

開削トンネルの隅角部付近の耐震性能に関する検討

田嶋仁志¹・岸田政彦²・半井健一郎³・前川宏一⁴・山本一敏⁵・大野了⁶

¹正会員 博士（工学） 首都高速道路公団工務部設計技術課(〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

²正会員 工修 首都高速道路公団工務部設計技術課(〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

³正会員 工修 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

⁴正会員 工博 東京大学大学院教授工学系研究科社会基盤工学専攻(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

⁵正会員 工修 パシフィックコンサルタンツ株式会社(〒163-0730 東京都新宿区西新宿2-7-1)

⁶正会員 工修 株式会社大林組(〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

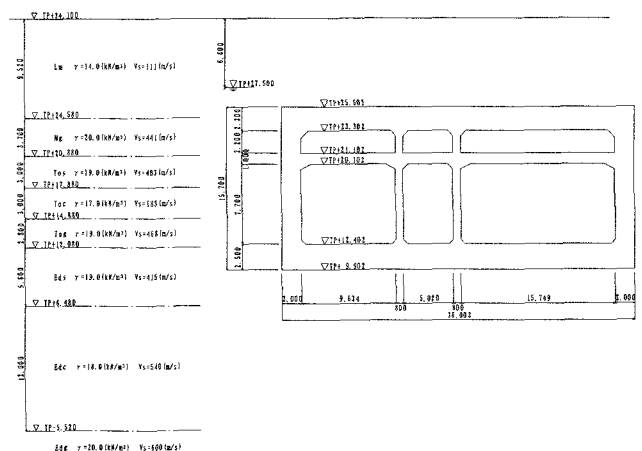
1. はじめに

兵庫県南部地震において開削工法で施工された一部の地下駅部に大きな被害が発生したことから、著者らは開削トンネルの地震に対する安全性を確保するために検討を行ってきた。現在、開削トンネルの耐震性確保には、周辺地盤の地震時の変形に追随するために必要なせん断耐力および変形性能を確保することが重要であることを認識している。

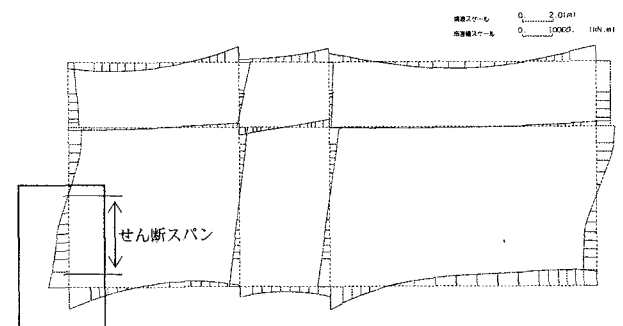
図-1に示すように開削トンネルの隅角部にある部材のせん断スパン比は1.0～3.0と比較的小さくなる傾向にある。このため、開削トンネルの隅角部付近の条件に合致した部材のせん断耐力および変形性能を明らかにし、合理的な照査に反映することが望ましい。

せん断耐力式としては道路橋示方書V編¹⁾のRC橋脚のせん断耐力式（以下、道示式と呼称）やコンクリート標準示方書²⁾の棒部材式やディープビーム式等がある。開削トンネル、特に道路トンネルのせん断耐力は道示式を準用して算出されることが多い。しかし、道示式では、ディープビームのアーチ機構を考慮せず、せん断スパン比による負担せん断力の増加は考慮していないため、せん断スパン比の小さな部材に対して、せん断耐力を小さく評価する傾向にあった。一方、ディープビーム式では、せん断スパン比の小さな部材に対して、ディープビームの効果を見込んだ耐力算定式を適用してよいこととしている。このディープビーム式を適用することでせん断耐力の予測精度を高め、鉄筋量の削減とコスト縮減が可能となる場合がある。ただし、ディープビーム式は梁供試体を用いた一方向荷重の実験結果^{3), 4), 5)}に基づいて規定されたものであるから、隅角

部に近接する部材への適用にあたっては、圧縮ストラットの形成に関連する境界条件の違いと交番荷重の影響について配慮しなければならない。



(a) 概略一般図



供試体の対象部

(b) モーメント図

図-1 対象とする開削トンネルの例

また、最近開削トンネル隅角部における補強鉄筋量の合理化についても検討されつつある。

開削トンネルの変形性能は、側壁や頂版、底版の塑性変形に期待しているが、これらの部材の接合部

となる隅角部が構造全体系の弱点とならないよう耐力を確保する必要がある。しかし、開削トンネルの隅角部に着目した実験⁶⁾では、既往の設計に比較して、少量の補強筋量で所定の強度を得る可能性が示唆されており、建設コスト縮減の流れからも有利になる場合も想定され、それらに対する検討も望まれる。

本研究では、開削トンネル隅角部周りの設計の合理化を図るための検討を、せん断スパンの短い隅角部付近のL型RC供試体の荷重実験結果を用いてディープビームのせん断耐力機構を検討することで、ディープビーム式の開削トンネルへの適用の可能性について整理した。併せて、開削トンネル隅角部補強鉄筋量についても、実験結果を用いて検証を行った。

2. 荷重実験の概要⁷⁾

表－1および図－2に示すように、せん断補強筋量およびせん断スパン比（a/d）をパラメータとした供試体4体について静的正負交番繰返し荷重を実施した。供試体は図－1の開削トンネルの外周部材の内、左側壁から底版を取り出し、スケール1/3にモデル化している。コンクリートの設計基準強度は従来用いられている27N/mm²を用いた。また、ハンチ鉄筋は側壁および底版のコアコンクリート内に定着している。

せん断スパンは、No. 1, 2, 4の2.0を基本に、No. 3では1.4とした。せん断補強鉄筋は、No. 1, 3では実施工における最小量 $P_w=0.05\%$ 、No. 2ではコンクリート標準示方書（ディープビーム式）における必要鉄筋量 $P_w=0.15\%$ 、No. 4では道路橋示方書V編のRC橋脚のせん断耐力式における必要鉄筋量 $P_w=0.23\%$ とした。なお、せん断補強鉄筋のフックの形状は、図－3のように鋭角フックと直角フックを千鳥に組み合わせたものとした。コンクリートおよび鉄筋の試験結果の概要を表－2に示す。

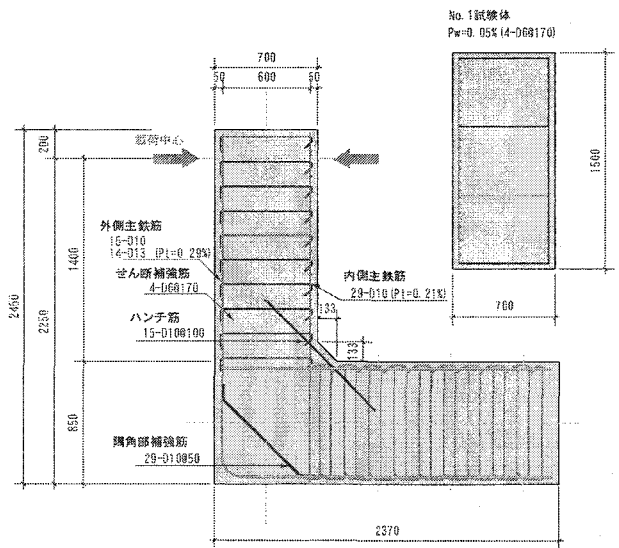
側壁には鉛直土圧および自重等に相当する鉛直軸応力度レベルで $\sigma_n=1.0\text{N/mm}^2$ を底版には水平土圧に相当する水平軸応力度レベルで $\sigma_n=0.56\text{N/mm}^2$ を作用させた。側壁に作用させる水平力は100tfの押引きジャッキ（2台）で試験体頭部に正負の水平力を加え、試験体が曲げ降伏するまでは荷重制御、それ以降は変位制御とし正負交番で荷重した。また、サイクル毎に降伏変位の整数倍で3回の繰返し荷重を基本とした。

表－1 供試体種別

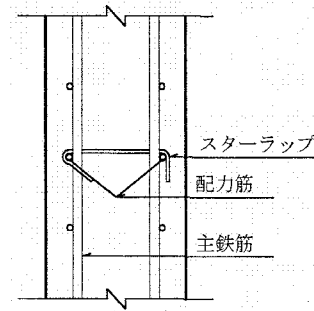
供試体名	せん断補強筋比 $P_w(\%)$	せん断スパン比 a/d	備考
No. 1	0.05	2.00	実施工における最小量
No. 2	0.15		ディープビーム式における必要鉄筋量
No. 3	0.05	1.40	実施工における最小量
No. 4	0.23	2.00	道示式における必要鉄筋量

表－2 試験結果一覧

供試体名	コンクリート強度			鉄筋強度	
	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)
No. 1	33.4	3.17	2.58	D6 : 365 D10 : 368 D13 : 347	D6 : 2.00 D10 : 1.90 D13 : 1.90
No. 2	33.3	2.99	2.67		
No. 3	29.9	3.08	2.51		
No. 4	28.5	2.72	2.48		



図－2 供試体形状 (No. 1)



図－3 せん断補強筋の形状

3. FEMによる再現解析

(1) 解析条件および解析モデル

実験結果の検証を目的に、FEM による再現解析を実施した。解析コードには多方向非直交固定ひび割れモデルに基づく WCOMD⁸⁾ を用いた。図-4 に解析モデルを示す。解析では表-2 の材料試験結果を用いた。供試体表面の乾燥収縮による初期応力を考慮するため、第一ひび割れ発生荷重からの逆推定と既往の経験から、割裂強度の 60% を構造体中の引張強度とした。鉄筋比が限界鉄筋比を割り込む要素には一本のひび割れしか導入され得ないので、引張破壊に要するエネルギーが要素寸法に依存しないように、引張軟化係数 ($c=1.0\sim 1.5$ 程度) を設定した。ハンチ鉄筋は鉄筋の軸線方向に剛性を有する要素を、本体 RC 要素に重ね合わせてモデル化した。荷重方法は変位制御を基本とし、単調荷重 (閉じる側、開く側) および実験の変位履歴に基づく交番荷重の 2 ケースを実施した。

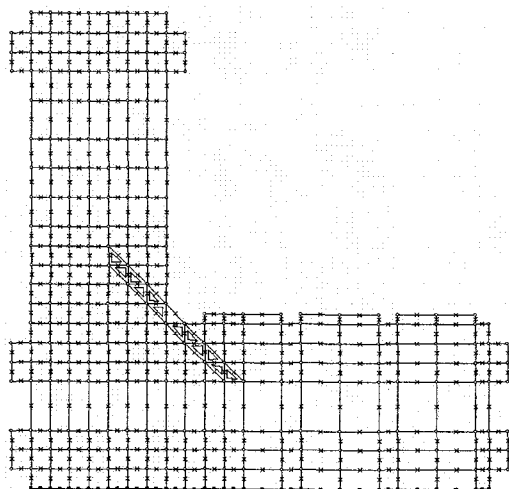


図-4 解析モデル (No. 1)

(2) 荷重-変位関係および損傷状況

図-5 に No. 1 供試体の荷重-変位関係の比較、図-6 にクラック状況を示す。

No. 1 供試体の閉口側の正載荷では、 $\delta y=4.38\text{mm}$ で主鉄筋が降伏した。一方、開口側の負載荷では、主鉄筋が降伏する直前 (荷重-704 kN) でせん断クラックが拡大し、耐力が低下した。正載荷では $5\delta y$ においても耐力の低下は微小であったが、負載荷では $-5\delta y$ で 50% まで耐力が低下したため、終局と判断した。なお、正載荷における終局部材角は 1/50 程度であった。

図-5 の荷重-変位関係の比較を見ると、単調荷重の解析においても主鉄筋降伏から耐力を維持している変形領域においては、解析によってほぼ再現できていることがわかる。また、交番荷重の解析では、開口側で生じたせん断クラックの拡大による耐力の低下も再現できている。図-6 においてもせん断クラックの集中が見られる。

以上より、荷重実験で得られた荷重-変位関係および損傷状況を解析によっておおむね再現できているといえる。

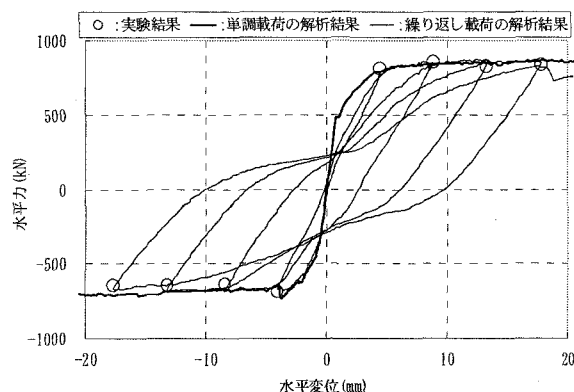


図-5 実験結果と解析結果との比較 (No. 1)

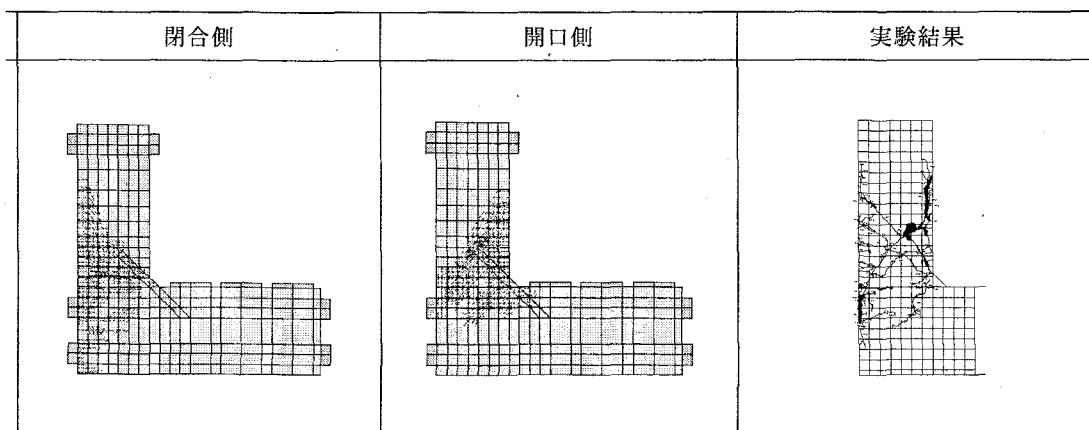


図-6 ひび割れ状況図 (単調荷重, 最大変形時)

4. 耐荷機構の検討

(1) 載荷実験で得られたせん断耐力に関する知見

供試体 No. 1 について、載荷実験で得られた最大発生せん断力および以下のせん断耐力式で求めたせん断耐力の比較を図-7に示す。せん断耐力は、閉合側および開口側に分けて整理している。なお、閉合側は曲げ降伏が先行するため、せん断耐力の下限值となっている。

①道路橋示方書V

②ディープビーム式 ($\gamma_b c=1.0$, $\gamma_{bs}=1.0$)

③ディープビーム式 ($\gamma_b=1.0$ & 1.0) , 道路橋示方書IV編⁹⁾のフーチング式を参考に開口側のせん断スパン a を補正 (図-9 参照)

図-7より、供試体No.1の開口側では、せん断破壊となったにも係わらずディープビーム式 (部材係数 $\gamma_b=1.0$) のせん断耐力は実験値を上回っていることがわかる。この理由としては、閉合側と開口側で図-8のように圧縮ストラットの底版側の支持機構が異なることが考えられる。閉合側では、図-8 a) のように載荷点から底版上面部への比較的狭い領域に圧縮ストラットが形成され、底版側の支持機構が明確である。一方、開口側は図-8 b) のように、載荷点から側壁の外側と底版上面の延長線の交差部への領域に圧縮ストラットが形成されるが、底版側の支持機構が脆弱であり、実質的なせん断スパンが長くなり、せん断耐力が小さくなる傾向にあると考えられる。

図-10を見ると、斜めひび割れの進展方向が閉合側では圧縮ストラットの支点となる底版上面に向かっているが、開口側では支持機構が脆弱であるため底版に食い込んでいる。このため、実質的なせん断スパンが長くなっていることがわかる。

そこで、開口側の変形に対しては図-10からも図-9のように道路橋示方書IV編のフーチング式を参考にして a を補正する方法が有効であると考えられる。

(2) 底版軸力、底版上面鉄筋の影響検討

再現解析と載荷実験から得られたせん断耐力に関する知見を踏まえ、図-11に示す底版軸力、底版上面鉄筋がせん断耐力および変形性能に及ぼす影響をFEM解析で検討する。供試体 No. 1 を対象にこれらの要因がある場合とない場合について解析で求め比較する。図-12~13に荷重-変位関係を比較したものを示す。

図-12の荷重-変位関係を見ると、底版軸力の有無の影響は微小であることがわかる。これは、開削トンネルに作用する地盤反力程度では、圧縮ストラットの支持機構を補強する役割を果たせないことを示している。

図-13の荷重-変位関係を見ると、側壁基部の底版上面鉄筋が無い場合、閉合側の変形では側壁基部の底版上面鉄筋の影響は小さいが、開口側では耐力の低下が生じる。図-17のひび割れ状況図を見ても、開口側では差異が小さいものの、底版上面鉄筋がない場合、開口側では底版へのクラックの進行が見られる。つまり、側壁基部の底版上面鉄筋は、開口側の変形時に生じる圧縮ストラットの支持に寄与していると考えられる。

これらの結果から、底版上面鉄筋の隅角部への延長、定着は、隅角部付近のせん断耐力および隅角部の形状保持に大きく寄与していると考えられる。

(3) ハンチ鉄筋の影響検討

再現解析と載荷実験から得られたせん断耐力に関する知見を踏まえ、図-11に示すハンチ鉄筋がせん断耐力および変形特性に及ぼす影響をFEM解析で検討する。供試体 No. 1 を対象に、ハンチ鉄筋がある場合とハンチ鉄筋がない場合について解析で求め、比較する。また、ハンチ鉄筋を外側の主鉄筋で定着するケース (解析モデル図-14) についても検討する。

図-15にハンチ鉄筋の有無を比較した荷重-変位関係を示す。閉合側の変形では、ハンチ鉄筋の影響は小さいが、ハンチ鉄筋がない場合、開口側の耐力の低下が生じ、不安定となることがわかる。

図-16~17に開口側について、ハンチ鉄筋の影響を比較したものを示す。ハンチ鉄筋の定着をコアコンクリートから外側の主鉄筋まで伸ばし、定着することにより、せん断破壊を抑止していることがわかる。なお、開口側ではハンチ鉄筋の増加は見かけ上主鉄筋の増加となり、曲げ耐力が増加するものと考えられる。

以上より、ハンチ鉄筋は開口側においてせん断補強鉄筋に相当する効果を発揮すると考えられ、特に外側の主鉄筋で定着することが有効であると考えられる。

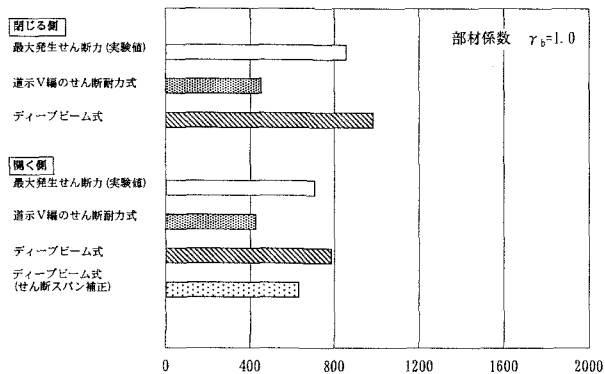


図-7 せん断耐力の比較 (No. 1供試体)

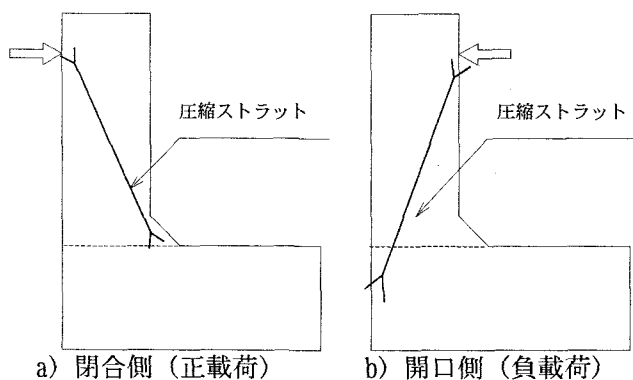


図-8 供試体内部における圧縮ストラットの模式図

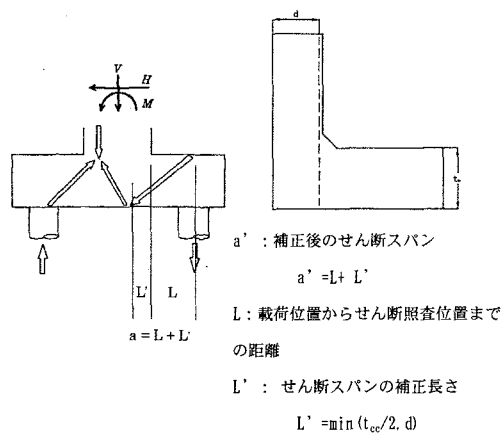


図-9 フーチングにおけるせん断スパンの補正

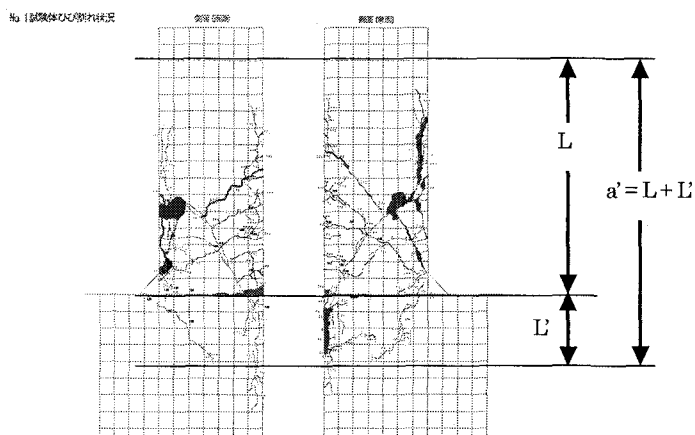


図-10 ひび割れ図 (供試体No. 1)

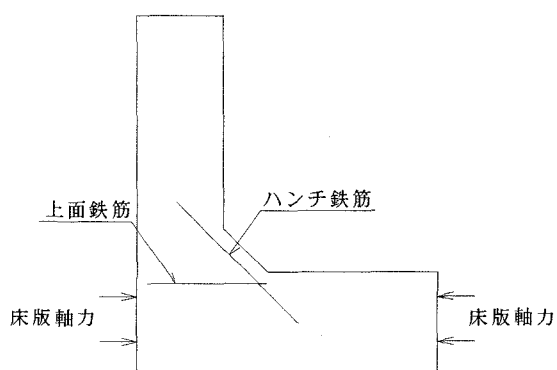


図-11 影響検討の概念図

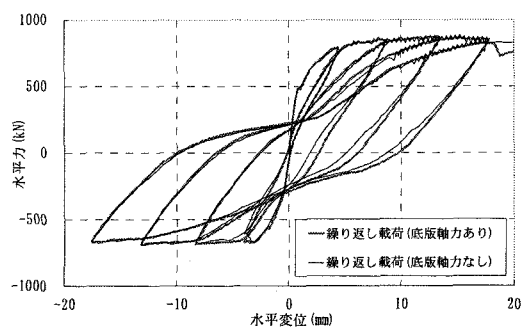


図-12 底版軸力の影響 (No. 1)

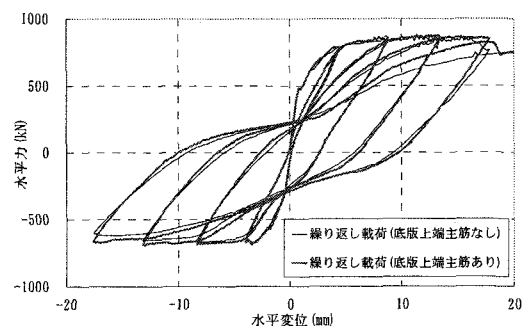


図-13 底版上面鉄筋の影響 (No. 1)

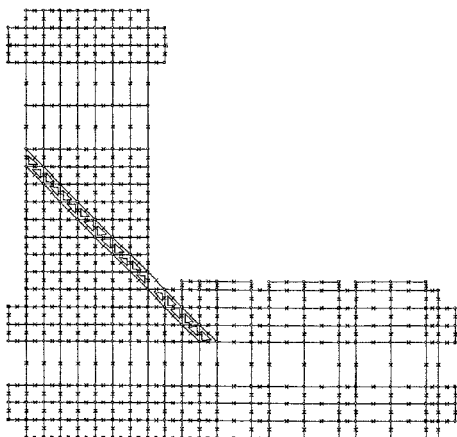


図-14 解析モデル (No. 1)

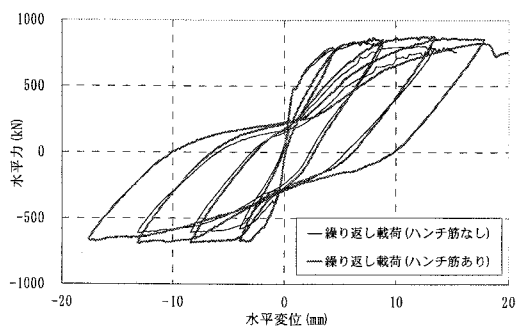


図-15 ハンチ鉄筋の影響 (No. 1)

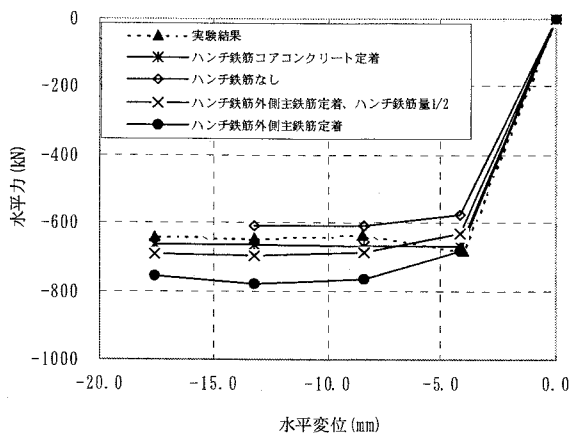


図-16 ハンチ鉄筋の影響 (No. 1, 開口側)

	閉合側	開口側
底版ン 軸上チ 力面鉄 あ鉄筋 り筋あ り (実験)		
底版 軸力なし		
底版上 面鉄筋なし		
ハンチ鉄筋なし		
底版ン 軸上チ 力面鉄 あ鉄筋 り筋外 あ側 り主 筋定着		

図-17 No. 1 供試体のひび割れ状況図 (最大変形時)

5. 隅角部補強鉄筋に関する検討

開削トンネルの変形性能は、側壁や頂版、底版の塑性変形に期待しているが、これらの部材の接合部となる隅角部が構造全体系の弱点とならないよう耐力を確保する必要がある。道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編では、ラーメン橋の柱梁接合部での補強筋量の算定式¹⁰⁾が明記されているが、この通り配置した場合、隅角部には直筋と斜め筋があるため過密配筋となる事例が報告されている。これらに対し、開削トンネルの隅角部に着目した実験では、道示式に対して、補強筋量を減少できるとの実験結果を得ている。

本検討においても、過密配筋の防止、施工の容易さ等を考慮して、阪神高速道路公団の開削トンネル耐震設計指針（案）に示される式（以下、阪高式と呼称）を用いて、隅角部の補強筋量を決定した。当指針によれば、最大荷重に対し補強鉄筋はほぼ降伏ひずみに達すると想定されるが、図-18 の No. 1 供試体実験時に計測した隅角部補強筋のひずみにもある通り、200 μ 程度（降伏ひずみの 1/10 程度）に留まった。図-18 に示された主鉄筋のひずみ分布によると、降伏ひずみを超えている領域は底版天端より 200mm 程度までの位置である。実構造の配筋詳細との相似性を配慮した本試験体の形状・寸法および鉄筋径では、隅角部に進展する主鉄筋の塑性領域が限定されたことに一因があると考えられる。小型試験体では相対的に鉄筋径が部材寸法に比して大きくなり、定着領域が隅角部寸法の大半を占めるのに対して、実構造物では鉄筋径は相対的に小さく、鉄筋の付着定着領域が部材本体の主たる破壊領域まで至らないと考えられる。

そこで、実験から得られた隅角部補強鉄筋の最大ひずみと阪高式にコンクリートの負担する引張力を考慮して、隅角部補強鉄筋のひずみを算出したものを比較することにより隅角部補強鉄筋量の算出方法について検討を行った。隅角部補強鉄筋のひずみは式-1により算出する。なお、コンクリートの負担している引張応力度 σ_{tc} は、下式 σ_{tc} の α は0～1.0まで0.1ごとに变化させた11ケースを想定した。ただし、隅角部補強鉄筋の弾性係数 E を $2.00E+05N/mm^2$ とする。表-3に式-1より求めた隅角部補強鉄筋ひずみの算出結果および各試験体において得られた実験値を示す。結果として隅角部のコンクリートが負担する引張力 σ_{tc} は曲げ引張強度の7～8割程度考慮した場合、実験値とほぼ整合した。よって、隅角部に作用する外力に対してコンク

リートも引張応力度の半分程度は負担していると考えられる（式-2参照）。

$$\varepsilon_s = \frac{8M_b + P \cdot a - 4R \cdot P_c}{4R \cdot (A_{sreq} + A_s)} \dots \dots \dots (式-1)$$

A_{sreq} : 必要引張鉄筋量 (mm^2)

P_c : コンクリートが負担する引張力 (N)

($= \sigma_{tc} \times l_z \times W$)

σ_{tc} : コンクリートが負担する引張応力度 (N/mm^2)

($= \alpha \times \sigma_{bt}$)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)

($= 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$)

M_b : 隅角部領域前面に作用する曲げモーメント

($N \cdot mm^2$)

P : 隅角部領域前面に作用するせん断力 (N)

R : 隅角部対角線長 (mm)

W : 節点部奥行き (mm)

a : 隅角部領域幅 (mm)

l_z : 引張応力発生領域の幅 ($= 0.65R$)

A_s : 0.65R の範囲に配置された主鉄筋量 (mm^2)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度 (N/mm^2)

$$A_{sreq} = \frac{8M_b + P \cdot a - 4R \cdot 0.5\sigma_{bt} \cdot l_z \cdot w}{4R \cdot \sigma_{sy}} \cdot A_s \dots (式-2)$$

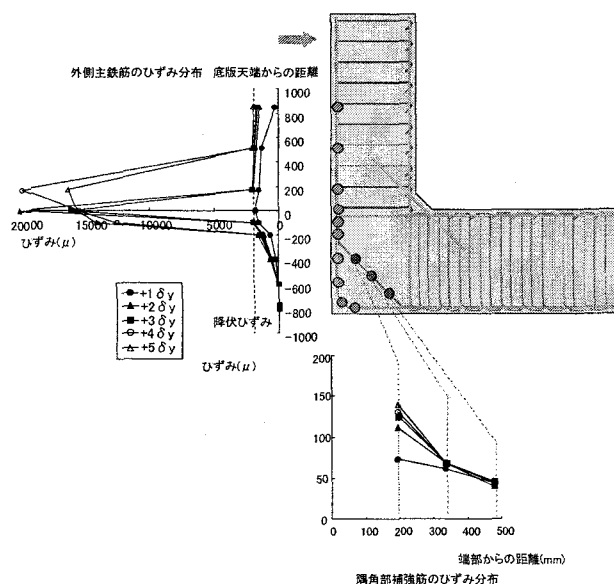


図-18 隅角部補強筋と主鉄筋のひずみ分布

表－３ 閉口側の隅角部補強鉄筋ひずみ（ μ ）の
算定結果

供試体No. 実験値	1	2	3	4
コンクリート負担分	700	500	200	500
$\sigma_{tc}=0$	2270	2295	2408	2278
$\sigma_{tc}=0.1\sigma_{bt}$	2016	2041	2172	2049
$\sigma_{tc}=0.2\sigma_{bt}$	1762	1786	1936	1820
$\sigma_{tc}=0.3\sigma_{bt}$	1507	1532	1699	1592
$\sigma_{tc}=0.4\sigma_{bt}$	1253	1278	1463	1363
$\sigma_{tc}=0.5\sigma_{bt}$	999	1024	1227	1134
$\sigma_{tc}=0.6\sigma_{bt}$	745	769	991	906
$\sigma_{tc}=0.7\sigma_{bt}$	490	515	755	677
$\sigma_{tc}=0.8\sigma_{bt}$	236	261	519	448
$\sigma_{tc}=0.9\sigma_{bt}$	—	7	283	219
$\sigma_{tc}=\sigma_{bt}$	—	—	46	—

6. まとめ

本研究では比較的せん断スパンが短い開削トンネルの隅角部付近をモデル化した L 型 RC 供試体の載荷実験に基づき、耐震性能に関する検討を行った。この結果をまとめると以下ようになる。

(1) 多方向非直交固定ひび割れモデルに基づく FEM により実験を解析的に再現して比較検討を行った結果、載荷実験で得られた荷重-変位関係および損傷状況をおおむね再現できた。

(2) 開口側の変形では、底版上面の軸方向鉄筋およびハンチ鉄筋の役割は大きく、圧縮ストラットの支持機構を担うことが判明した。これらの鉄筋が不十分な場合には、圧縮ストラットの底版側の支持機構が脆弱となり、耐力が低下する傾向にある。

(3) 隅角部の閉合側の変形では明確な圧縮ストラットが形成され、アーチ機構が期待できる。このため、地震時のような交番載荷状態においてもディープビーム式の適用の妥当性が検証された。

(4) 隅角部付近における応力伝達機構は供試体の部材寸法による影響が大きく、本実験結果では隅角部に進展する塑性領域は限定された。隅角部付近に作用する力に対してはコンクリートの引張応力度も期待できると考えられる。

参考文献

- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 14 年 3 月
- (社) 土木学会：2002 年制定 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，平成 14 年 3 月
- 林川，斉藤，角田：せん断補強鉄筋を有する RC ディープビームの強度について，コンクリート工学年次論文報告集 12-2，pp319～pp324，1990
- 松尾，Lertsrisakulrat，柳川，二羽：せん断補強鉄筋を有する RC ディープビームのせん断挙動，コンクリート工学年次論文集 vol23，No. 3，pp961～pp966，2001
- 谷村，佐藤，渡辺，松岡：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集 vol23，No. 3，pp967～pp972，2001
- 幸左，藤井，大野，鈴木：開削トンネルの耐震性に関する実験的検討，土木学会第 53 回年次学術講演会，I－B377，pp. 754－755，平成 10 年 10 月
- 田嶋，岸田，益子，前川，大野：開削トンネル隅角部周辺の耐震性能に関する実験的検討，土木学会構造工学論文集 Vol. 50A，，平成 16 年 3 月（投稿中）
- Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON Press, 2003.
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部工編 平成 14 年 3 月
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編 平成 14 年 3 月