

# 箱型断面トンネルの最適耐震性能に関する研究

竹内幹雄1・中村敏晴2・栗本雅裕3・塚本克己4・水口和彦5・佐俣千載6

<sup>1</sup>(㈱奥村組 技術本部 部長(〒108-8381 東京都港区芝5-6-1)
E-mail:oku04322@gm.okumuragumi.co.jp
<sup>2</sup>(㈱奥村組 技術研究所 第1研究グループ 主任研究員(〒300-2612 茨城県つくば市大字大砂387)
E-mail:oku05945@gm.okumuragumi.co.jp
<sup>3</sup>(㈱奥村組 技術研究所 第4研究グループ グループ長(〒300-2612 茨城県つくば市大字大砂387)
E-mail:oku06867@gm.okumuragumi.co.jp
<sup>4</sup>(㈱奥村組 東京支社 土木工務部 積算課 課長(〒108-8381 東京都港区芝5-6-1)
E-mail:oku04563@gm.okumuragumi.co.jp
<sup>5</sup>神戸市兵庫区役所まちづくり推進課 課長(〒652-8570 兵庫県神戸市兵庫区荒田町1丁目21-1)
E-mail:kazuhiko\_mizuguchi@office.city.kobe.jp
<sup>6</sup>神戸市建設局西部建設事務所長(〒654-0121 兵庫県神戸市須磨区妙法寺字ヌメリ石1-1)

E-mail:senzai@mte.biglobe.ne.jp

兵庫県南部地震で数多く被災した中柱形式の箱型断面トンネルの地震対策として、中柱の一端に取替え 可能なすべり支承を設置することにより、中柱の健全性を保ち全体構造系の崩壊を抑止する損傷モード制 御型の構造形式を提案した.この構造形式を1層2径間と3層2径間箱型ラーメン構造の地下鉄駅部に適 用して地震応答解析をおこない、すべり支承が損傷モードの制御に大きく寄与することを明らかにした. さらに、性能評価の一視点として、従来形式の構造等も含めて耐震性能とトータルコストの関係を、東海 地震、神縄・国府津-松田断層等で予想される最大加速度やローカルサイトエフェクトを考慮し、地震動 強度がレベル2を超える範囲まで求め、提案構造形式は地震対策として効果的であることを明らかにした.

*Key Words :* underground structure, soil-structure-interaction, earthquake response, slide bearings, open-cut tunnel,total expected cost

## 1. はじめに

1995年1月17日未明の兵庫県南部地震では,地 震に強いと思われていた地中構造物にも被害が生じ た.特に開削工法による地下鉄駅舎,駅間の鉄筋コ ンクリート(以後RCと記す)製箱型断面トンネル 中柱の被害が顕著であり,神戸高速鉄道大開駅の中 柱せん断破壊<sup>1),2),3),4)</sup>,神戸市営地下鉄上沢駅・三宮 駅および神戸高速鉄道,神戸市営地下鉄の駅間線路 部中柱の微細なクラックからせん断破壊に至る多く の損傷を生じた<sup>1),3)</sup>.

このような被害を受けた中柱を有する箱型断面ト ンネルの一般的な地震対策は、高軸力下にある中柱 の脆性的な曲げ圧縮破壊とせん断破壊防止のために 中柱の断面を増大し剛性を増加する方向にある.中 柱の剛性が増加すれば増加相当分だけ中柱に作用す る断面力が増加する.さらに、構造物の等価水平せ ん断剛性も増加することから構造物に作用する地震 時土圧も増加し、結果として断面力も増加する.こ れによる過密配筋のために適正なRC部材とするこ とが困難となる事例も報告されている<sup>5)</sup>.

一方,地震調査研究推進本部による活断層および 海溝型地震の長期評価の公表とこれに基づく強震動 評価結果も公表されている<sup>6</sup>.また,中央防災会議 においても東海地震に関する専門調査会,東南海・ 南海地震等に関する専門調査会において強震動の予 測がおこなわれている<sup>7</sup>.これら想定地震により今 後予想される地震動強度は兵庫県南部地震を踏まえ て設定されたレベル2の地震動強度を超えることも 考えられる.

これに対し,筆者らの一部は,レベル2を超える 地震動に対してもトンネルの崩壊を防止し必要空間 を確保するため,中柱の一端にすべり支承を設置す る構造形式を考案し,その模型実験結果・解析結果 等について報告してきた<sup>8),9),10),11</sup>.

本報告は、中柱の一端にすべり支承を設置する構 造形式に関する下記の検討結果を述べるものである. ① 上記模型実験の成果に基づくすべり支承の基本

構造の設定 ② 1 層 2 径間, 3 層 2 径間箱型ラーメン構造の実

1



図-1 滑り支承を用いた箱型断面トンネルの地震対策



図-2 すべり支承

構造物を対象とした,非線形動的地震応答解析に よる,レベル2地震時のすべり支承の効果

③各種の地震対策を施した1層2径間,3層2径間箱型ラーメン構造の実構造物を対象とした,プッシュオーバー解析による、レベル2地震動を超える範囲の耐震性能とトータルコストの関係

## 構造形式とすべり支承の構造

## (1) 構造形式

地震時の地下鉄等の箱型ラーメン構造は,地盤の せん断変形による影響を受ける.この影響により大 開駅の中柱は,せん断破壊し,上床版は上載土を支 えきれずに崩壊沈下したものと考えられる.このよ うな破壊形式を示す箱型ラーメン構造の横断方向耐 震設計では,中柱のせん断破壊を防止し,中柱の上 下端に塑性ヒンジが発生する事を前提としてその変 形性能を確保することが重要になる.しかし,塑性 ヒンジの発生の仕方,その後の挙動などについては 予測し難い面がある.

この問題に対処する技術の一つとして、構造物の 特定個所に特殊な支承を挿入することにより部材の 健全性を確保し、全体系の崩壊を防ぐ形式(損傷モ ード制御形式)が考えられる.この損傷モード制御 形式として、図-1に示すような中柱にすべり支承 を設置した構造形式を考案した<sup>8),9),10),11)</sup>.この形式 をとることによって、中柱のせん断力や曲げモーメ ントの発生を抑制・制御できるものとなる.

#### (2) すべり支承の構造

すべり支承は、図-2に示すように、柱と同等断 面形状からなる上沓、すべりゴムパッド、下沓より



構成される.このすべり支承を構成する部材は,取 替え可能な構造となっていることから,新設構造の 中柱はもちろん,既設構造物中柱の耐震補強にも使 用可能である.

すべり支承の上下沓は鋼板製であり、すべりゴム パッドはPTFE板(四フッ化エチレン樹脂)等の 摩擦係数の小さい板を上面に設置した 50mm~ 70mm 程度の積層ゴムである.すなわち、PTFE 板でせん断力の伝達を低減し、積層ゴムで鉛直荷重 を支持するとともに上下床版の回転変位による影響 を遮断するものである.

PTFE板を受ける上沓の表面はSUS (Steel Use Stainless) もしくは表面をコーティングしたS USを用いる. ここでは表面コーティングしたSU Sを用い,その摩擦係数は 0.02~0.05 程度である<sup>12)</sup>.

以上のような構造・特性を持つすべり支承は, 図-3に示すように,鉛直ばね,水平ばね,回転ば ねでモデル化した.鉛直ばね,回転ばねは線形,水 平ばねは中柱軸力にPTFE板の摩擦係数を乗じた 値で上限値を持つバイリニアのばねとした.

## 3. 実構造物による効果の確認

前章に示したすべり支承形式について,実構造物 を対象とした非線形動的地震応答解析によりレベル 2地震時の効果を確認した.対象構造物は,被災し た構造物に対する効果の確認のために,1層2径間 箱型ラーメン構造の大開駅を選定した.また,レベ ル2地震対策がなされている構造物との対比の観点 から兵庫県南部地震以降に設計・施工された3層2 径間箱型ラーメン構造の和田岬駅を選定した.

#### (1) 1層2径間構造

#### a) 構造物·地盤条件·解析方法

対象とした大開駅の構造を図-4に示す. 崩壊した中柱の断面は 1.0m×0.4m であり,線路方向に間隔 3.5m で配置されている.

地層構成は,図-5に示すように,既往の文献<sup>2)</sup> を参考に定めた.

解析に用いたモデルを図-6に示す. 側面および 底面のモデル境界は粘性境界を用いた. 地盤はせん



図-5 地層構成図

断応力とひずみ  $(\tau - \gamma)$ の関係を Ramberg・ Osgood (以後ROと記す) モデルで表現した平面ひ ずみ要素とした.構造物は曲げモーメントと曲率 (M- $\phi$ )の関係を武田モデルで表現した梁要素で モデル化し,その骨格曲線は設計標準(コンクリー ト)<sup>13)</sup>に準拠して算定した.すべり支承の摩擦係数 は安全側の値として 0.05 を用いた.

入力地震動は、図-7に示すように、ポートアイ ランドGL-83m NS波(旧運輸省港湾技術研究 所にて2E波に変換 817cm/s<sup>2</sup>)の最大加速度部を含 む6秒間を使用した.

## b)解析結果

自由地盤の最大加速度は、地表面で 897cm/s<sup>2</sup>,上 下床版の位置で 700,740cm/s<sup>2</sup> となり、構造物の最 大加速度は、上下床版の位置で 580,800cm/s<sup>2</sup> とな った.

従来形式(すべり支承無し)の中柱に作用するせん断力は、図-8に示すように、設計標準(コンク リート)<sup>13)</sup>に準拠して算定したせん断耐力を超える. この結果は、せん断破壊した中柱の被害の状況と一 致する.一方、中柱上端をすべり支承形式とした場 合は中柱にはせん断耐力を超えるせん断力は作用し ないことがわかる.

すべり支承の有無が構造物の変形,部材の曲率, 土圧等に及ぼす影響について図-9に示す.この図 は上下床版の相対水平変位が最大の時刻について示



図-8 中柱下端せん断力時刻歴(単位幅当り)

したものである.ただし、すべり支承無しの中柱が せん断破壊しないと仮定した上での比較となる.

構造物の上下床版最大相対水平変位は、図-9(a) に示すように、すべり支承有無でそれぞれ 62mm, 56mm とすべり支承有りの方が大きい.これは、す べり支承を設置することにより構造物の等価水平せ ん断剛性が低下した結果と考えることができる.

一方,部材の曲率は、図-9(b)に示すように、中 柱を除いてそれほど差異はない.すべり支承無しの 中柱上下端の曲率は終局耐力時の曲率の1.5倍程度 となっている.一方、すべり支承有りの中柱の曲率 は小さく損傷の無いことがわかる.

土圧については,図-9(c)(d)に示すように,す べり支承の有無で直土圧,せん断土圧ともに大きな 差異はない.

図-10 にすべり支承のせん断力 - せん断変位の履 歴曲線を示す.図より、すべり支承の最大相対水平 変位は 60mm 程度であることがわかる.また、軸力 は 1150~1230 kNの間でわずかに変動し、最大相対 回転角は最大 1.2×10<sup>-3</sup> rad 程度であった.

(2) 3層2径間構造

## a)構造物·地盤条件·解析方法

解析対象とした和田岬駅の構造を図-11 に示す. 現行設計(中柱上下端剛結形式でレベル2地震対応



(せん断補強筋比 0.35%) , B 2 階の断面が 1.2m× 1.2m(せん断補強筋比 1.0%) , のR C 構造, B 3 階が $\phi$  600 t27mm の鋼管であり, すべて線路方向に 間隔 7.5m で配置されている. なお, 鋼管柱はその 上下をピン支承としてモデル化できる構造である.

すべり支承を設置した場合の中柱の断面寸法は, 軸力に抵抗するのに必要な断面から, B1階を 0.85m×0.85m(せん断補強筋比 0.4%), B2階を 1.0m×1.0m(せん断補強筋比 0.38%)とした.中柱 の断面図を従来形式・すべり支承形式それぞれにつ いて図-12に示す.すべり支承形式とするのはRC 構造で中柱が構築されているB1, 2階とした.

地層構成は図-13 に示すように,設計計算書<sup>14)</sup>に 基づき定めた.

動的解析に用いたモデルを図-14 に示す. モデル 化方法は前項同様である.入力地震動は,図-15 に 示すように,設計標準(耐震設計)<sup>15)</sup>に示されるス ペクトルⅡG1波(内陸型地震,基盤)の最大加速 度部 750cm/s<sup>2</sup>を含む 10 秒間を使用した.

#### b)解析結果

自由地盤の最大加速度は、上下床版の位置で 527, 580cm/s<sup>2</sup>, 地表面で 532cm/s<sup>2</sup> となり、構造物の最大 (b) すべり支承形式図-12 中柱断面図(単位 mm)

850

\$

1000

加速度は,上下床版の位置で 561, 562cm/s<sup>2</sup>となった.

中柱の上下端が剛結されている従来形式では中柱 にはB1階で117kN, B2階で458kNのせん断力が 作用する.しかし,中柱上端をすべり支承形式とし た場合は,B1階で40kN,B2階で56kNとなり, 大きく低減される(図-16参照).

すべり支承の有無が構造物の変形,部材の曲率, 土圧等に及ぼす影響について図-17 に示す.この図 は上下床版の相対水平変位が最大の時刻について示 したものである.

構造物の上下床版最大相対水平変位は、図-17(a) に示すように、大開駅同様すべり支承有無でそれぞ

れ 247mm, 242mm とすべり支承有りの方が大きい. 部材の曲率は, 図-17(b)に示すように, すべり支



承有無でほぼ同様な分布を示すが、中柱および中間 の床版ですべり支承有りの曲率がすべり支承無しに 比べ大きく低減される部位があることがわかる.

土圧については、図-17(c)(d)に示すように、大 開駅同様すべり支承の有無で直土圧、せん断土圧と もに大きな差異はない.

B1階のすべり支承の最大相対水平変位は 40mm 程度,軸力の変動は 790~590kN,すべり支承の最 大相対回転角は 5.1×10<sup>-3</sup> rad 程度であった.B2階 のすべり支承の最大相対水平変位は,図-18 に示す ように,120mm程度であり軸力の変動は1080~850 kN,すべり支承の最大相対回転角は 8.4×10<sup>-3</sup> rad 程 度であった.

# 4. 耐震性能とトータルコスト

初期建設費用と被災後の復旧費用からなるトータルコストを指標として、各種耐震構造形式の耐震性



(すべり支承 もん) (すべり量)履歴図(単位幅当り)

能を評価することを試みた.対象は大開駅と和田岬 駅,地震動強度は,想定東海地震や神縄・国府津-松田断層で予想される最大加速度およびローカルサ イトエフェクトによる最大加速度の増幅等も念頭に レベル2地震動を超える範囲までとした.

## (1) 対象耐震構造形式と地震動強度

表-1に対象耐震構造形式を示す.大開駅の地震



図-19 損傷状況(大開駅)

対策は既設構造物の耐震補強を想定し,従来設計 (中柱上下端剛結,常時荷重対応,許容応力度設 計),中柱鋼板巻立て補強,すべり支承1設置,す べり支承2設置とした.一方,和田岬駅では新設構 造物の地震対策を想定し,従来設計,現行設計(中 柱上下端剛結,レベル2地震対応),すべり支承1 設置,すべり支承2設置とした.なお,すべり支承1 設置,すべり支承2設置とした.なお,すべり支承1 設置,すべり支承2設置とした.なお,すべり支承1 の許容すべり量が異なる.すべり支承1の 許容すべり量は,レベル2地震対応として設定した. すべり支承2の許容すべり量はレベル2地震動を大 きく超えるもの(表-2に示す地震動強度)を想定 して,上下床版や側壁等の構造物部材の曲げ終局が すべり支承の逸脱に先行するように設定した.

表-2に基盤加速度で表した大開駅,和田岬駅での設定地震動強度を示す.大開駅での設定地震動強度を示す.大開駅での設定地震動強度は,従来設計の中柱がせん断破壊する 660cm/s<sup>2</sup>, 鋼板巻立て補強の中柱の損傷が大きい 1100 cm/s<sup>2</sup>お よびすべり支承 2 で上床版隅角部が終局を迎える 1350cm/s<sup>2</sup> とした.和田岬駅では,従来設計の中柱 がせん断破壊する 620cm/s<sup>2</sup>,現行設計の中柱が終局 を迎える 1100 cm/s<sup>2</sup>およびすべり支承 2 で B3F 隅角 部が終局を迎える直前の 1350 cm/s<sup>2</sup> とした.

## (2) 損傷状況

損傷状況は静的なプッシュオーバー解析結果に基 づき想定した.モデルは前章で示したモデルの側面 境界を水平ローラー,底面を固定境界としたもので ある.このモデルに前章の動的解析で得られた構造 物の上下床版相対水平変位が最大となる時刻の自由 地盤加速度分布から算定した慣性力を全節点に暫増 形式で与えた. なお,地盤および構造物は前章同様 ROモデルと武田モデルを用いた非線形要素である. なお紙面の都合上割愛したが,この方法によるプッ シュオーバー解析結果は,動的解析結果と対応する ことを確認している.

損傷状況図を図-19,20 に示す.クラックと記す 個所は主鉄筋降伏後の変形状況であることを示し, 最大と記す個所は部材が最大耐力付近の変形状況で あること,終局として示した個所は部材が終局耐力 付近およびそれを超える変形状況であることを示す. せん断破壊として示した個所は部材がせん断耐力を 超える個所である.

図示した損傷状況と大開駅の実被災状況に加え高 軸カ下の中柱の脆性的な曲げ終局破壊状況を考慮し 「取替え」として示す範囲を定めた.

すなわち,大開駅の実被害状況より,中柱がせん 断破壊する従来設計の構造形式ではせん断破壊する 中柱のある階まで取替えに相当する損傷になると想 定した.鋼板巻立てで補強した大開駅では入力加速 度 1350cm/s<sup>2</sup>で中柱が終局状態になりその時点で中 柱天端の鉛直沈下量も大きくなると想定されること 並びに上床版隅角部が終局耐力付近の変形状態であ ることから上床版を取替え範囲とした.現行設計の 和田岬駅の入力加速度 1100cm/s<sup>2</sup>では中柱が終局状 態に至るがその時点では鉛直耐荷力を保有している ものとして中柱のみ取替え範囲とした.同じく現行 設計の和田岬駅の入力加速度 1350cm/s<sup>2</sup>では中柱が 終局状態よりさらに変形が進んだ状態であることお よび側壁も終局耐力付近の変形に至ることからB2



階まで取替え範囲とした.大開駅と和田岬駅B2階 のすべり支承1のすべり量は,入力加速度 1350cm/s<sup>2</sup>で,許容すべり量を超える.その値は, 大開駅で35mm,和田岬駅で30mm程度でありこの 変位量がすべり支承のストッパーを介して中柱に作 用し中柱が部材取替えに相当する損傷を被るものと し,他部材の損傷状況も加味して図示の取替え範囲 とした.入力加速度1350cm/s<sup>2</sup>であっても損傷範囲 の小さいすべり支承2では損傷個所のみを取り替え るものとした.

図には大開駅の 660cm/s<sup>2</sup>,和田岬駅の 620cm/s<sup>2</sup>の 結果を示さなかったが,表-2に示したように,い ずれの駅でも従来設計の中柱がせん断破壊し,他の 構造形式では数ヶ所のクラックの発生被害にとどま っている.

これらの損傷状況より、大開駅では鋼板巻立て、 すべり支承1、すべり支承2の順で耐震性能が向上 し、和田岬駅でも現行設計、すべり支承1、すべり 支承2の順で耐震性能が向上することがわかる.

# (3) トータルコスト

図-21, 22 に大開駅,和田岬駅の初期費用および トータルコストを示す.ここでのトータルコストは 初期費用に地震時の復旧費用を加えたものである. また,図の横軸は耐震性能としている.これは,各 構造形式の耐え得る地震動強度をレベル2の地震動 強度(前章での基盤加速度)で正規化してランク付 けたものである.なお,初期および復旧費用は,大 開駅,和田岬駅それぞれで図-4の断面が120m, 図-11の断面が220m連続すると想定して,国土交 通省土木積算基準15年度版により主要な土木工事 費を算定したものである.したがって,実際に要し た費用とは異なるものである.

図より以下のことがわかる. 鋼板巻立て,現行設計,すべり支承1,2の地震対策費用間に大きな差はない.大開駅,和田岬駅いずれも基盤加速度1100cm/s<sup>2</sup>(レベル2地震の1.35倍程度)で鋼板巻立て,現行設計,すべり支承1,2は従来設計に比べ大きく費用が低減されるものとなる.基盤加速度が1350cm/s<sup>2</sup>(レベル2地震の1.65~1.8倍程度)では費用低減効果はすべり支承1,2のみとなる.また,復旧に要する日数は,すべり支承形式とすれば他の工法に比べ大幅に削減することが可能となる.これは,被災後に強く要望される公共交通機関の早期復旧に対しても有効である.

以上より, すべり支承形式は, 現状の地震対策費 用とほぼ同等の費用で今後予想されるレベル2地震 動を超える範囲まで耐震性能を確保することが可能 な減震構造形式であることがわかる.

# 5. まとめ

中柱形式の箱型断面トンネルの横断方向地震対策 として、中柱の一端を取替え可能なすべり支承とす る損傷モード制御型の構造形式を提案した.この形 式は、中柱のせん断力や曲げモーメントの発生を低 減することにより中柱の健全性を確保し、隅角部の 靱性を利用して全体構造系の崩壊を防止するもので ある.

このすべり支承の基本構造を設定し、1層2径間 および3層2径間箱型ラーメン構造の地下鉄駅舎を 対象として、すべり支承有り無しで非線形動的地震 応答解析をおこなった.さらに、プッシュオーバー 解析による各種耐震構造形式の損傷状況の比較、お よび初期建設費用と被災後の復旧費用からなるトー タルコストを指標とした各種耐震構造形式の耐震性 能評価より以下のことが明らかになった.

・中柱にすべり支承を入れることにより中柱のせん 断力・曲げモーメント・曲率を大きく低減すること が可能であり、構造系の崩壊を防止できる. せん断 力・曲げモーメントが低減されることから中柱の断 面寸法の縮小,過密配筋の解消が可能である.

・損傷状況の比較によれば、鋼板巻立て、すべり支 承1(許容すべり量小),すべり支承2(許容すべ り量大)の順もしくは、現行設計、すべり支承1, すべり支承2の順で耐震性能がよくなる.

・レベル2地震の 1.35 倍程度の入力加速度では, 鋼板巻立て,現行設計,すべり支承1,2のトータ ルコストに大きな違いはない.

・レベル2地震の 1.65~1.8 倍程度の入力加速度で はすべり支承1, 2のトータルコストが大きく低減 される.

・すべり支承形式は、現状の地震対策費用とほぼ同 等の費用で今後予想されるレベル2地震動を超える 範囲まで耐震性能を確保することが可能な減震構造 形式である. さらに復旧日数からも他工法に比べ有 利であり,公共交通機関の早期復旧が可能となる.

#### 参考文献

- 1) 佐俣千載: 兵庫県南部地震での地下鉄構造物の被害と 復旧, 土木学会論文集, No.534/VI-30, pp.1-17, 1996.3
- 2) 矢的照夫,梅原俊夫,青木一二三,中村晋,江嵜順一, 末富岩雄:兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開 駅の被害とその要因分析,土木学会論文集,No.537/ I-35, pp.303-320, 1996.4
- 3) 土木学会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被 害 第2章 トンネル・地下構造物, 1998.6
- 4) 竹内幹雄,岩楯敞広,佐俣千載:兵庫県南部地震における都市トンネルの被害と特徴,第1回免震・制震コロキウム講演論文集,pp.163-170,1996.11
- 5) (社)日本土木工業協会,土木工事技術委員会:コンクリ ート構造物の施工に関するアンケート報告書,2001.1
- 6) 地震調査研究推進本部, 地震調査委員会:糸魚川一静 岡構造線断層帯(北部,中部)の地震を想定した強震 動評価について, 2002.10, http://www.jishin.go.jp/main/
- 7) 中央防災会議:東海地震に関する専門調査会報告, 2001.12, http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/ index.html
- 8) 遠藤達巳,坂上明,竹内幹雄,岩楯敞広:耐震性向上 構造形式を取り入れたボックスカルバートの載荷実験, 第24回地震工学研究発表会,土木学会地震工学委員会, pp.805-808, 1997.7
- 9) 遠藤達巳, 竹内幹雄: 地中に埋設されるボックスカル バートの耐震性向上構造形式の提案, 電力土木, No.278, pp.107-111, 1998.11
- 10) 中村敏晴, 栗本雅裕, 竹内幹雄, 遠藤達巳: ボックス カルバートの中柱上端スライダー化の効果, 第2回免 震・制震コロキュウム, 土木学会地震工学委員会, pp.325-330, 2000.11
- 11) 竹内幹雄,中村敏晴:地下構造物の地震対策技術について,日本地震あれからこれから,土木学会地震工学 委員会, pp.131-134, 2000.10
- 12) オイレス工業(株): SSR 技術資料, 2000.9
- 13) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 1992.10
- 14) 神戸市交通局:和田岬駅設計計算書, 1996.8
- 15)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,1999.10

(2003.6.30 受付)

## The Research on the Optimum Earthquake Performance of Rectangular Tunnel

## Mikio TAKEUCHI, Toshiharu NAKAMURA, Masahiro KURIMOTO, Katumi TUKAMOTO, Kazuhiko MIZUGUCHI and Senzai SAMATA

As a countermeasure in the earthquake of rectangular tunnel which was struck by Hyogo-ken Nanbu Earthquake, the structural type of the damage modal control type of the structure in which the edge of center pillar slipped was proposed .The earthquake response analysis was carried out by the application of this structural type in the subway station division, and the effectiveness was confirmed. In addition, it was clarified that the proposal structural type was the most effective as largest earthquake motion countermeasure in search of the relationship between earthquake performance and total cost considering largest earthquake motion.