

開削トンネルの隅角部付近の耐荷機構分析と耐震性能

Analysis of load resistant mechanism and seismic performance of sidewalls connected at knee joints
of cut and cover tunnels

田嶋仁志*, 岸田政彦**, 半井健一郎***, 前川宏一****, 山本一敏*****

Hitoshi Tajima, Masahiko Kishida, Kenichiro Nakarai, Koichi Maekawa, Kazutoshi Yamamoto

* 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)

** 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)

*** 東京大学大学院工学系研究科社会基盤専攻 (〒113-8654 東京都文京区本郷7-3-1)

**** 工博 東京大学大学院教授工学系研究科社会基盤専攻 (〒113-8654 東京都文京区本郷7-3-1)

***** パシフィックコンサルタンツ(株) (〒163-0730 東京都新宿区西新宿2-7-1 第一生命ビル17階)

In this study, the performance and shear strength which expanded based on the experiment which used the model of the corner part where the shear span was short because of the analysis were examined. As a result, the experiment result was able to be reproduced by the analysis. Moreover, the compression strut is imperfect to the opening of the corner part, and it has been understood that shearing strength becomes small. This reason is that the shear span becomes long. When the corner part opens, an inside reinforcing bar and the cross bar are important in the formation of the compression strut. The relation between the load and displacement can be forecast according to an easy beam model.

Key Words: Cut and cover tunnel, Cyclic loading test, Mechanism analysis, Shear strength, Seismic performance,

1. はじめに

平成7年の兵庫県南部地震で地下鉄駅舎等に甚大な被害が発生したことを受け、開削トンネルの耐震性について、鋭意検討が行われた結果、開削トンネルの耐震性を確保するためには、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が明確となった。

開削トンネルの隅角部付近にある部材のせん断耐力および変形性能については、橋脚に代表されるRC単柱の成果(例えば、道路橋示方書V編のRC橋脚)を準用することが多いが、図-1のようにせん断スパン比が1.0~3.0と比較的短く、フーチングのような剛な部材でなく周辺地盤に支持されている等の特徴がある。このため、開削トンネルの外周部材の条件に合致した変形性能およびせん断耐力を明らかにし、合理的な耐震照査に反映することが望まれている。

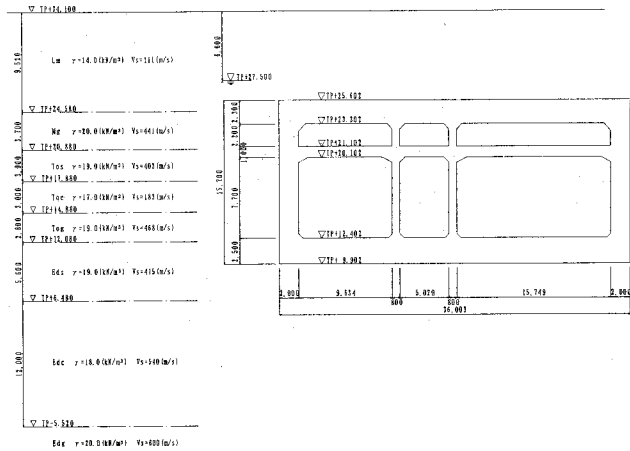
道路橋示方書V編のRC橋脚のせん断耐力式では、ディープビームのアーチ機構を考慮せず、せん断スパン比による負担せん断力の増加は考慮していないため、せん

断スパン比の小さな部材に対して、せん断耐力を過少評価する傾向にある。一方、コンクリート標準示方書¹⁾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を適正に評価し、コスト削減の観点から鉄筋量の削減が可能となる場合がある。ただし、ディープビーム式は一方向載荷の実験結果に基づいて規定されたものであるから、地震時のような交番載荷条件における適用性を検証する必要がある。^{2)~4)}

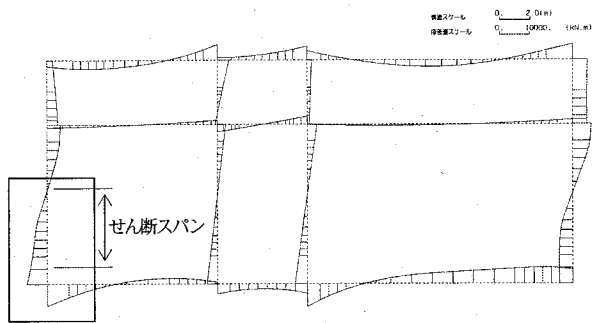
変形性能についても、フーチングのような剛な部材でなく、柔な周辺地盤に支持され、せん断スパンの短い部材では、隅角部近傍の耐荷機構が必ずしも明確には理解されていない。開削トンネルの外周部材で用いられることが多いハンチやハンチ鉄筋の影響についても不明な点が多い。これらは開削トンネル外周部材に特有な問題である。

本研究では以上の背景を踏まえ、せん断スパンの短い隅角部付近のL型RC供試体の載荷実験結果⁵⁾を用いて数値解析手法の適用性を検証し、変形性能およびせん断耐

力を合理的に評価する方法を見いだそうとするものである。



(a) 概略一般図



供試体の対象部位

(b) モーメント図

図-1 対象とする開削トンネルの例

2. 載荷実験の概要

載荷実験ケースおよび供試体を表-1, 図-2, 3に示す。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。実験ケースは、No1~4までは従来用いられている設計基準強度 ($f_{ck}=30\text{N/mm}^2$), No5は高強度コンクリート ($f_{ck}=40\text{N/mm}^2$) を用いた場合の断面である。また、No1~4まではハンチ鉄筋を側壁および底版のコアコンクリート内に定着しているが、No5では外側の主鉄筋まで定着している。

せん断スパンは、No1, 2, 4, 5の2.0を基本に、No3では1.4とした。せん断補強鉄筋は、No1, 3では実施工における最小量 $P_w=0.05\%$, No2, 5ではコンクリート標準示方書(ディープビーム式)¹⁾における必要鉄筋量 $P_w=0.15\%$, No4では道路橋示方書V編⁶⁾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-4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の押し引きジャッキ(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載荷した。また、サイクル毎に降伏変位の整数倍で3回の繰り返し載荷を基本とした。

表-1 載荷実験ケース

Case	せん断補強筋比 P_w (%)	せん断スパン比	備考
No.1	0.05	2.0	実施工における最小量
No.2	0.15	2.0	ディープビーム式における必要鉄筋量
No.3	0.05	1.4	実施工における最小量
No.4	0.23	2.0	道示V編で必要とされる鉄筋量
No.5	0.15	2.0	ディープビーム式における必要鉄筋量 高強度コンクリートを用い、ハンチ筋を 外側主筋に定着

表-2 材料試験結果一覧

試験体名	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)	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)
No.1	33.4	3.17	2.58	2.00
No.2	33.3	2.99	2.67	1.90
No.3	32.5	3.08	2.51	1.90
No.4	28.5	2.72	2.48	1.86
No.5	39.3	3.15	2.67	1.86

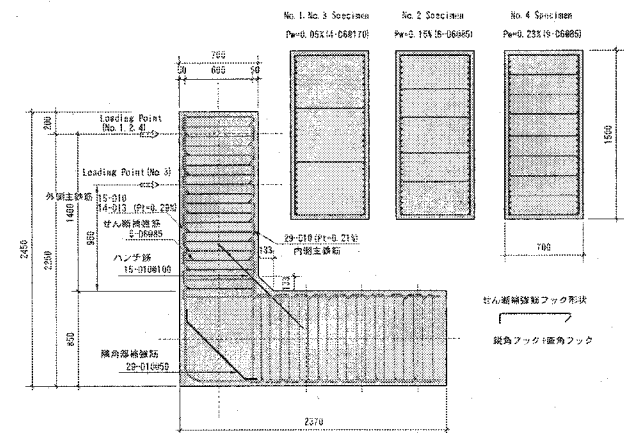


図-2 供試体 (No1~4)

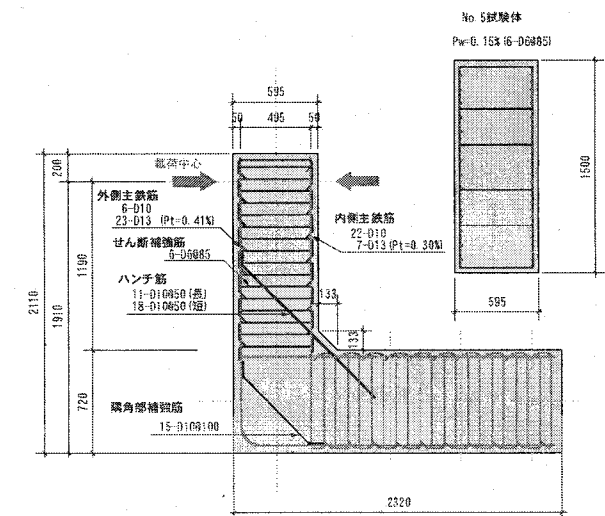


図-3 供試体 (No5)

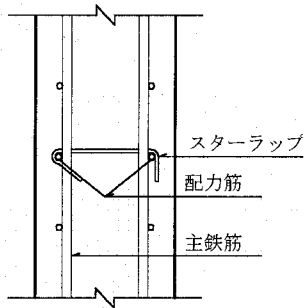


図-4 せん断補強筋のフック形状
(鋭角フック+直角フック)

3. FEMによる再現解析

(1) 解析条件および解析モデル

実験結果の検証および実験で考慮できなかった条件の影響を解析で検討することを目的に、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 WCOMD⁷⁾ を用いた。図-5 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 (閉合側、開口側) 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。

(2) 荷重-変位関係および損傷状況

図-6~9 に No1, 3, 5 の荷重-変位関係の比較とクラックの状況、図-10 に No1 の変形図を示す。なお、解析はコンクリートの圧縮、引張およびせん断のいずれかのひずみが 10% となるまで実施し、図示している。以下、各供試体の実験結果と解析結果についてまとめる。

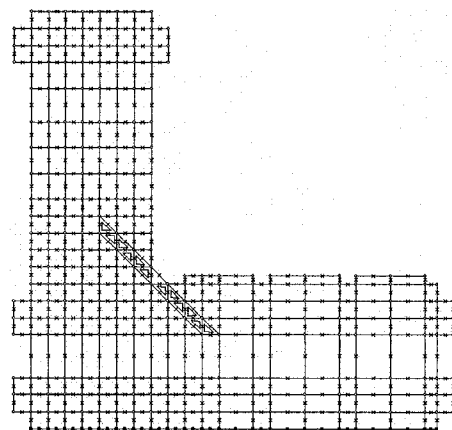
No1 供試体の実験結果であるが、隅角部の閉合側変形である正荷重 (以下、閉合側と略す) では、 $\delta y=4.38\text{mm}$ で主鉄筋が降伏した。一方、隅角部の開口側変形の負荷荷重 (以下、開口側と略す) では、主鉄筋が降伏する直前 (荷重-704 kN) でせん断クラックが拡大し、耐力が低下した。正荷重では $5\delta y$ においても耐力の低下は微小であったが、負荷荷重では $-5\delta y$ で 50% まで耐力が低下した。図-6 の荷重-変位関係の比較を見ると、単調荷重の解析においても主鉄筋降伏から耐力を維持している変形領域においては、解析によってほぼ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-9 においてもせん断クラックの集中が見られる。図-10 の変形図を見ると、全体としては側壁

の基部を中心とした変形となっているが、開口側の変形ではハンチ鉄筋の影響が見られる。

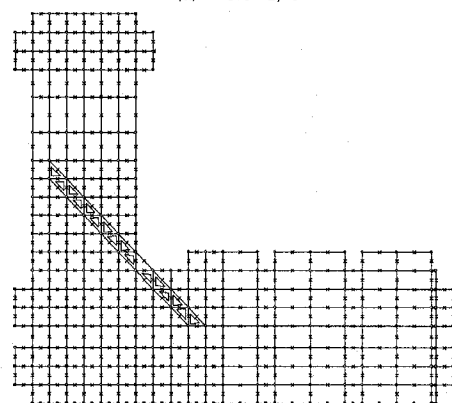
No3 供試体の実験結果であるが、閉合側の正荷重では $\delta y=3.36\text{mm}$ で、開口側の負荷荷重では $\delta y=-4.52\text{mm}$ で主鉄筋が降伏した。いずれも、斜めひび割れが生じたものの斜めひび割れの拡大および耐力の低下は限定的で、 $-4\delta y$ において主鉄筋の座屈に伴う耐力の低下が見られた。図-7 の荷重-変位関係の比較を見ると、No1 と同様に主鉄筋降伏から耐力を維持している変形領域においては、解析によってほぼ再現できていることがわかる。ただし、開口側 (負の変位) の解析では耐力の低下がやや早い段階で生じている。

No5 供試体の実験結果であるが、閉合側の正荷重では $\delta y=4.14\text{mm}$ で、開口側の負荷荷重では $\delta y=-5.16\text{mm}$ で主鉄筋が降伏した。いずれも、斜めひび割れが生じたものの斜めひび割れの拡大および耐力の低下は限定的で、 $6\delta y$ において主鉄筋の座屈にはらみだしが見られた。図-8 の荷重-変位関係の比較を見ると、No1, 3 と同様に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。

以上より、載荷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。



(a) No. 1, 3



(b) No. 5

図-5 解析モデル図

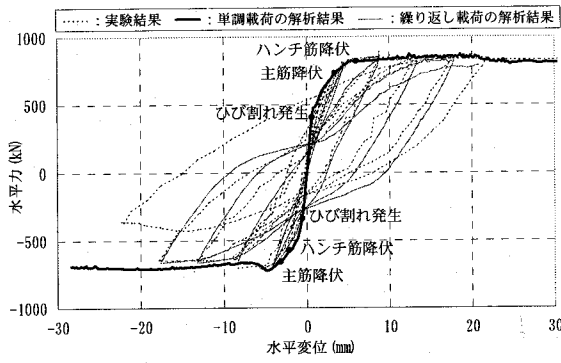


図-6 実験結果と解析結果との比較 (試験体No. 1)

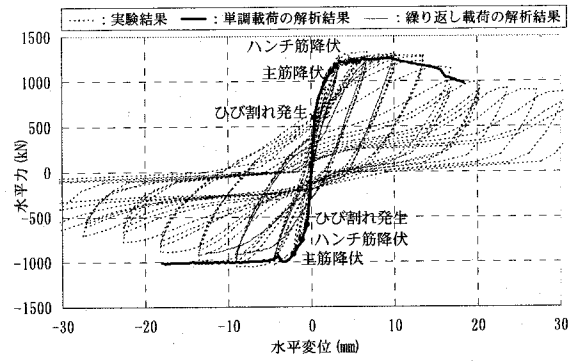


図-7 実験結果と解析結果との比較 (試験体No. 3)

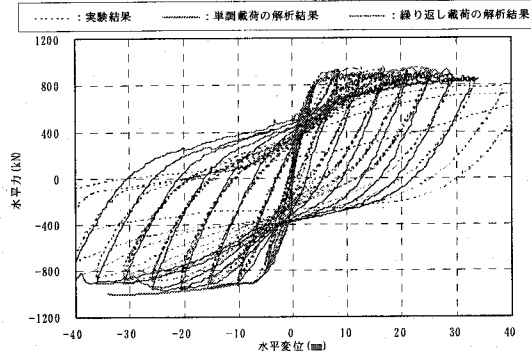


図-8 実験結果と解析結果との比較 (試験体No. 5)

供試体	閉合側	開口側	実験結果
No. 1			
No. 3			
No. 5			

図-9 ひび割れ状況図 (単調載荷, 最大変形時)

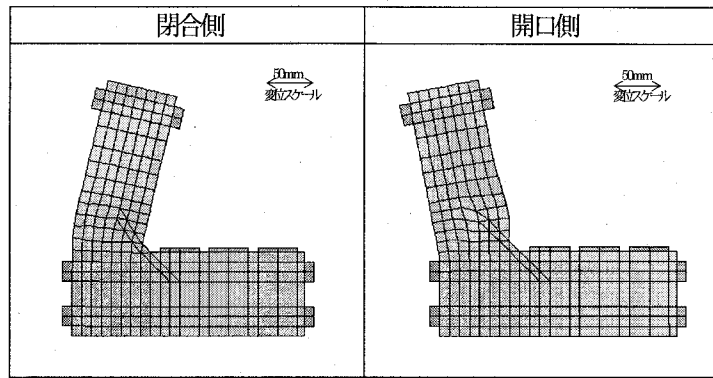


図-10 No. 1 供試体の変形図 (最大変形時)

4. FEM による耐荷機構分析

(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, 5 について、実験結果および以下のせん断耐力式で求めたせん断耐力を図-11 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、実験で得られたせん断耐力は、供試体 No. 1 の開口側以外は曲げ降伏が先行するため、せん断耐力の下限値となっている。

- ① 道路橋示方書V編⁹⁾
- ② ディープビーム式¹⁾ ($\gamma_{bc}=1.0$, $\gamma_{bs}=1.0$)
- ③ ディープビーム式¹⁾ ($\gamma_b=1.0$ & 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-14のようにせん断スパンの補正長さ L' をせん断スパン L に加えることにより、せん断スパンを補正する。)

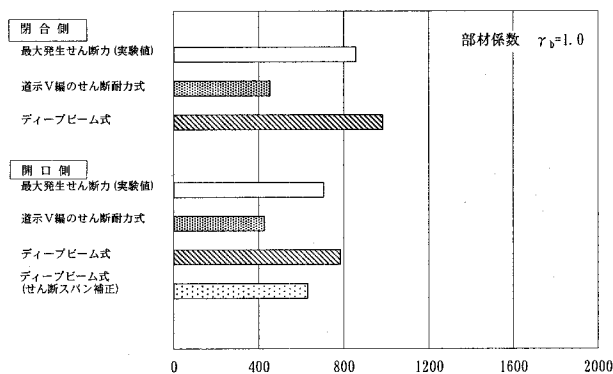
図-11 (a) より、供試体 No. 1 の開口側では、ディープビーム式(部材係数 $\gamma_b=1.0$) のせん断耐力は実験値を上回っていることがわかる。この理由としては、閉合側と開口側で図-12 のように圧縮ストラットの

底版側の境界条件が異なることが考えられる。閉合側では、図-12a) 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-12b) 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⁴⁾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。

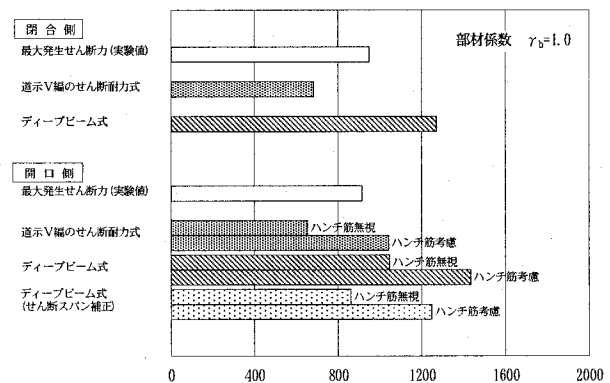
図-13 を見ると、斜めひび割れの進展方向が閉合側では圧縮ストラットの支点となる底版上面に向かっているが、開口側では支持機構が脆弱であるため底版に食い込んでいる。このため、実質的なせん断スパンが長くなっていることがわかる。

供試体 No. 5 においても、クラックの状況から開口側の変形では実質的なせん断スパンが長くなっていることがわかった。

よって、隅角部の開口側への変形においては、実質的にせん断スパンが長くなる点について、図-11 (b) から図-14 のように道路橋示方書IV編⁹⁾のフーチング式を参考に a を補正する方法が有効であると考えられる。



(a) No. 1 供試体



(b) No. 5 供試体

図-11 せん断耐力の比較

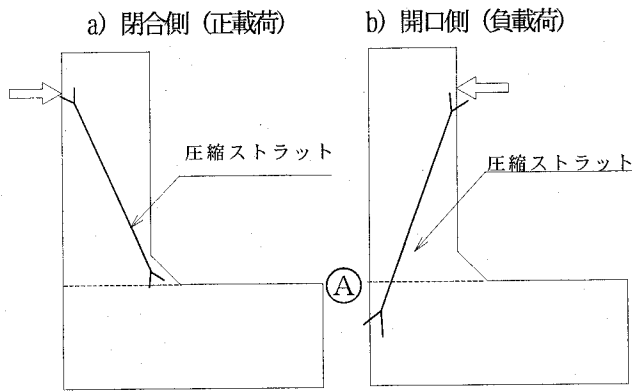


図-12 供試体内部における圧縮ストラットの模式図

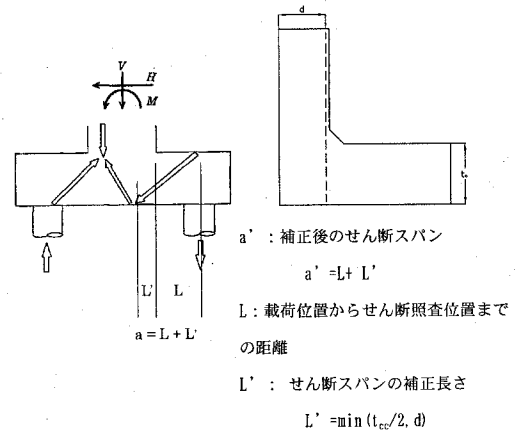


図-14 フーチングにおけるせん断スパンの補正⁸⁾

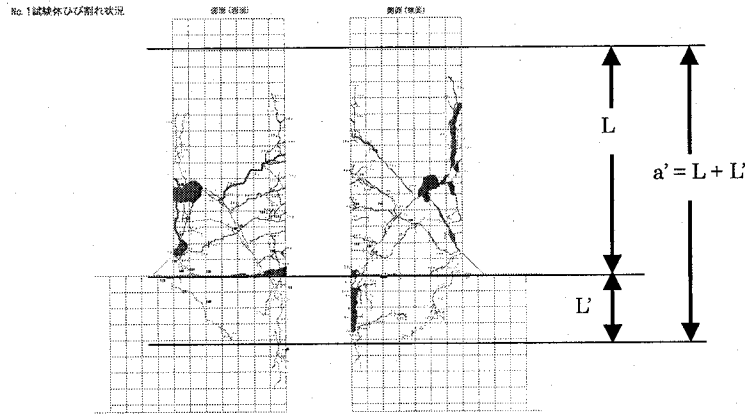


図-13 ひび割れ図 (供試体No. 1)

(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-15 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No1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-16, 17に荷重-変位関係を比較したものを示す。また、図-20にクラックの状況を示す。

図-16の荷重-変位関係を見ると、底版軸力の有無に対しては、変形性能に関する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では、結果的には、水平軸応力度レベルでは $\sigma_h = 0.56\text{N/mm}^2$ 程度であり、圧縮ストラットの支持機構に対する影響としても小さいことを示している。

図-17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-20のひび割れ状況図を見ても、閉合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、開口側の変形において、隅角部付近のせん断耐力に大きく寄与していると考えられる。

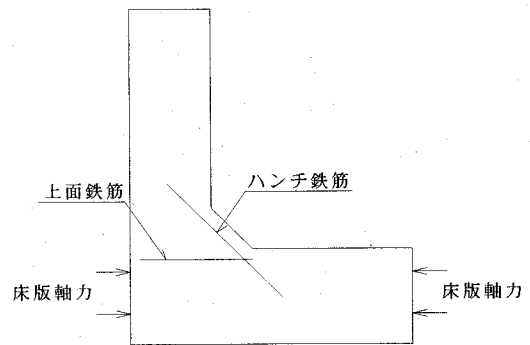


図-15 隅角部耐荷機構分析に関する影響項目

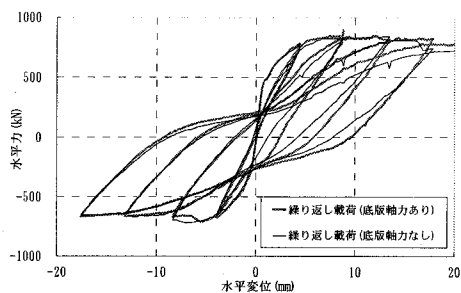


図-16 底版軸力の影響 (No. 1)

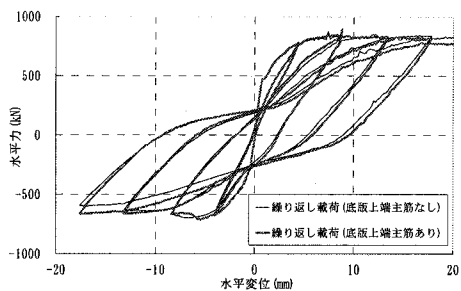


図-17 底版上面鉄筋の影響 (No. 1)

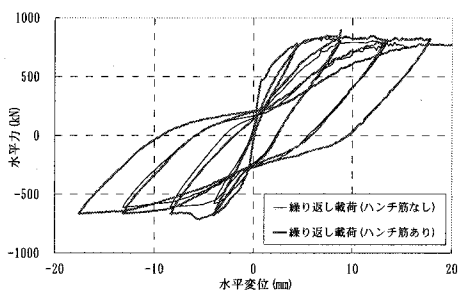


図-18 ハンチ鉄筋の影響 (No. 1)

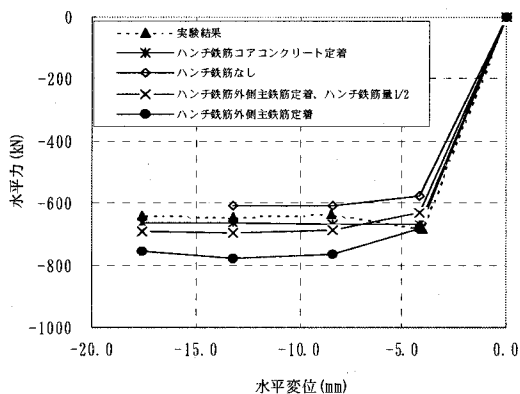


図-19 ハンチ鉄筋の影響 (No.1, 開口側)

(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-15に示すハンチ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No1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。図-18に荷重-変位関係を比較したものを示す。また、図-20にクラックの状況を示す。

図-18の荷重-変位関係を見ると、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。

	閉合側	開口側
底版軸力あり ハンチ鉄筋あり あり (実験モデル)		
底版軸力なし		
底版上面鉄筋なし		
ハンチ鉄筋なし		

図-20 No. 1 供試体のひび割れ状況図 (最大変形時)

図-19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、せん断破壊を抑制していることがわかる。また、ハンチ鉄筋の定着を主鉄筋まで伸ばした場合でも、ハンチ鉄筋量が多いほど開口側の耐力が大きくなっている。このことは、図-11の供試体No5のせん断耐力から、ハンチ筋を見込まない場合は、せん断スパンを補正したせん断耐力式の算出値が実験値よりも小さく評価することからも考察できる。

(4) 分布荷重を作用させた場合の影響

実験では集中荷重で載荷しているが、実構造では周辺の地盤から分布した荷重が作用する。このため、供試体No1の再現解析を受けて分布荷重が作用した場合の状況を予測する。載荷は閉合側の変形を対象とし、図-21に示すような集中荷重(P)と分布荷重(WL)の比率を2:0~2:2の間で変化させた。なお、解析において載荷方法は荷重制御としている。図-22, 23に荷重-変位関係を比較したものを示す。

分布荷重の比率を増したケースほど基部のせん断力が大きくなるが、基部の曲げモーメントはほぼ同じである。何れのケースでもせん断破壊が生ずることなく、基部の曲げ耐力が荷重~変位関係を支配しているといえる。つまり、集中荷重と分布荷重の荷重作用形態の差異については、隅角部付近のせん断に関する耐荷機構に及ぼす影響が小さいと考えられる。また、実構造物に対する実験条件の整合性という意味では、集中荷重で載荷した実験条件は分布荷重が作用する実構造物の基部に着目した挙動を模擬できていると考えられる。

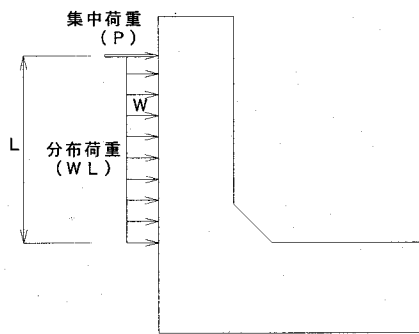


図-21 分布荷重の作用形態

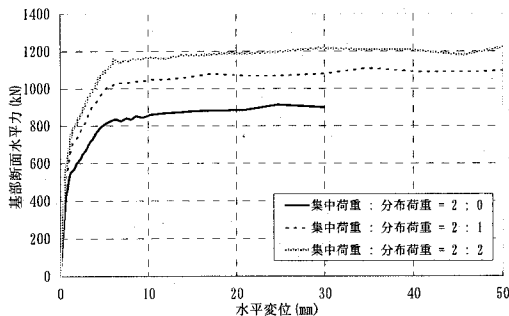


図-22 分布荷重の影響 (No. 1, 基部の水平力)

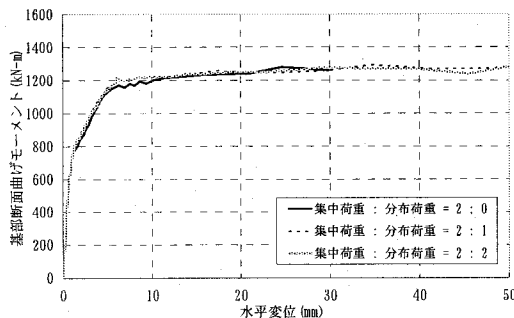


図-23 分布荷重の影響 (No. 1, 基部の曲げモーメント)

5. 梁モデルによる変形性能に関する考察

載荷実験から得られた荷重-変位関係を用いて梁モデルによる解析手法の適用性について検証を行った。

梁モデルでは道路橋示方書V編のRC橋脚⁶⁾に準拠して算出したM-φを変形特性として与えている。つまり、側壁基部の梁要素の回転角(曲率×要素長さ)がRC橋脚基部の塑性ヒンジの回転角に対応することになる。

ここでは、以下の解析条件等を表-3のように変更し、適用性を検討する。

- ① 側壁部内側主筋へのハンチ筋の考慮の有無(考慮する場合はハンチ鉄筋の $1/\sqrt{2}$ を主鉄筋量に加算する)
- ② 鉄筋のひずみ硬化の考慮の有無(考慮する場合は図-28のように2次勾配比1/100とする。)
- ③ 隅角部付近の要素分割(D/2のピッチと更に1/2程度に分割したD/4)

図-24~27に梁モデルとNo. 2~5の試験体について、表-3の条件で荷重-変位関係を比較したものを示す。試験体No1は開口側でせん断破壊している点、繰り返し回数1回の載荷である点、閉合側の終局変位(降伏荷重を維持できる最大変位)付近では単調載荷としている点から除外した。

ハンチ鉄筋の考慮について見ると、開口側の耐力は実験値を大きく上回ることから、曲げ変形には側壁の主筋としてハンチ筋を考慮しない方が妥当と考えられる。これは、ハンチ上端のハンチ筋と側壁内側主筋の交差部では、ハンチ筋が存在するが、その上方では、ハンチ筋は主筋の内側に入り込むため、結果として側壁の曲げ耐力には寄与していないと考えられる。

要素分割について見ると、現行のD/2のピッチを更に1/2程度に分割したD/4の方が実験値に近づき、安全側の変形性能を与える傾向がある。これは、図-29のRC橋脚の塑性ヒンジ長とも概ね整合する(せん断スパン比が1.4~2程度では、概ね塑性ヒンジ長がD/4前後となる)ものである。

鉄筋のひずみ硬化の考慮について見ると、変形性能については考慮した場合に対して考慮しない場合は大きく算出される。特にNo. 5試験体では、その終局変位が実験値に対してかなり大きい値となっている。ひずみ硬化を考慮することが変形性能の評価については妥当と考えられる。

以上より、隅角部に隣接するせん断スパンが短い部材(せん断スパン比が1.4~2.5程度)においては、表-3のモデルaのように要素分割を部材厚の1/4程度とし、鉄筋のひずみ硬化を考慮すれば、必要な荷重-変位関係を近似することができると思われる。

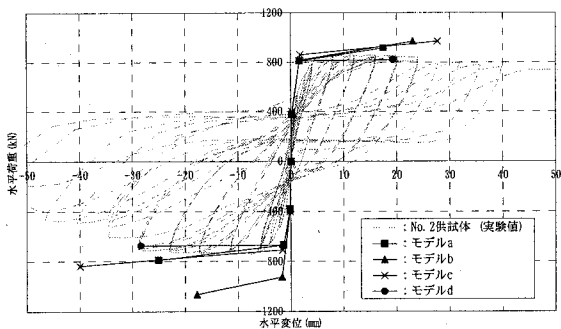


図-24 No. 2 試験体の荷重-変位関係

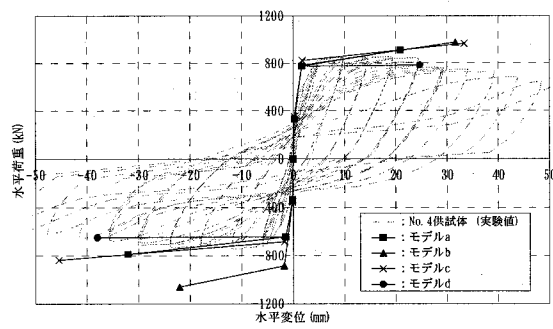


図-26 No. 4 試験体の荷重-変位関係

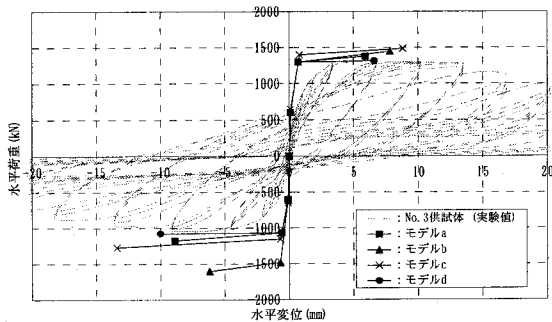


図-25 No. 3 試験体の荷重-変位関係

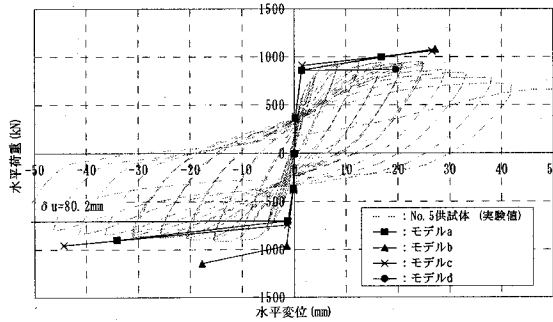


図-27 No. 5 試験体の荷重-変位関係

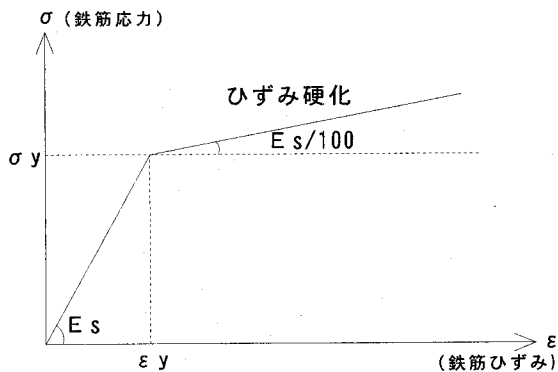


図-28 鉄筋の応力-ひずみ関係の模式図

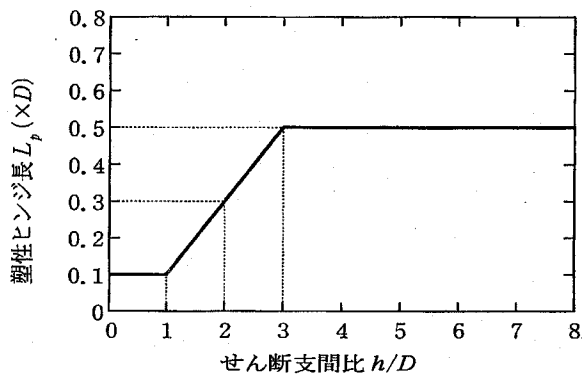


図-29 塑性ヒンジ長の算出方法 (道示・RC 橋脚)

表-3 梁モデルの条件

項目	モデルa	モデルb	モデルc	モデルd
ハンチ鉄筋	無視	考慮	無視	無視
要素分割	D/4	D/4	D/2	D/4
鉄筋のひずみ硬化	考慮	考慮	考慮	無視

注) D : 部材厚

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、合理的に変形性能およびせん断耐力を評価することを目的に、載荷実験の再現解析および機構分析を実施した。この結果をまとめると以下のようになる。

- (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) 開口変形側では、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、耐力と変形性能が低下する傾向がある。
- (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ブビームの効果を期待できることがわかった。この効果が 1 点あるいは 2 点載荷の実験に基づくせん断耐力式まで達成されるか否かを実験で検証することはできないが、既に精度の検証を経た数値解析によれば、示方書のせん断耐力式の水準まで期待できる。
- (4) 隅角部の開口側の変形では圧縮ストラットの底版側の支持機構が脆弱であり、せん断耐力が小さくなる傾向が認められた。実質的なせん断スパンが長くなったのと同等の機構が形成されることが示された。そこで、道路橋示方書 IV 編のフーチング式を参考にして、せん断スパンを補正する方法が有効であることを示した。
- (5) ハンチ鉄筋を隅角部の外側の鉄筋まで伸ばし定着することにより、開口側のせん断耐力に対してせん断補強鉄筋の役割を期待できる。

- (6) ハンチ鉄筋、要素分割、鉄筋のひずみ硬化について梁モデルの検討を行った結果、隅角部に隣接するせん断スパンが短い部材（せん断スパン比が 1.4~2.5 程度）において、解析条件として、側壁内側の主筋においてハンチ筋の軸方向分鉄筋は無視する、要素分割を部材厚の 1/4 程度とする、鉄筋のひずみ硬化を考慮する等に配慮すれば、荷重-変位関係を近似することができることがわかった。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・構造性能照査編，2002
- 2) 林川，斉藤，角田：せん断補強鉄筋を有する RC ディーブ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
- 3) 松尾，Lertsrisakulrat，柳川，二羽：せん断補強鉄筋を有する RC ディーブ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
- 4) 谷村，佐藤，渡辺，松岡：スターラップを有するディーブ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
- 5) 田嶋，岸田，益子，前川，大野：開削トンネルの側壁部の静的正負交番載荷実験，土木学会第 58 回年次学術講演会，I-189，pp377~pp378，平成 15 年 9 月
- 6) (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
- 7) Maekawa K., Pimanmas A. and Okamura H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON Press, 2003.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，平成 14 年 3 月

(2003 年 9 月 12 日受付)