効高さ	d (mm)	375
腹部の幅	b_w (mm)	2000
$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f_{cd}}$	f_{wcd} (N/mm ²)	8.4
腹部コンクリートのせん断に対する設計斜め圧縮破壊耐力	V_{wcd} (kN)	4838

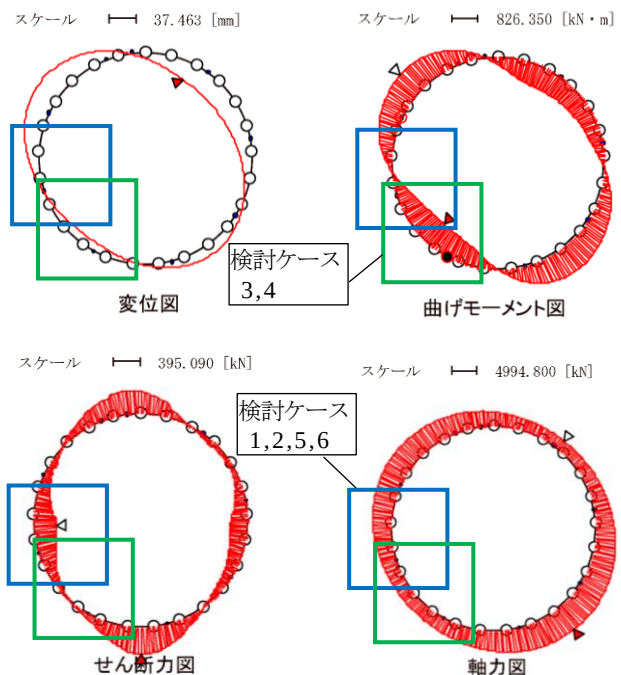


図-7 既設計成果の断面力分布

3. 解析結果

非線形 FEM の解析結果について、せん断力と水平変位による $P-\delta$ 関係と曲げモーメントと水平変位による $M-\delta$ 関係を図-8～図-11 と図-13～図-18 に示す。同図には、表-5、表-6 の設計せん断耐力、設計斜め圧縮耐力と RC 断面計算により算定した曲げ耐力も併せて示す。また、ケース 2-2 とケース 5 の代表ステップにおける変位とひび割れ状態を図-12 に示す。これらにより、以下の内容を確認した。

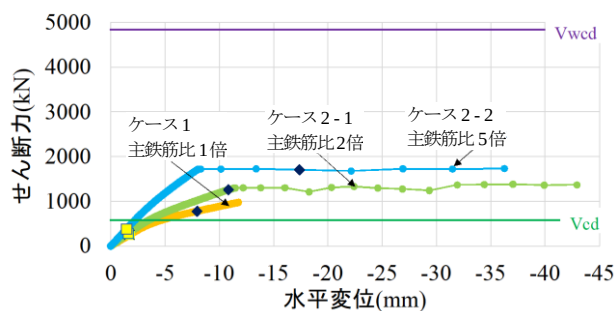
(1) ケース 1, 2 の解析結果

図-8 に解析モデルスパン中央のせん断力と水平変位の関係、図-9 に解析モデル端部の曲げモーメントと水平変位の関係を示す。図-9 より、主鉄筋比が 2 倍までは曲げ耐力(M_u)と同程度の曲げモーメントとなっており、図-8 より、設計せん断耐力(V_{cd})を超えてもせん断力は増加していることがわかる。このため、曲げ破壊型であると考えられる。主鉄筋比を 5 倍にすると、曲げモーメントは、曲げ耐力の 0.6 倍程度の値で頭打ちとなっており、せん断破壊型となったものと考えられる。ケース 2-2 のひび割れ図 (図-12(1)) によると、ひび割れはモデルの上下端部から発生し、ともに引張縁側から圧縮縁側に広がって進展した。最終的には、モデルの下端部においてひびわれが貫通し、発生せん断力が頭打ちとなった。この時の非線形 FEM 解析により求めたせん断耐力は、1730kN 程度であり、斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力より 2.7 倍程度大きい。

図-10 と図-11 にひび割れせん断伝達係数の違いに着目したケース 2-2 とケース 2-3 の解析結果を示す。これによると、せん断伝達係数を 0.5 とすることで、非線形 FEM 解析により求めたせん断耐力は 1400kN 程度になり、せん断伝達係数を 1.0 としたケースと比べて 2 割程度低くなることを確認した。ただし、斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力よりも 2.2 倍程度大きい。

(2) ケース 3, 4 の解析結果

図-13 に解析モデル端部のせん断力と水平変位の関係、図-14 に解析モデルスパン中央の曲げモーメントと水平変位の関係を示す。図-14 より、主鉄筋比 1 倍では曲げ耐力(M_u)と同程度の曲げモーメントとなっており、図-13 より、設計せん断耐力(V_{cd})を超えてもせん断力は増加していることがわかる。このため、曲げ破壊型であると考えられる。主鉄筋比を 5 倍、10 倍とすると、曲げモーメントは、曲げ耐力の 0.5 倍程度の値で頭打ちとなっており、せん断破壊型となったものと考えられる。ケース 5 のひび割れ図 (図-12(2)) によると、ひび割れはモ

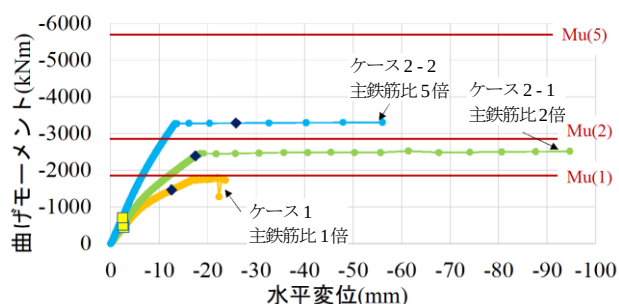


V_{cd} : コンクリートのみの設計せん断耐力

V_{wcd} : 設計斜め圧縮破壊耐力

■: ひびわれ発生 ◆: 降伏したとき

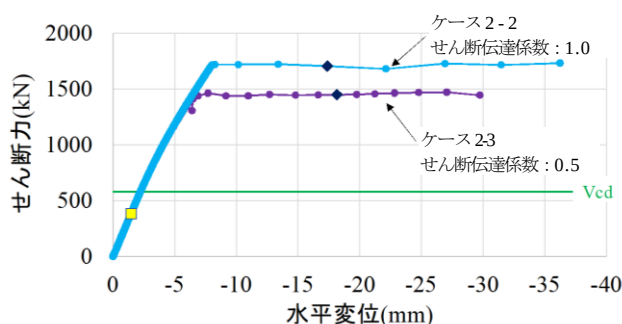
図-8 スパン中央の $P-\delta$ の関係 (ケース 1, 2-1, 2-2)



$M_u(x)$: RC 断面計算により算出した鉄筋比 x 倍のときの曲げ耐力

■: ひびわれ発生 ◆: 降伏したとき

図-9 端部の $M-\delta$ の関係 (ケース 1, 2-1, 2-2)

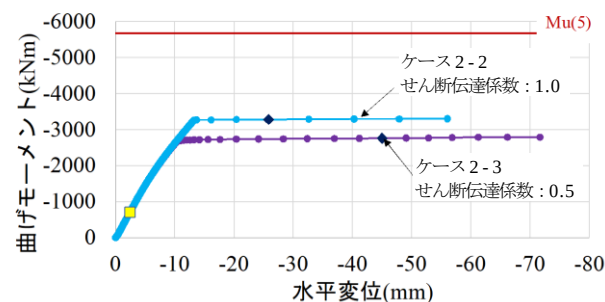


V_{cd} : コンクリートのみの設計せん断耐力

V_{wcd} : 設計斜め圧縮破壊耐力

■: ひびわれ発生 ◆: 降伏したとき

図-10 端部の $P-\delta$ の関係 (ケース 2-2, 2-3)



V_{cd} : コンクリートのみの設計せん断耐力

V_{wcd} : 設計斜め圧縮破壊耐力

■: ひびわれ発生 ◆: 降伏したとき

図-11 端部の $M-\delta$ の関係 (ケース 2-2, 2-3)

デルの上下端部から発生し、ともに引張縁側から圧縮縁側に広がって進展した。最終的には、モデルの上端部においてひび割れが貫通し、発生せん断力が頭打ちとなった。この時の非線形 FEM 解析により求めたせん断耐力は、1400kN 程度であり、斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力より 24 倍程度大きい。

ケース 3, 4 の解析結果は、ケース 1, 2 と同様の傾向となっており、荷重の分布による耐力や破壊モードの傾向に違いは見られなかった。

(3) 直線モデル：ケース 5, 6 の解析結果

a) ケース 2-2 とケース 5 の解析結果<形状の影響>

曲線モデルでせん断破壊モードとなっていたケース 2-2（主鉄筋比 5 倍）と、これを直線モデルとしたケース 5 の解析結果の比較を図-15 と図-16 示す。これによると、両者の応答は同程度となっており、円形形状が耐力に及ぼす影響は小さいものと考えられる。

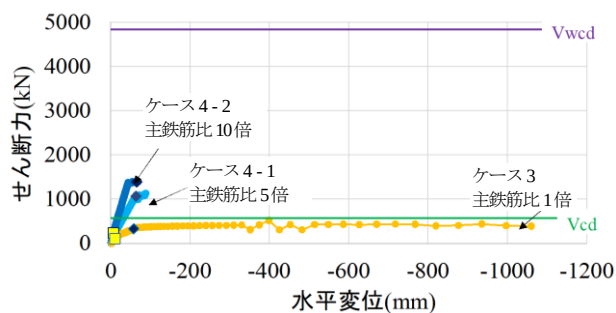
b) ケース 5 と 6 の解析結果<軸力の影響>

直線モデルとしたケース 5 とケース 6 から軸力を 0kN としたケース 6 の解析結果の比較を図-17 と図-18 に示す。これによると、両者の応答は同程度となっており、圧縮軸力が耐力に及ぼす影響は小さいものと考えられる。

(4) 解析結果の考察

ケース 1~4 の解析結果より、今回検討対象とした RC セグメントは曲げ破壊型の破壊モードとなっており、主鉄筋比を既設計から 5 倍程度多くしない限り、せん断破壊型とはならないことを確認した。せん断破壊する際の

破壊モードは、斜め引張破壊に近いモードで破壊に至り、この時のせん断耐力は、斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力より、2~3 倍程度大きめの値となっており、従来設計で考慮している耐力は、1.56 倍程度の余裕を見ているが、それよりも余裕があるものと考えられる。な



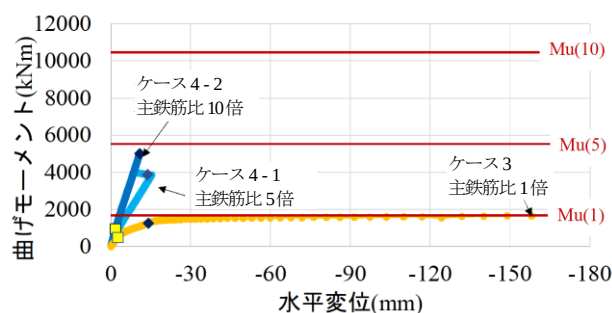
Vcd : コンクリートのみの設計せん断耐力

Vwd : 設計斜め圧縮破壊耐力

■ : ひびわれ発生

◆ : 降伏したとき

図-13 端部の P-δ の関係 (ケース 3, 4-1, 4-2)



Mu(x) : RC 断面計算により算出した鉄筋比 x 倍のときの曲げ耐力

■ : ひびわれ発生

◆ : 降伏したとき

図-14 スパン中央の M-δ の関係 (ケース 3, 4-1, 4-2)

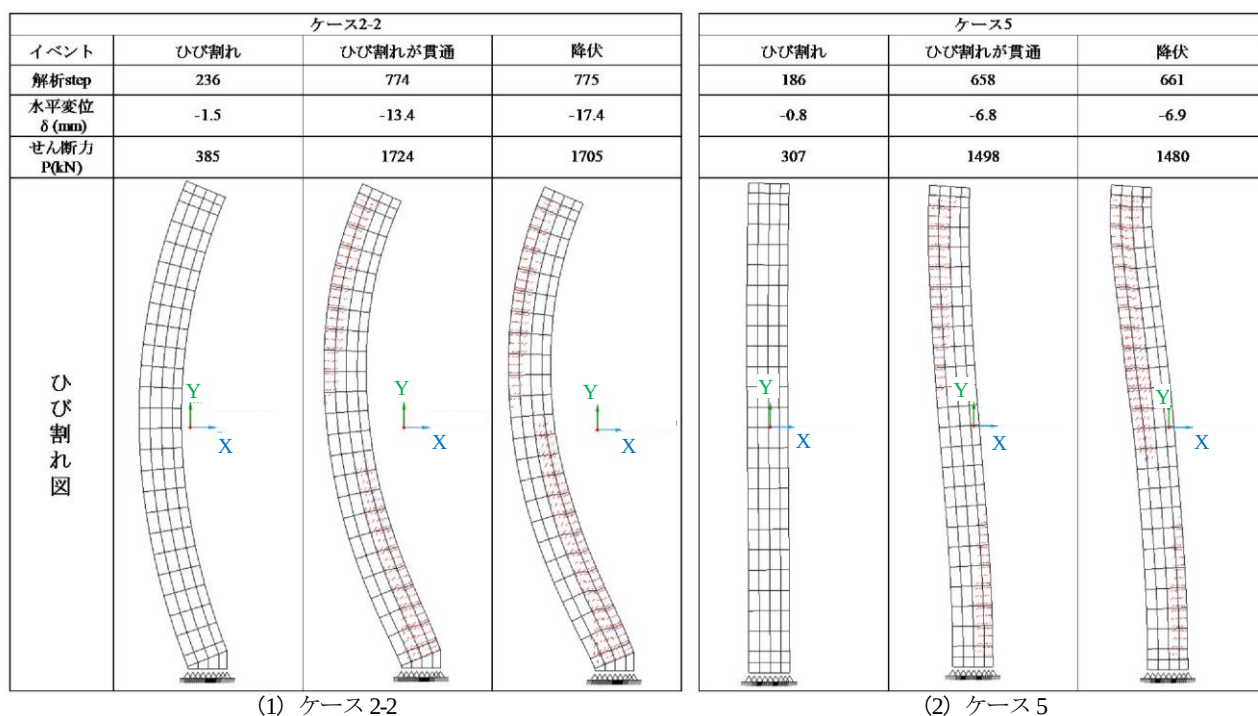


図-12 ひび割れ図 (ケース 2-2, ケース 5)

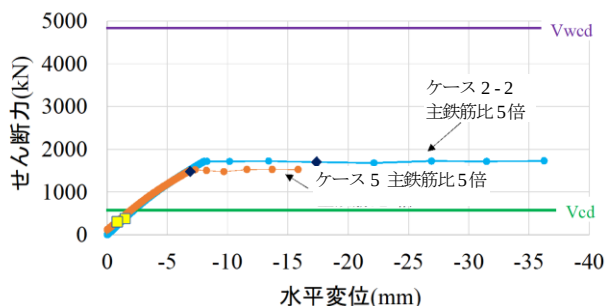
お、圧縮せん断破壊を前提とした設計斜め圧縮破壊耐力に対しては、0.4倍程度のせん断耐力であった。

上記の要因としては、トンネル標準示方書の斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力は、線形被害則で考えられているようなせん断スパンが短くなると耐力が増加する効果⁹⁾(図-19(3))が見込まれていないことや、トンネルに作用するせん断力は分布荷重の積分であり、個々の分布荷重においてせん断スパンが異なること(図-19(1)(2))を見込んでいないことにより、実際の耐力を小さめに評価しているものと考えられる。

4. おわりに

2次元非線形 FEM による荷重漸増解析を行い、FEM 解析で算出したせん断耐力と斜め引張破壊を前提とした耐力式や圧縮せん断破壊を前提とした耐力式によるせん断耐力を比較した結果、同式の適用性について、以下の知見を得た。

- 1) ケース 1~4 の解析結果より、検討対象とした RC セグメントは曲げ破壊型の破壊モードとなっており、主鉄筋比を既設計から 5 倍程度多くしない限り、せん断破壊型とはならないことを確認した。
- 2) せん断破壊する際の破壊モードは、斜め引張破壊に近いモードで破壊に至り、この時のせん断耐力は、斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力より、2~3 倍程度大きめの値となっており、従来設計で考慮している耐力は、1.56 倍程度の余裕を見ているが、それよりも余裕があるものと考えられる。
- 3) この要因としては、斜め引張破壊を前提とした設計せん断耐力には、せん断スパンによる効果(図-19(3))を見込んでいないことや、分布荷重が作用する場合の効果(図-19(1)(2))を見込んでいないことにより、実際の耐力を小さめに評価しているものと考えられる。
- 4) ケース 5, 6 の結果より、円形形状や高圧縮軸力がせん断耐力に及ぼす影響は少ないものと考えられる。



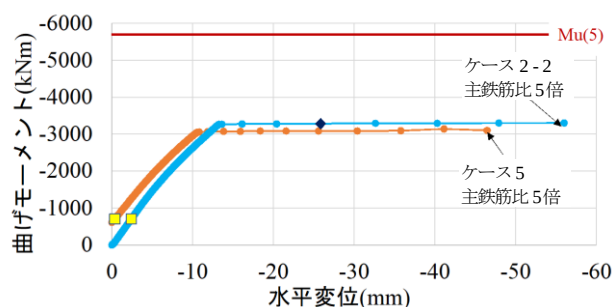
Vcd : コンクリートのみの設計せん断耐力

Vwcd : 設計斜め圧縮破壊耐力

■ : ひびわれ発生

◆ : 降伏したとき

図-15 スパン中央の P-δ の関係 (ケース 2-2, 5)

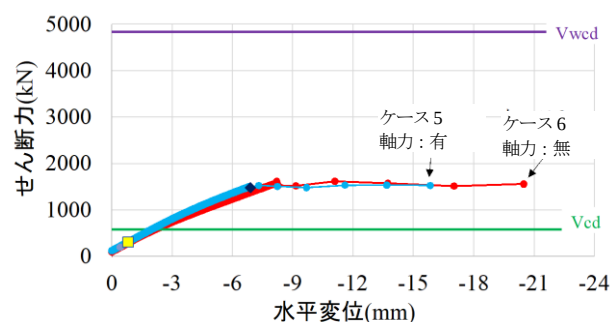


Mu(x) : RC 断面計算により算出した鉄筋比 x 倍のときの曲げ耐力

■ : ひびわれ発生

◆ : 降伏したとき

図-16 端部の M-δ の関係 (ケース 2-2, 5)



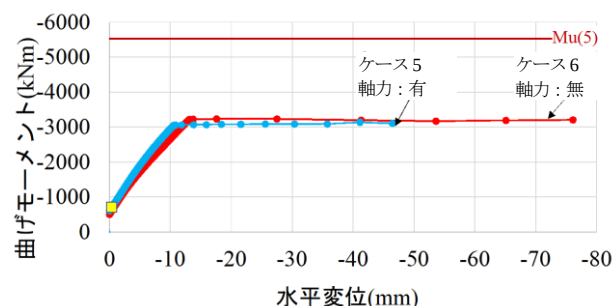
Vcd : コンクリートのみの設計せん断耐力

Vwcd : 設計斜め圧縮破壊耐力

■ : ひびわれ発生

◆ : 降伏したとき

図-17 スパン中央の P-δ の関係 (ケース 5, 6)

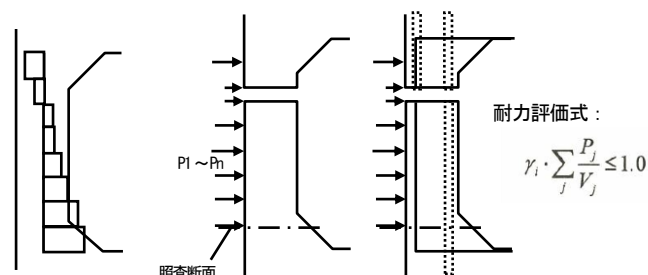


Mu(x) : RC 断面計算により算出した鉄筋比 x 倍のときの曲げ耐力

■ : ひびわれ発生

◆ : 降伏したとき

図-18 端部の M-δ の関係 (ケース 5, 6)



(1) 応答せん断分布 (2) 外力分布の設定 (3) 作用点毎の a/d の設定

図-19 線形被害則による耐力評価の考え方

参考文献

- 1) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[シールド工法編]・同解説，pp.310-312，2016.
- 2) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書[設計編]，pp.188-189，2017.
- 3) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書[設計編]，pp.483-484，2017.
- 4) 土屋 智史，三島 徹也，前川 宏一：高強度構成材料を用いた RC 梁部材のせん断破壊と数値性能評価，土木学会論文集，No.697/V-54， pp.65-84，2002.5.
- 5) 土木学会：原子力発電所屋外土木構造物の耐震性能照査指針，2005.6.

(2021. 8. 6 受付)

A STUDY ON THE LOAD BEARING CAPACITY OF RC SEGMENTS USING FEM ANALYSIS

Sanae SUZUKI, Fukutaro UMEBAYASHI, Shogo OTAKE, Takahiro
KUKIDOME, Yasumasa SOGA and Masato TANAKA

The shear capacity of RC segments in shield tunnels is generally evaluated by the criteria based on the diagonal tensile failure shown in Standard Specification for Tunneling. However, since the criteria is referred to experiments and analyses of the beam and column structures, it may not be applicable to shield tunnel segments which are circular structures, under deep underground with high axial compressive forces. In this study, a single RC segment is focused and the applicability of the shear capacity criteria on the condition of the diagonal tensile failure and the shear compression failure is examined using the 2-D non-linear FEM analysis.