

資料－3 発表論文

- 1) 庄俊明, 飯田廣臣, 岩藤正彦, 中村晋, 神野邦彦, 神戸高速鉄道大開駅被害状況, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演集, 第 1 部 pp954-955, 1995… 4 - 3 - 4
- 2) 中村晋, 末富岩雄, 吉田望, 表層地盤の局所的な不整形性が地震動に及ぼす影響, 第 45 回応用力学連合講演会講演予稿集, pp. 17-18, 1996…………… 4 - 3 - 6
- 3) 廣戸敏夫, 梅原俊夫, 青木一二三, 中村晋, 江寄順一, 末富岩雄, 神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集 (土木学会), pp. 247-254, 1996…………… 4 - 3 - 8
- 4) 飯田廣臣, 青木一二三, 梅原俊夫, 中村晋, 岡村達也, 実験に基づく大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集 (土木学会), pp. 263-270, 1996…………… 4 - 3 - 16
- 5) 廣戸敏夫, 飯田廣臣, 青木一二三, 小向将介, 山原陽一, 横山正樹, 神戸高速鉄道・大開駅復旧工事の設計と施工, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集 (土木学会), pp. 467-474, 1996…………… 4 - 3 - 24
- 6) 廣戸敏夫, 飯田廣臣, 中村晋, 小向将介, 神戸高速鉄道・大開駅の地震被害, 土と基礎, 44-3, pp. 40-42, 1996…………… 4 - 3 - 32
- 7) 飯田廣臣, 山原陽一, 横山正樹, 大開駅の震災と復旧, トンネルと地下, Vol. 27, No. 1, pp. 7-18, 1996…………… 4 - 3 - 36
- 8) Hiroomi Iida, Toshio Hiroto, Nozomu Yoshida, Masahiko Iwafuji, Damage to Daikai Subway Station, Special Issue of Soils and Foundations, pp. 283-300, 1996…………… 4 - 3 - 48
- 9) 矢的照夫, 梅原俊夫, 青木一二三, 中村晋, 江寄順一, 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, 303-320, 1996…………… 4 - 3 - 66
- 10) 中村晋, 梅原俊夫, 青木一二三, 柳瀬高人, 神戸高速鉄道・大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能, コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 18, No. 2, pp. 197-202, 1996…………… 4 - 3 - 84
- 11) 中村晋, 末富岩雄, 吉田望, 地震被害に基づく神戸高速鉄道・大開駅周辺地盤の変形推定, 第 31 回地盤工学研究発表会, pp. 1275-1276, 1996…………… 4 - 3 - 90
- 12) N., Yoshida, S., Nakamura, Damage to Daikai Subway Station During The 1995 HYOGOKEN-NUMBU Earthquake and Its Investigation, Proc. 11th W. C. E. E., 1996(submitted)…………… 4 - 3 - 92
- 13) S., Nakamura, J., Ezaki, I., Suetomi, N., Yoshida, M., Iwafuji, Investigation, Analysis and Restoration of The Collapsed Daikai Subway Station during The 1995 HYOGOKEN NAMBU Earthquake, 3rd Kansai International Geotechnical Forum, 1997…………… 4 - 3 - 100
- 14) 中村晋, 江寄順一, 末富岩雄, 被害程度の差異に着目した地下鉄の被害要因分析, 第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会 (土木学会) 投稿中, 1997

- 4 - 3 - 110
- 15) 中村晋, 江寄順一, 末富岩雄, 限界状態設計法に基づく地中構造物の耐震計算法
 の一提案, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会(土木学会) 投稿中, 1997
 4 - 3 - 118
- 16) T., Iwatate, T., Domon, S., Nakamura, Earthquake damage and Seismic Response
 Analysis of Subway Station and Tunnels during great Hanshin-Awaji
 Earthquake, World Tunnel Congress, 1997(submitted)..... 4 - 3 - 126
- 17) N., YOSHIDA, S., NAKAMURA, M., IWAFUJI, H., YOSHIMURA, SURVEY AND RESTORATION
 OF THE DAIKAI SUBWAY STATION DAMAGED DURING THE 1995 HYGOKEN-NANBU
 EARTHQUAKE, TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS N° 138, NOV/DEC, pp. 363-371,
 1996..... 4 - 3 - 133

I-477

神戸高速鉄道大開駅被害状況

神戸高速鉄道(株) 庄 俊明 佐藤工業(株) 正員 岩藤 正彦
 神戸高速鉄道(株) 正員 飯田 廣臣 佐藤工業(株) 正員 中村 晋
 佐藤工業(株) 神野 邦彦

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、地震に比較的強いといわれていた地下構造物も被害を受けた。神戸高速鉄道大開駅は中柱が破壊したために、ボックスラーメン上面スラブが折れ曲がって沈下し、ボックス断面がM字型に変形し、直上の路面が陥没した。地震による地下駅の大規模な被害は世界で初めての出来事であり、その破壊のメカニズムを把握することは、今後の耐震設計を考える上で重要である。本報では、そのような検討の資料として重要な大開駅の被害状況について報告する。

2. 駅舎および周辺地盤の概要

大開駅は神戸市兵庫区に位置し、震度7の地域に含まれている。駅舎は

図-1に示すような地下2階鉄筋コンクリート構造で、線路は南西から北東に向かって敷設されている。土被りは地下2階部で約4.8m、地下1階部で約1.9mである。昭和37年8月～39年1月に施工され、約12mの掘削は親ガイ横矢板による土留めを用いて行われた。付近の地盤は図-2に示すように、砂、砂礫、粘性土からなり、N値は5～30程度と変化している。埋戻し地盤は砂質土で、地震後の調査によれば、換算N値5～15程度であった。また、地震後の地下水位は地表面下約6～9mであった。

3. 被災状況

地下2階の被害状況は場所により異なり、その程度に応じて図-3に示すような3つのゾーンに分けられる。地下1階がある部分から南西側の地下2階部（ゾーンA）では中柱（幅1000mm×奥行き400mm×高さ3820mmの角柱、中心間隔3.5mに配置）が完全に破壊し、図-4に示すように、ボックスラーメンの上面スラブ（800mm厚）は中央から2.15m～2.40mの位置（折曲鉄筋が曲げ上げられて、正鉄筋の本数が減少した断面）に幅15cm～20cmの亀裂が発生して折れ曲り最大約3m沈下した。側壁上部ハンチの下ではコンクリートが剥離

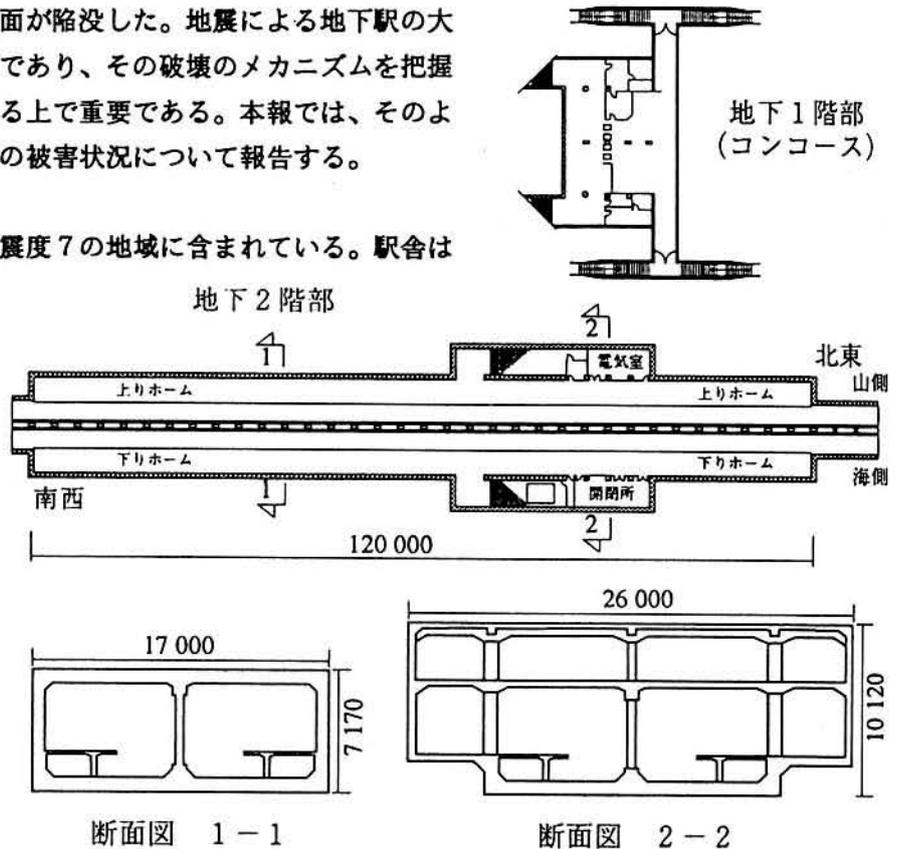


図-1 神戸高速鉄道大開駅概略構造図

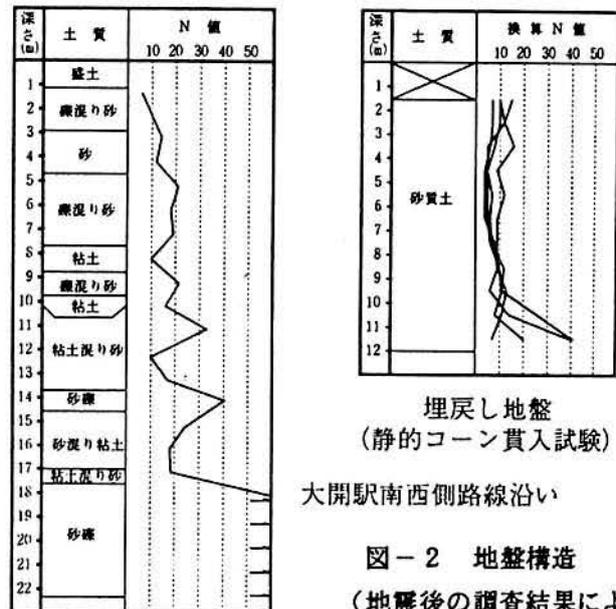


図-2 地盤構造 (地震後の調査結果による)

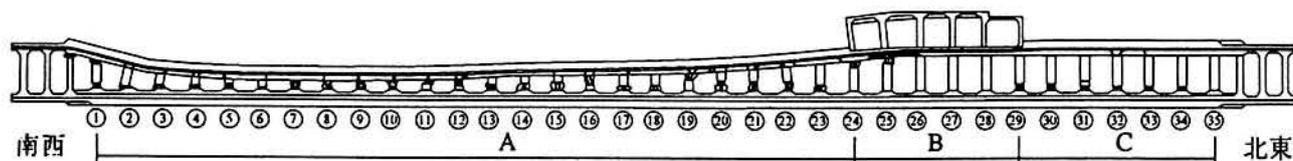


図-3 大開駅被害状況縦断面図

し、内側の主鉄筋が座屈した。この部分の地山側には大きなひびわれが発生しているものと思われる。側壁厚はプラットホームよりも上では700mm 下では850mm とプラットホーム高さで変化している。このプラットホームよりも上の側壁は、山側および海側とも内側に向かって僅かに倒れ込み、プラットホーム直下では側壁のコンクリートが剥離し、かなりの漏水が見られた。この部分にも地山側に貫通するひびわれが発生しているものと思われる。側壁下部のハンチ付近にはひびわれは認められなかった。

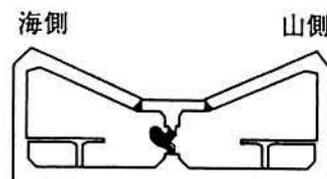
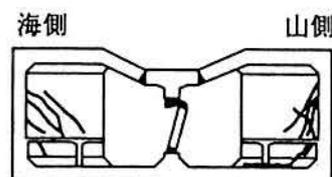


図-4 地下2階被害状況断面図

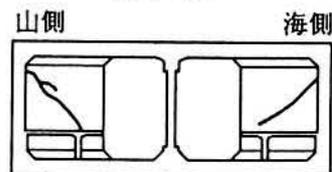
地下1階がある部分の地下2階部（ゾーンB）には6本の中柱があるが、その内の中央部にある3本は、柱上端の山側および柱下端の海側のコンクリートにわずかな剥離が認められる程度の被害であった。

地下1階がある部分から北東側の地下2階部（ゾーンC）では中柱の下部が破壊され、鉄筋が座屈して上面スラブが5cm程度沈下した。この部分の側壁ではプラットホーム直下におけるコンクリートの剥離は認められず、漏水も見られなかった。またハンチ付近に明確なひびわれは内側からは認められなかった。

プラットホームの両端にある妻壁のひびわれ発生状況を図-5に示す。いずれの妻壁にもせん断ひびわれが発生しており、その程度は南西端の妻壁の方が多かった。地下2階にある電気室・開閉所の線路直角方向の壁のひびわれ発生状況を図-6に示す。いずれの壁にもせん断ひびわれが発生しており、かなりの水平方向地震力が線路直角方向に作用したことが分かる。



南西端妻壁



北東端妻壁

図-5 プラットホームの両端にある妻壁のひびわれ発生状況

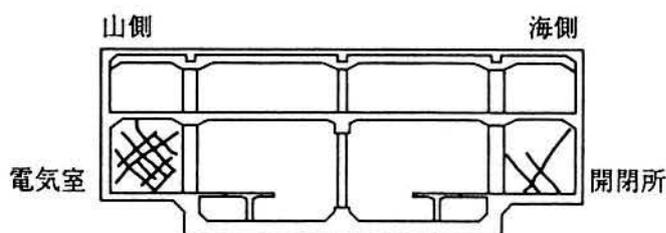


図-6 電気室・開閉所の壁のひびわれ発生状況

4. 考察

被害の詳細なメカニズムについては別途解析を進めているが、被害状況から判断できる駅舎の破壊メカニズムは次のようである。線路直角方向の地震動が線路方向の地震動に比べて大きかったために、ボックスラーメンは水平方向に変形した。ゾーンAの中柱は、この水平方向の変形と土被り荷重およびその鉛直方向地震力を受けて破壊した。このため、上面スラブが折れ曲がって沈下し、側壁が内側に向かって引っ張られ倒れ込んだ。これに対し、ゾーンCは、電気室、開閉所や、プラットホーム端の妻壁など、多くの線路直角方向の壁が近くに存在したために、ボックスラーメンの水平方向の変形がゾーンAに比べて拘束され、同じ土被りであるにもかかわらず中柱の破壊程度が少なかった。ゾーンBでは他の部分に比べて土被りが少なくかつ線路直角方向の壁が多く存在したために比較的僅かな被害にとどまった。

201 表層地盤の局所的な不整形性が地震動特性に及ぼす影響

Effect of Local Irregularity of Surface Ground Structure on Earthquake Ground Motion

○中村 晋(佐藤工業(株)),末富 岩雄(同左),吉田 望(同左)

Susumu NAKAMURA, Iwao SUETOMI, Nozomu YOSHIDA, 4-12-20, Nihonbashi Honcho, Chiyooku, Tokyo, 103
Research Institute SATO KOGYO CO.LTD.

連絡先 Fax :03-3661-2297 E-mail PXB10407@niftyserve.or.jp

One and two dimensional seismic response analysis with respect to SH wave field have been carried out to make clear the relationship between seismic disaster at Daikai subway station due to Hyogoken-nunbu earthquake and the spatial difference of intensity of ground motion due to local irregularity of surface ground. It is found that gravel layer like a lens shape strongly influences the spatial distribution of response displacement along the station and that the response of ground considering the irregularity has high correlation with the distribution of the settlement of the ground over the ceiling slab due to the collapse of center pillar.

1.はじめに

地震動の増幅特性は、1次元ではなく地層基盤面や地表面の形状の不整形性や水平方向の層厚変化等の地層構造の不整形、さらに地盤物性の揺らぎ等に起因し場所毎に異なることは良く知られている。これまでのそれら知見に基づいて地盤構造の不整形性に起因する地震動の空間的差異が1995年兵庫県南部地震による土木・建築構造物の被害に及ぼす影響を把握することは極めて重要であると考えられる。

ここでは、近代様式の地中構造物として初めての大被害を被った神戸高速鉄道・大開駅の周辺地盤にみられる局所的な不整形性が地震動特性に及ぼす影響について検討を行った結果を報告する。その際、駅縦断方向の局所的な不整形性を考慮した2次元有限要素モデルを作成し、駅横断方向つまり面外方向の非線形地震応答を等価線形化法による2次元地震応答解析(SuperFLUSH-SH)により実施し、SHAKEによる1次元地震応答解析との比較を行った。

2.解析地盤モデルおよび入力地震動

大開駅縦断方向の地盤¹⁾は、図-1に示す地質構造から分る様に砂礫層がレンズ状に介在している。駅上の道路の陥没は高速長田駅側の1層部にて砂礫層から沖積砂層に変化する位置にて顕著となっている。解析には、駅縦断方向の120m区間に新開地および高速長田駅側の30m加えた180m区間の地盤をモデル化した。基盤深度は常時微動特性に基づいて設定したGL-45mとし、せん断波速度は500m/sとした。

入力地震動は、関西地震観測連絡協議会により神戸大学で観測された波(最大加速度:328gal)、神戸市がポートアイランドで実施していた鉛直アレー観測で得られた観測波を用い1次元重複反射理論より抽出した最深部の入射波成分(最大加速度:708gal)の2つを用いた。

3.解析結果

先ず、各入力波に対する地表面最大応答加速度・変位の

分布を2次元解析および1次元解析について図-2に示す。これより、砂礫層部における変位応答はその周辺地盤より小さな値となっている。神戸大学波に対しては1,2次元解析の差異はみられないが、ポートアイランド波に対しては砂礫層部で1次元解析が2次元解析に比べ大きな値となる。加速度応答については、神戸大学波については砂礫層の影響さらに解析次元の差異はみられない。しかし、ポートアイランド波に対しては、変位応答と同様の砂礫層部の応答がその周辺地盤より小さな値となり、1次元解析は2次元解析より大きな値となっている。被害の応答の分布と比較的良く対応していると考えられる。

さらに、地中構造物の耐震性を評価する上で重要な深度方向の最大変位分布のうち図-2中の高速長田駅側から57mの位置(沖積砂層から砂礫層に推移する位置)における1,2次元解析による分布の比較を図-3、2次元解析による各位置の分布の比較を図-4に示す。地盤変位の分布形状は解析次元によらず沖積砂層にて急激に増大している。さらに、その傾向はいずれの地点にも同様にみられる。

4.あとがき

大開駅の周辺地盤にみられる局所的な不整形性に起因する地震動特性の空間的差異と被害との関係を把握するために面外2次元地震応答解析と1次元地震応答解析とを実施した。それらの結果の比較により、砂礫層が地震動特性に及ぼす影響は大きく、地震被害を考える上でも重要であること、さらにSH波動場に対する解析次元の差異は神戸大学波を入力した場合には認められないもののポートアイランド波を入力した場合はかなり認められることも明かとなった。

参考文献

1)廣戸敏夫他,大開駅の被害とその要因分析,阪神・淡路大震災に関する学術講演会,1996(投稿中)

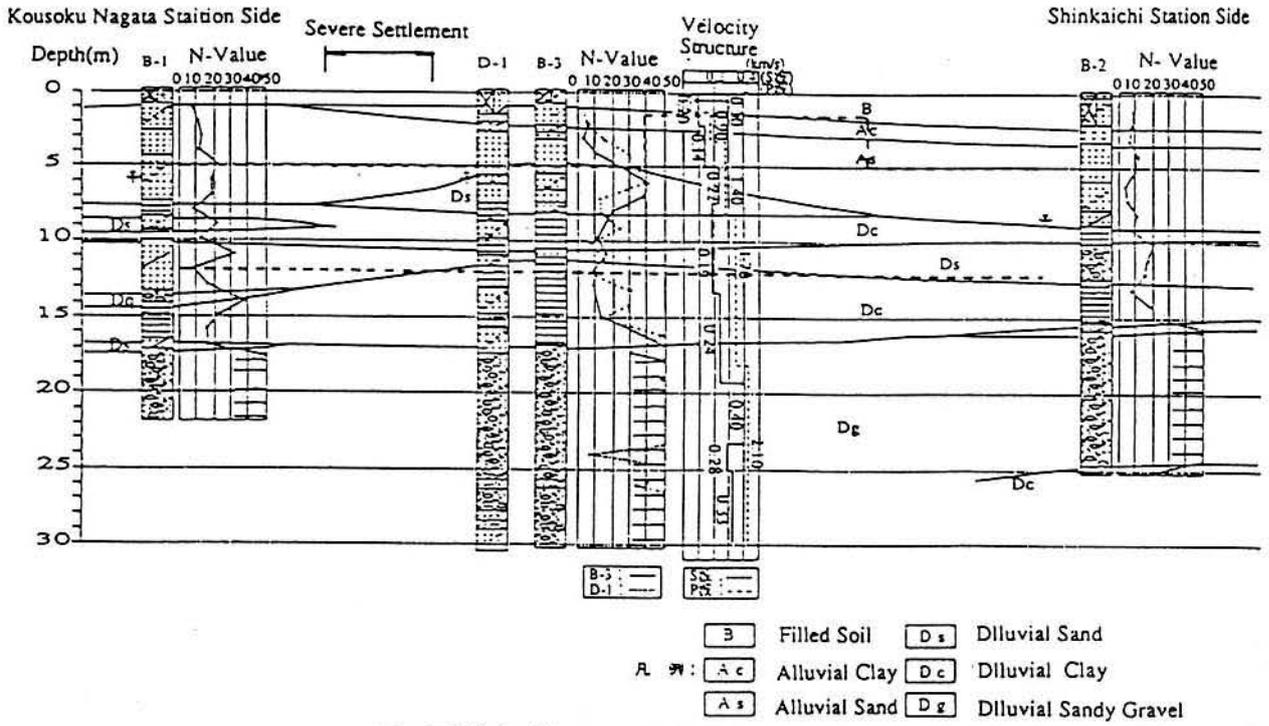


Fig.1 Soil Profile along Daikai Subway Station

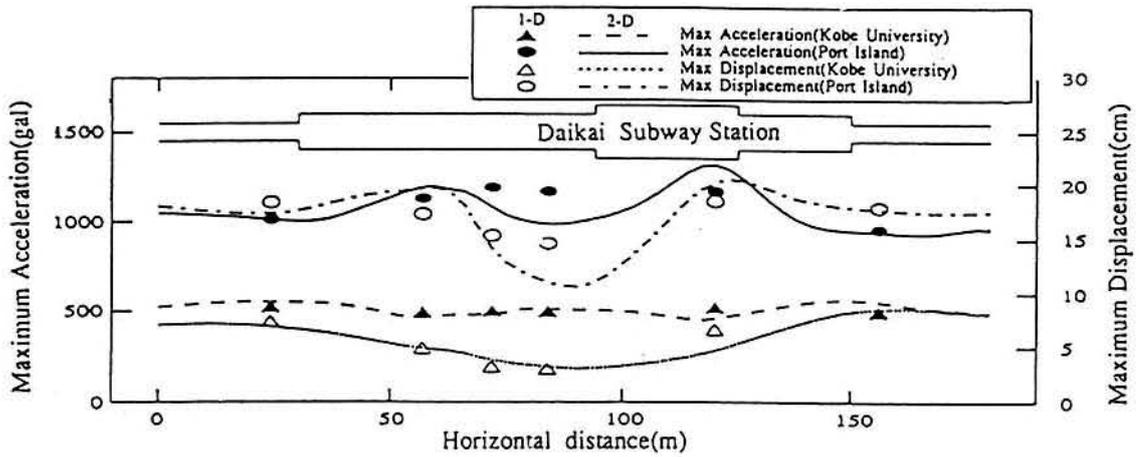


Fig.2 The Distribution of Maximum Relative Displacement along Daikai Subway Station

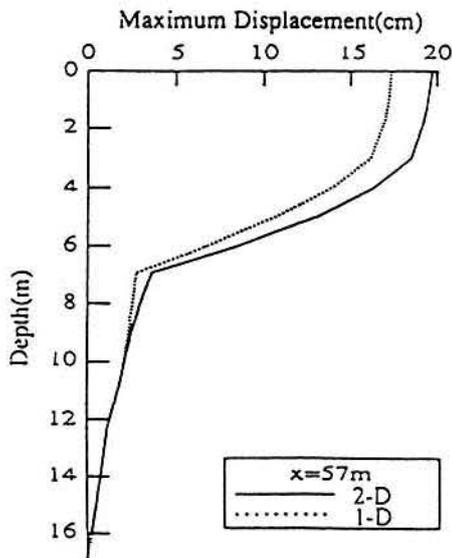


Fig.3 Comparison between the Maximum Relative Displacement with Depth calculated by 2-Dimensional Analysis and that calculated by 1-Dimensional Analysis

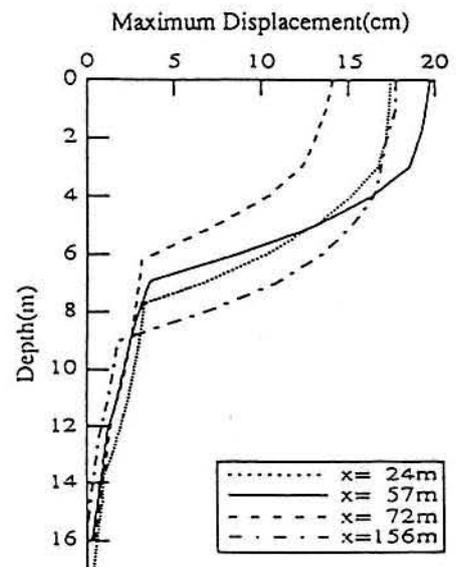


Fig.4 Comparison of the Maximum Relative Displacement with Depth calculated by 2-Dimensional Analysis at Four site along Daikai Subway Station

神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析

神戸高速鉄道(株) 廣戸敏夫*

日本鉄道建設公団 梅原俊夫**,青木一二三**

佐藤工業(株) 中村晋***,江寄順一***,末富岩雄***

兵庫県南部地震により神戸高速鉄道・大開駅は、中柱の圧壊により上床版が沈下し、直上の国道28号線に陥没が生じるという被害を受けた。本報告は、地中構造物の耐震性を評価する上で重要な資料とするため、大開駅の被害状況を明確に示すこととそれを踏まえて被害要因を分析することを目的としている。被害要因推定は、動的解析に静的弾塑性解析を加えた2段階解析により行った。

被害状況として、妻壁に見られるひび割れから駅横断方向に強い地震動が作用したこと、上床版の破壊を免れた新開駅側の中柱の損傷はせん断破壊であること等が推測される。構造物部材の実強度、埋め戻し材の材料特性等に基づいた解析より、側壁等が曲げ降伏に至る時点で中柱が曲げせん断破壊するという損傷過程が得られ、状況と良く対応している。

1.はじめに

兵庫県南部地震により神戸高速鉄道・大開駅は、中柱が圧壊したことにより上床版が折れ曲がり沈下し、直上の国道28号線に最大で2.5mにも及ぶ陥没が生じるという大きな被害を受けた。大開駅の被害要因については被害形態からせん断破壊であろうとの指摘¹⁾もあるが、一般にコンクリート構造物の破壊モードを破壊状況から判断することは困難であると言われている。

本報告は、現存また今後建設される地中構造物の耐震性検討に有用な資料とするため、大開駅の被害状況を明確に示すこととそれを踏まえて被害要因を分析することを目的としている。被害要因の分析としては構造物の損傷モードおよび損傷に至る過程を把握するため、兵庫県南部地震における構造物の応答を推定するための動的解析に構造部材の非弾性挙動を評価するための静的弾塑性解析を加えた2段階解析により行った検討の結果を示す。

2.大開駅の被害状況と周辺地盤の状況

(1)大開駅の被害状況

大開駅は図-1, 2に示した様に改札のある地下1

キーワード：地中構造物、中柱、地震被害

*神戸高速鉄道(株)専務取締役,076(351)0818

**日本鉄道建設公団設計技術室,03(3506)1861

***佐藤工業(株)中央技術研究所,03(3661)2297

階、プラットホームのある地下2階(以後、一層部と呼ぶ)から構成される地下2階の鉄筋コンクリート構造となっている。ただし、2階構造となっているのは改札口のあるコンコース部分となっている。

一層部は、上下線に対する2つのプラットホームを有し、ほぼ南西から北東の方向に120mの長さを有している。断面方向の幅は17m、高さが7.17mのボックスラーメン構造となっている。その中央部には、高さ3.82m、幅0.4m、奥行き1.0mの鉄筋コンクリート支柱(以後、中柱と呼ぶ)が3.5m間隔で35本配置されている。この中柱は上床版(厚さ0.85m)と下床版(厚さ0.85m)中に設けられた梁(それぞれ高さ;1.6m,1.75m(内ハンチ部0.2m))と接合されている。コンコース部分には地下2階に電気室および開閉所があり、比較的壁の多い構造となっている。

また、一層部の土被りは4.8m程度、コンコース部分では土被りが1.8m程度となっている。

一層部の断面配筋として鉄筋は丸鋼を使用しており、側壁の主筋は $\phi 22$, 19, 16, 上・下床版は $\phi 25$, 22, 中柱は図-3に示した様に $\phi 32$ (30本)である。中柱の帯鉄筋は $\phi 9$ (c.t.c.350)を使用しており、全体を巻き込む通常の配筋(定着部は直角フック)と稲妻筋と呼ばれる柱両側面の鉄筋を4本おきに交互に巻き込む配筋となっている。

各部材のコンクリートと鉄筋の強度特性を表-1に示す。また、表-1中には設計基準強度もあわせて示している。表-1中の実強度は中柱と側壁を対象とし

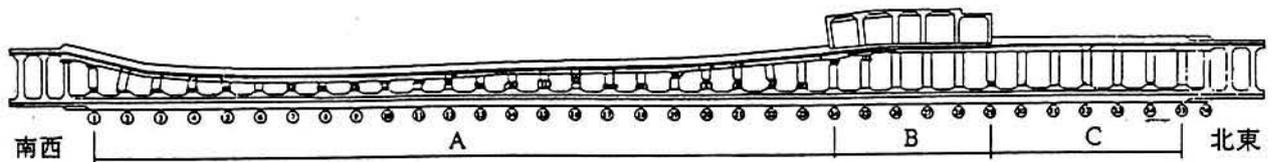


図-4.大開駅縦断方向の被害状況

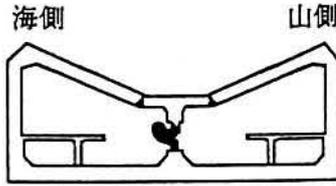


図-5 中柱(No.10)の破壊状況

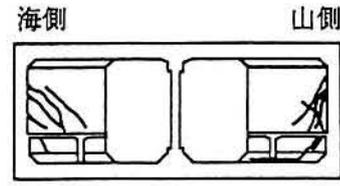


図-6 妻壁のひび割れ状況(高速長田側)

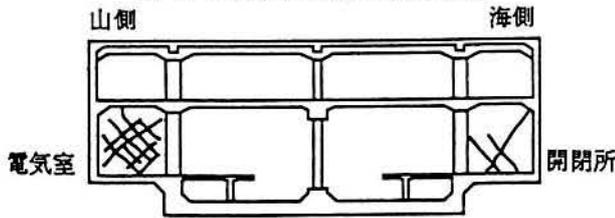


図-7 電気室・開閉所のひび割れ状況

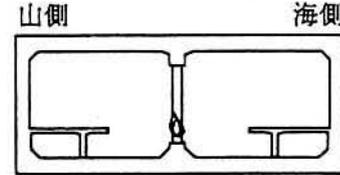


図-8 中柱(No.31)の破壊状況

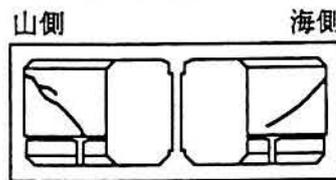


図-9 妻壁のひび割れ状況(新開地側)

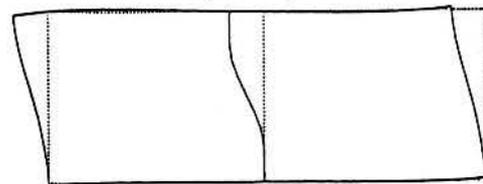


図-10 構造物の変形

認められる程度であった。地下1階部が沈下した位置にあたる地下2階部の中柱は鉄筋が提灯状に膨らんで圧壊しており、A領域の崩壊に引きずられて地下1階の下床版が傾いて沈下したことが分かる。

地下2階にある電気室・開閉所の線路直角方向壁のひびわれ状況を図-7に示す。いずれの壁にもX方向にせん断ひびわれが発生しており、かなりの水平方向地震力が線路直角方向に作用したことが分かる。〈Cゾーン〉

図-8に示す様に中柱の下部が破壊され、鉄筋が座屈して上面スラブが5cm程度沈下した。中柱の破壊位置では、図-3に示した稲妻筋が鉄筋の提灯状の座屈を拘束し、帯鉄筋の役割を果たしている。この部分の損傷モードはコンクリートの剥離等の破壊状態よりせん断破壊であろうと推定される。

また、側壁にはプラットホーム直下におけるコンクリートの剥離は認められず、漏水も見られなかった。またハンチ付近に明確なひびわれは内側からは認められなかった。

プラットホーム端にある妻壁のひびわれ状況を図-9に示す。ひびわれの数等の損傷の程度は高速長田駅側に比べ小さい。

妻壁や電気室内の壁にみられるせん断ひび割れやCゾーンにおける中柱の破壊状況に基づいて駅舎Aゾーンの破壊のメカニズムを推定すると、周辺地盤の震動により駅横断方向のボックスラーメンに図-10の様な変形が生じ、中柱に発生した断面力が中柱に作用している上載土に起因する軸力に加わり中柱の耐力以上の断面力が作用し圧壊したものと考えられる。Cゾーンは中柱の破壊という意味ではAゾーンと同様であると考えられるが、妻壁の損傷が高速長田駅側より少ないことから駅横断方向の変形がAゾーンより小さく、上床版が被害の軽微なBゾーンの中床版とプラットホーム端の妻壁などに支えられた正方形に近い版(17×21)として上載土の重量に抵抗し崩壊を免れたものと考えられる。Bゾーンは他ゾーンに比べ土被りが少ないため中柱に作用した常時・地震時の軸力が比較的小さいことに加え、線路直角方向に電気室、開閉所等の壁が多く存在し

水平方向の変形を拘束したために、被害が軽微であったと考えられる。

(2)道路の変状および周辺地盤構造

中柱の圧壊による上床版の崩壊・沈下により駅上の道路には陥没が生じた。道路の沈下量を0.5m間隔で図-11に示す。図には駅周辺で実施した地盤調査結果に基づく土質縦断構造もあわせて示す。

道路の沈下は図-4中のAゾーンにおける中柱位置を中心にくの字状に生じ、中柱位置では1.0～2.5mとなっている。特に、高速長田駅側から東方へ約20～35mの位置における沈下量は大きく、最大2.5mとなっている。沈下の影響は、側壁位置より外側にも及んでいる。

大開駅周辺地盤の土質縦断構造、N値および速度構造は、図-11に示したとおりである。ここで、土質の縦断構造は大開駅の高速長田駅側、新開地駅側の地点および両者の間の3地点で実施した地盤調査結果に(財)JR鉄道総合技術研究所が実施した調査結果(No.D-1)を加えた4地点の情報に基づいて推定した。No.D-1地点では弾性波探査が実施されており、得られたS波およびP波速度構造もあわせて示す。新開地駅付近の旧湊川から新湊川の間の神戸高速鉄道沿いの地盤は後背低湿地帯であり、図-11に示した様にGL-15～17m以深には、N値が50以上、S波速度が280～400m/sの支持層が存在している。その上層にはS波速度が100～240m/s、N値が4～13の砂質土、粘性土およびN値が18～41の礫混じり砂層の互層構造となっている。大開駅の海側と山側の調査地点であるNo-3、D-1地点の土質はほぼ同様であることから、南北方向の駅周辺の地層はほぼ成層構造であると考えられる。さらに、GL-5～8mにはS波速度が220m/s、N値が30～41の砂礫層がレンズ状に介在している。大開駅周辺の地下水位は地震後の調査ではGL-6～8mと周辺地盤の建設当時の調査結果であるGL-3～4mに比べかなり低い値となっている。

次に、大開駅構築に用いた埋戻し土であるまさ土の特性を示す。強度特性を把握するために実施した標準貫入試験によるN値および3成分コーン貫入試験より得られた換算N値の深度分布を図-12に示す。GL-10m以浅のN値は5～15となっている。また、現位置で採取した不攪乱試料(ブロックサンプリン

グ)を用いた中空ねじりせん断試験機による動的変形特性試験の結果を図-13に示す。試験条件として、等方圧密下での拘束圧0.5,1.0kgf/cm²、異方圧密下での拘束圧0.5kgf/cm²の3ケース実施した。図より条件に拘らず、せん断剛性低下率(G/Go)とせん断ひずみの関係はほぼ同程度となっている。

3.被害要因の分析

(1)分析手法

まず、兵庫県南部地震による構造物の動的応答を適切に推定しなければならない。その際、地盤材料は非線形性を考慮し、構造物は弾性体として取り扱う。その際、部材剛性を弾性時の5割(S2地震相当)に低減することによりひび割れや降伏等に伴う部材の剛性低下を等価線形的に考慮する手法²⁾により、構造物部材剛性のモデル化を行う。しかし、この手法では部材の端と端の間は結合され、塑性ヒンジによる応力の再配分等を適切に評価出来ないため、発生断面力を大きく評価することになると考えられる。

次に、各部材損傷の定量的評価を行うため、部材の弾塑性挙動を考慮した構造部材のみのボックスラーメンモデルの静的弾塑性解析を実施し、部材の損傷モード、さらに損傷の過程を定量的に評価する。その際、動的解析により得られた断面力を入力荷重として用いる。

この様に動的解析に静的弾塑性解析を組み合わせた2段階解析による手法により、各部材の損傷モードとそれに至る過程の推定を行う。

(2)動的解析による地震応答の推定

a)解析手法

解析には地盤材料の非線形性を考慮出来る2次元有限要素解析コード「Super-Flush」を用いた。入力地震動としては水平動のみならず上下動も考慮する。一方、上下動を考慮した解析を行う場合、地盤物性のうちその増幅を支配するヤング率や体積弾性定数の値やそれらの非線形性の評価が課題となる。体積弾性定数はせん断ひずみに依存しないことが指摘³⁾されている。そこで、まず水平動に対する応答より得られる側方境界の成層地盤における収束せん断剛性と初期体積弾性定数よりポアソン比を算出する。得られたポアソン比と水平動のみの解析により得られた各層の平均収束せん断剛性を用い、水平動

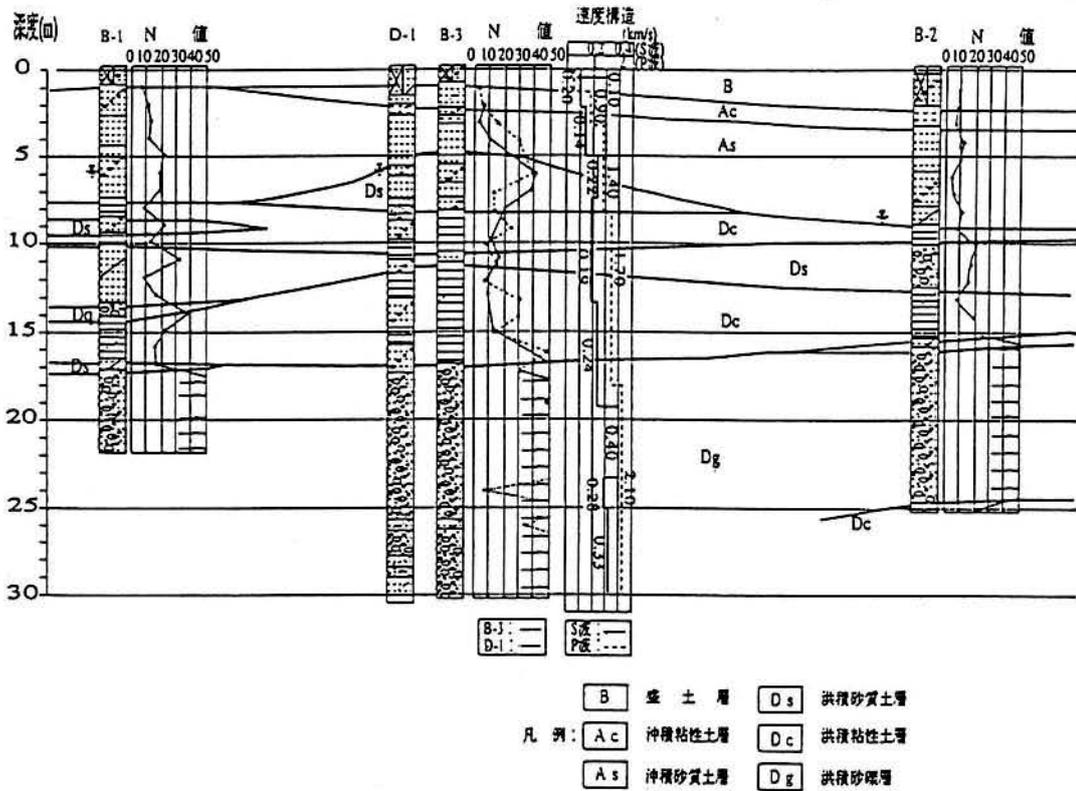
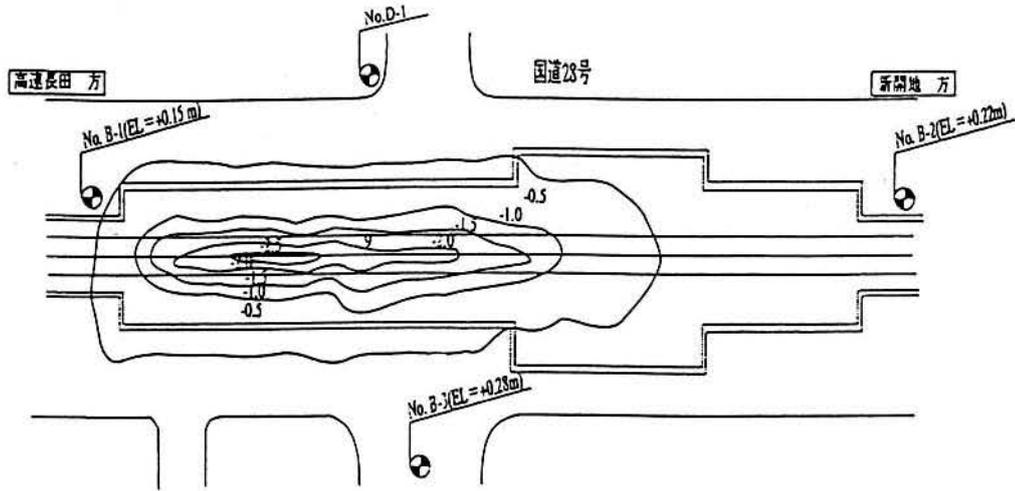


図-11 道路の変状および地質縦断面図

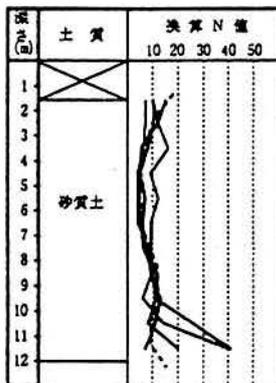


図-12 標準貫入試験,三成分コーン貫入試験のN値(埋戻し土)

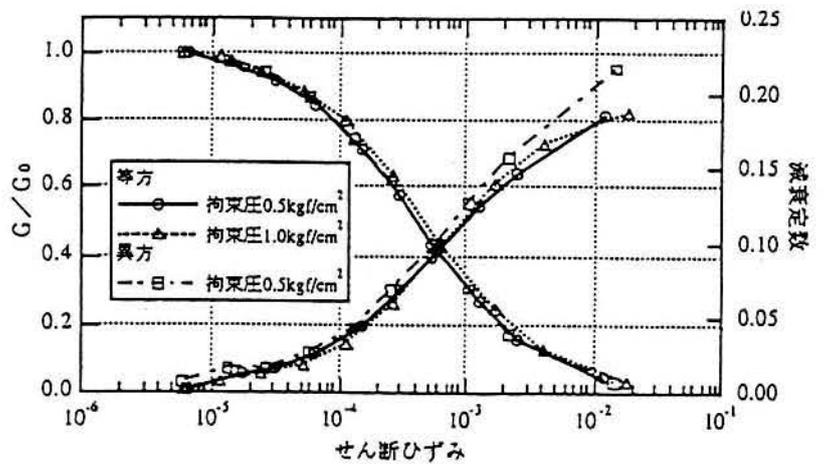


図-13 埋戻し土の動的変形特性

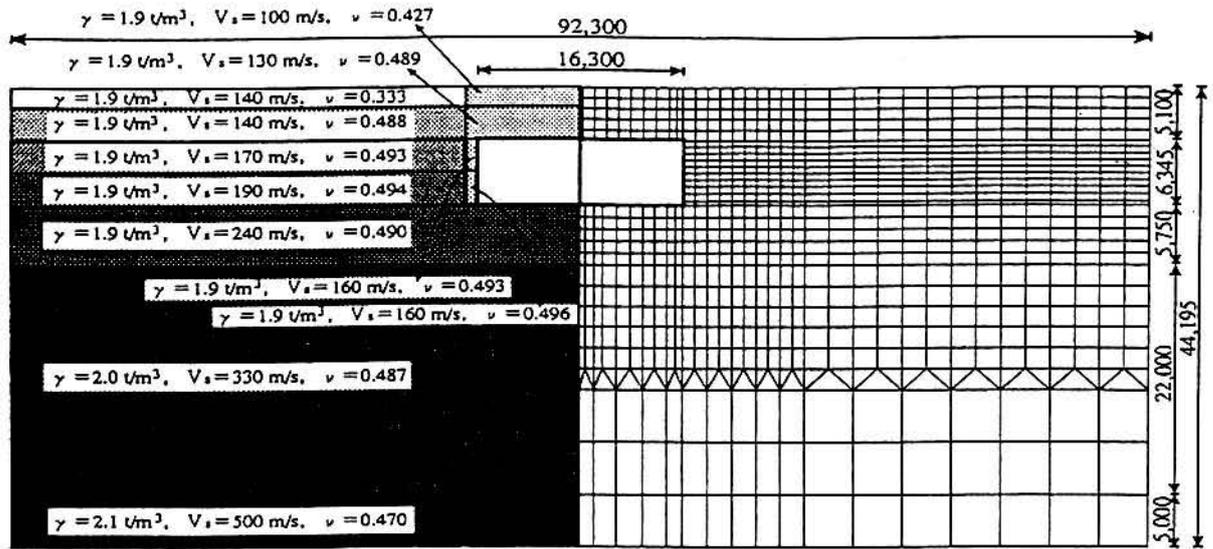


図-14 地盤モデルおよび地盤定数

と上下動を同時入力した際の地震応答解析を行う。

入力地震動には関西地震連絡協議会により神戸大学で観測された記録を用いた。ただし、水平成分は観測されたNS,EWの2成分より大開駅横断方向に変換した成分とした。

b)地盤および構造物のモデル化

対象断面位置における地盤モデルおよび地盤定数を図-14に示すとおりであり、その境界条件として側方にはエネルギー伝達境界、底面には粘性境界を設けた。この地盤モデルは大開駅周辺で測定した常時微動の特性に基づきせん断波速度500m/sの大阪層群上層までをモデル化している。地表層から順にせん断波速度240m/sの第5層までの動的変形特性は安田ら²⁾による平均粒径D50と平均有効拘束圧との関係式、埋め戻し土は現位置より採取した不攪乱試料の試験結果に基づいて設定した。せん断波速度が330m/sの第6層以深の層は減衰定数2%の線形材料とした。

一方、構造物はビーム要素にてモデル化した。ただし、隅角部は剛域を考慮し剛体ビーム要素によりモデル化した。各部材の剛性は鉄筋も考慮した単位奥行き当りの値である。

c)地盤、構造物の動的応答の推定結果

地震応答解析により得られた地表面位置の最大加速度は図-15に示す様に水平・上下成分とも400gal以上の気象庁震度階の震度7に相当する値となり、大開駅周辺で気象庁が報告した震度階と対応している。地中構造物の耐震設計上重要な地盤内の最大相

対地盤変位分布を図-16に示す。これより、上床版の深度に着目すると構造物近傍の応答変位が周辺地盤より1~2.0cmほど小さな値となっている。これは、強い地震動により周辺地盤の剛性がかなり低下し、構造物の剛性が地盤より強くなり周辺地盤の変形を拘束したためと考えられる。

次に、構造物の応答断面力のうち中柱上端部(梁下)における常時軸力を加えた作用軸力と地震応答曲げモーメントの経時変化と部材耐力(一点鎖線)との比較を図-17に示す。これらの値は単位奥行き当りの値である。まず、中柱に作用する軸力は、常時に98.7~102.4t前後(約88kgf/cm²)、地震時の増分が55.2~56.4t(約48kgf/cm²)であり、表-1に示した中柱コンクリートの設計基準強度に対する比68% $(=(88+48)/240)$ 、調査や試験により得られた地震時推定強度の36%とかなり高い値となっている。また、最大曲げモーメントは8.17秒近傍のみならず5.3秒近傍にて終局曲げモーメントより大きな値となっている。側壁や上・下床版の隅角部においても同様な傾向が見られる。中柱の応答が終局曲げモーメントを最初に越えた時点(5.3秒近傍)における応答軸力に常時軸力を加えた値に対する中柱の靱性率(終局曲げモーメントと降伏曲げモーメントに対する部材回転角の比)は1.3と小さい。このことから、応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントを最初に越えた時点で破壊する可能性があると考えられる。また、土木学会によるコンクリートと鉄筋のせん断耐力を合わせた式により算出した終局せん断耐力²⁾

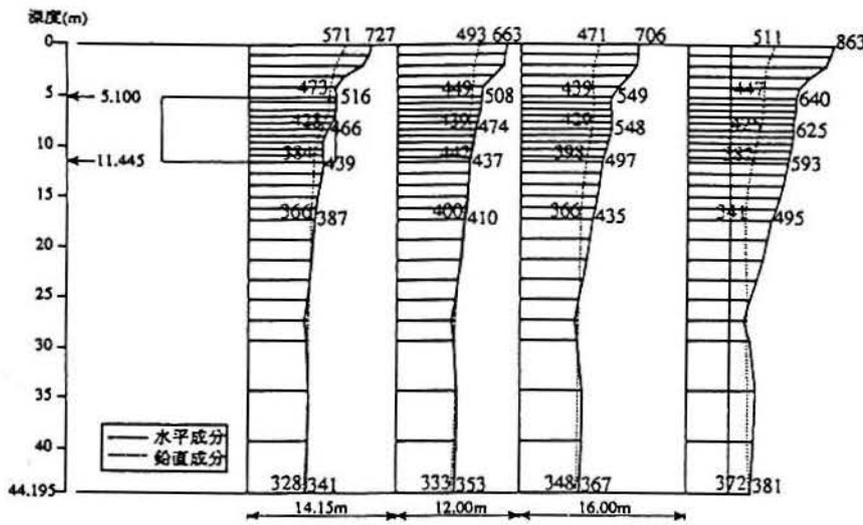


図-15 地盤・構造物の応答加速度の最大値分布

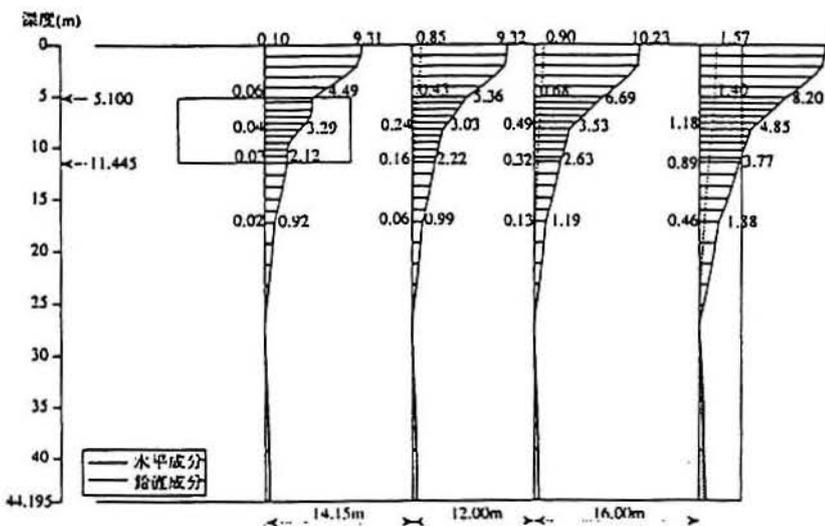


図-16 地盤・構造物の応答変位の最大値分布

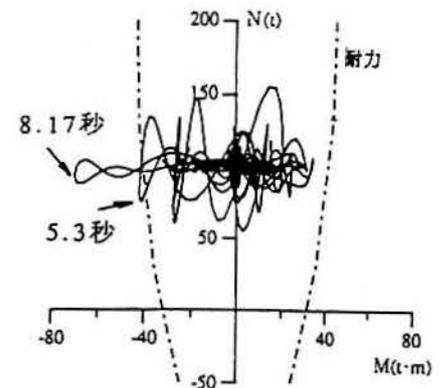


図-17 中柱の地震応答曲げモーメントと軸力の経時変化

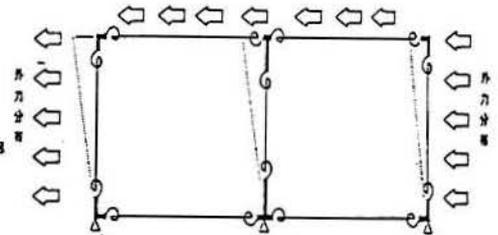


図-18 部材断面力解析モデル

ーメント～回転角関係はひび割れ曲げモーメント M_c 、降伏曲げモーメント M_y 、終局曲げモーメント M_u に対して逆対称原点指向型トリリニアモデルを用いた。ここで各モーメントは常時軸力と地震時の軸力を重ね合わせた軸力に対して算出した。

c)部材損傷モードおよび過程の推定

作用荷重と上床版と下床版の相対変形

δ の関係を図-19に示す。ここで、作用荷重は加える全荷重により正規化した比率として示している。最初に降伏する部材は中柱であり、その直後に中柱にせん断破壊が生じる。その際の他の部材にはひび割れ以上の損傷はみられない。継続的に荷重を増加すると、荷重レベルが0.69、相対変位が1.64cmになった時点で中柱に曲げ圧縮破壊モードが生じる。このことから、Aゾーンの崩壊は中柱の曲げせん断破壊により生じたものであると推測される。側壁上部ハンチ下の損傷は、地震力によるものではなく中柱の破壊に起因した上床版の変形により生じたものと推定される。

4.あとがき

ここでは、先ず1995年兵庫県南部地震により著

は19.3tであり、終局曲げモーメント(40.7t-m)とせん断スパン(1.9m)の比より得られる抵抗21tより小さな値となり、せん断破壊の可能性もある。

(2)被害(崩壊)モードと過程の推定

a)解析手法

解析は図-18に示す様に構造部材を剛域端にバネを設ける材端剛塑性バネ法によりモデルし、動的解析により得られた各部材の断面力を静的に作用されることにより実施した。その作用地震荷重は、中柱の応答が最初に終局曲げモーメントを越える時刻における各部材端の軸力とせん断力を50分割し、逐次増分させながら作用させた。また、常時断面力を初期応力として作用させた。

b)構造部材の非線形性のモデル化および耐力

バネ間の部材は梁要素を用いた。バネ部の曲げモ

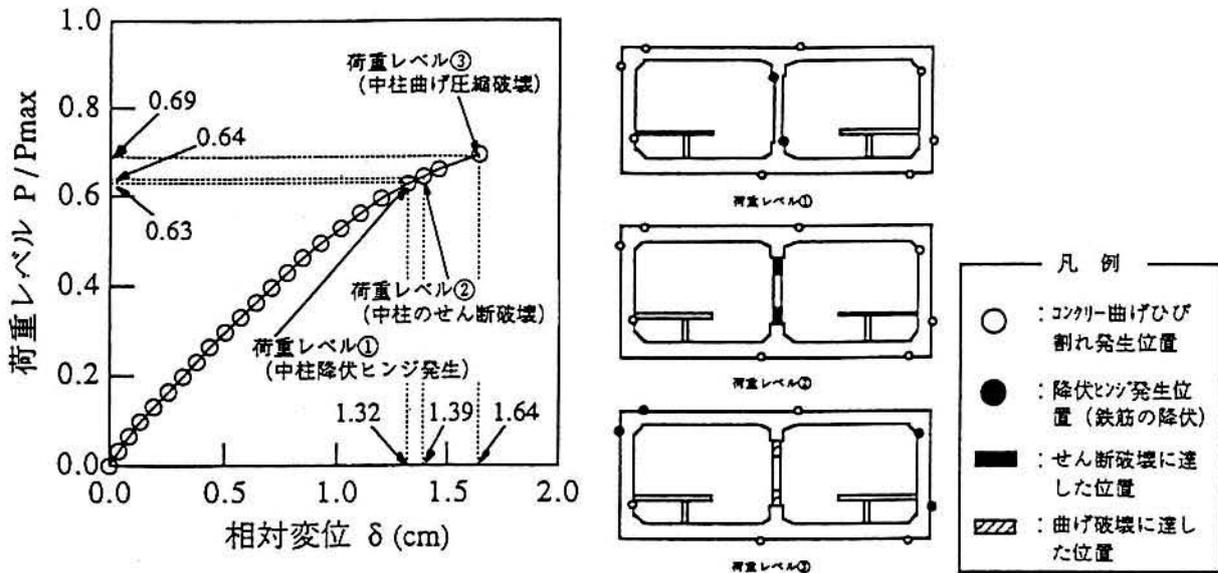


図-19 作用荷重レベルによる部材損傷モードの関係

しい地震被害を受けた神戸高速鉄道・大開駅における被害状況を示した。また、被害機構を把握する上で必要な構造特性、周辺地盤特性を示した。最後に、構造物の損傷モードや損傷に至る過程を二次元動的地震応答解析と静的弾塑性解析の組合せた2段階解析により推定した。この結果、以下のことが明らかとなった。

- i) 大開駅の被害は損傷の程度から中柱が圧壊し上床版の陥没さらに道路も最大2.5m陥没したコンコースから高速長田駅側のAゾーン、駅部中柱にAゾーンの影響域以外で損傷が軽微であったコンコース、駅部の2階構造のBゾーンさらに中柱はせん断破壊しているが上床版の沈下が5cm程度であるCゾーンの3つのゾーンに分類される。
- ii) 構造物の実強度や埋め戻し材の材料特性に基づ

いた解析により、中柱は他部材に降伏等の損傷が見られる前にせん断破壊または曲げせん断破壊に至ったと推定され、被害状況と良く対応している。大開駅上床版の陥没は中柱の破壊により上載土荷重を上床版が支えられなくなり生じたものと推測される。

参考文献

- 1) 土木学会編:土木学会阪神大震災震災調査 第二次報告 会資料, pp.133-140, 1995.
- 2) 土木学会原子力土木委員会編:原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル, 1992.
- 3) 安田進他:種々の不攪乱土における動的変形特性,第20回土質工学研究発表会, pp.539-542, 1985.

DAMAGE TO DAIKAI SUBWAY STATION, KOBE RAPID TRANSIT SYSTEM AND ESTIMATION OF ITS REASON

Teruo YAMATO, Toshio UMEHARA, Hifumi AOKI, Susumu NAKAMURA, Jyunichi EZAKI and Iwao SUETOMI

The Daikai subway station, Kobe Rapid Transit System, was seriously damaged during Hyogoken-nanbu earthquake 1995. The ceiling slab was collapsed and route 28 above the floor was settled. These were caused by failure of the reinforced concrete columns. The test hammer test and the laboratory soil test were carried out to obtain the actual concrete strength and dynamic deformation characteristics of filled soil material. Furthermore, in order to make clear the reason why the structure was damaged, second step analysis were conducted. As the first step Dynamic response analysis was carried out, Non-linear Static analysis considering non linear relationship was carried out as the second step. Cracks at the end wall and failure of the columns indicate that severe lateral seismic force applied to the transverse section of structure. It is concluded that center columns failed due to bending and shear failure mechanism. based on the analysis.

実験に基づく大開駅の既設および復旧柱の 耐力および変形性能

日本鉄道建設公団 飯田廣臣*,青木一二三**,梅原俊夫**
佐藤工業(株) 中村晋***,岡村達也****

神戸高速鉄道・大開駅は、中柱の耐力不足に起因して圧壊したことにより上床版が折れ曲がり沈下し、直上の国道28号線に最大で2.5mにも及ぶ陥没が生じるという大きな被害を受けた。復旧に際して、中柱は、45×45の角形鋼管により補強されたRC柱を3体連ねた柱として構築した。

本論は、復旧した中柱の耐力や変形性能などの耐震性能を把握し兵庫県南部地震クラスの地震の再来に対する復旧柱の耐震安全性を確認するため上載土被り荷重相当の軸力下での水平方向交番載荷実験を、被災を受けた既設柱とあわせて実施した。さらに、現存および今後建設される中柱の耐震性を確認するため、現行基準類に基づいて設計した柱についても実験を実施した。この結果、復旧柱は兵庫県南部地震クラスの地震に対しても十分な耐震性を有していることが明らかとなった。

1. はじめに

神戸高速鉄道・大開駅の被害は近代様式の地中構造物の被害として初めてである。それは、駅横断方向の震動により中柱が曲げせん断破壊し、中柱が圧壊つまり上載荷重に対する耐荷力を失うことにより生じたと考えられる¹⁾。中柱のそのような破壊は、構造物に作用する地震力が大きかったことのみならず、大開駅の有する構造条件に起因し、かなり高い軸力(100kg/cm²)が常時作用していること、引張鉄筋比が2.4%と多いこと、帯鉄筋比が0.09%と少ないこと等から、せん断に対する耐力や変形性能が十分でなかったことなどが考えられる。大開駅は1995年8月に通過駅として部分的に復旧され、神戸市の東西を結ぶ交通機関としての機能をほぼ回復している。中柱は45×45の角形鋼管により補強したRC柱を3本連ねることにより再構築した。

復旧された大開駅の耐震安全性を確認するため、復旧した中柱(以後、復旧柱と呼ぶ)の耐震性能を実大規模の試験体を用いた水平交番載荷実験に基づき

評価した。その際、大開駅の被害要因の分析や被災した既設柱に対する復旧柱の耐力向上の程度を把握するため、既設柱の耐力や変形性能も実験により確認した。さらに、現行の鉄道標準および建築学会の指針に基づいて設計された柱の耐力、変形性能の確認実験も、現行基準類の課題を把握するために実施した。ここでは、それらの結果を報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

地震時における大開駅の変形挙動より中柱に発生する曲げモーメントの分布を勘案すると、実験の対象とする試験体は中柱の有効高さ3.82m(上・下床版中の梁上のハンチ間)の半分(1.9m)をモデル化すればよいことになる。すると、実柱の耐力や変形性能は柱頭 $\frac{1}{2}$ 状態で実験を行うことにより得られる。

試験体はi)被災した既設柱(Case1), ii)角形鋼管(厚さ $t=12\text{mm}$)を用いた復旧柱(Case2-1,2), iii)現行の設計指針に基づいた曲げせん断を受ける部材として設計した柱(Case3-1,2)の5体製作した。その構造特性の一覧を表-1、柱の横断面を図-1に示す。

ここでi)については、大開駅中柱(神戸高速東西線構造物設計示方書,昭和37年に基づいて設計)と同様の断面配筋となる様にモデル化した。柱のコンクリート強度 300kg/cm^2 は、復旧柱の耐力向上に及ぼす鋼管の影響を定量的に把握すると言う観点から、

キーワード:中柱,耐力,変形性能,水平交番載荷実験

*日本鉄道建設公団大阪支社(旧神戸高速鉄道(株)),

06(374)7953

**日本鉄道建設公団設計技術室,03(3506)1861

***佐藤工業(株)中央技術研究所,03(3661)2297

****佐藤工業(株)土木設計部設計課,03(3661)4795

表-1 試験体一覧

試験体名	Case1	Case2-1	Case2-2	Case3-1	Case3-2	
柱寸法	400×400	450×450		400×400		
軸応力度	100kgf/cm ²					
コンクリート強度	307	315	339	274	275	
使用セメント	早強セメント			普通セメント		
主筋	材質	SR235		SD345		
	本数	12-φ32		12-D32		
	鉄筋比	6.03%	5.32%	5.25%	5.96%	
帯筋	材質	SR235	SD345			
	本数	φ9@350	D13@300	D10@100	4-D10@100	
	鉄筋比	0.09%	0.2% (角型鋼管も考慮した場合5.52%)	0.36%	0.71%	
	かぶり	35	31	40		
角型鋼管柱	-	○	-			

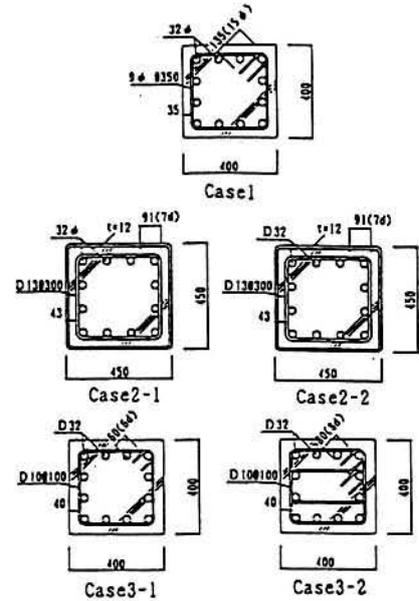


図-1 各ケースの断面配筋

実柱の強度400kg/cm²とは異なる復旧柱の強度と同じ値に設定した。また、帯筋には稲妻筋をモデル化し9φを使用している。

ii)については、復旧柱の主筋は、下床版より30cmから60cmの区間まで残置下床版に配筋されている丸鋼と新設部の異形鉄筋がエンクロス溶接により接合されて配筋されている。従って、下床版近傍を模擬したCase2-1と上床版との接合部を模擬したCase2-2の2ケースの試験体を作成した。なお、鋼管は柱脚部でスタブコンクリートと接しており、軸力を負担する機構となっている。

また、iii)については軸力を考慮した構造細目に対する明確な規程のない土木仕様(鉄道構造物等設計標準・同解説)と規程のある建築仕様(鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説)の2つの試験体を作成した。

各試験体の断面形状はいずれも正方形とした。これは、復旧柱の耐力および変形性能が45×45の角形鋼管による補強RC柱1体の単純な倍率として評価出来ること、被災を受けた既設柱の断面(高さ40cm、幅100cm)は長方形であるもののその耐力と変形性能は高さ40cmを一辺とした正方形柱と比べ若干の寸法効果はあるが幅の比率で評価出来ると考えられることに基づいている。

試験体の加力軸方向の断面形状の1例としてCase2-1の形状を図-2に示す。下・上床版中の梁に

対応するスタブ部分、柱部分、加力スタブ部分からなり、その寸法は柱断面の寸法に違いがあることを除いて各ケースとも同一である。スタブは、柱主筋の定着長を確保するために、高さを柱主筋径の3.5倍以上の1,150mmとし、柱主筋を確実に定着するためにスタブ底部に設けた鉄板に溶接している。さらに、柱主筋は加力スタブの頂部においても鉄板に溶接し定着している。

軸応力度は、全ての試験体で共通な常時に中柱に作用する軸応力100kg/cm²とし、柱コンクリートの強度の1/3以上の値となっている。

(2)加力および計測方法

加力装置の概要を図-3に示す。軸力は、反力フレームに取り付けたローラー支承を持つ300tfアクチュエータにより、試験体頂部の回転を拘束しないようにピン治具を介して作用させた。水平力は、反力壁に取り付けた100tfアクチュエータにより、ピン治具を介して試験体に作用させた。

加力スケジュールは、設定した7段階の変形角R(2.5×10⁻³rad, 5×10⁻³rad, 10×10⁻³rad, 14.9×10⁻³rad, 20×10⁻³rad, 30.3×10⁻³rad, 40×10⁻³rad, 50×10⁻³rad)まではその変位で3回繰返す正負水平交番繰返し加力とし、それ以降は想定される降伏変位δyの10倍の変形角R=100×10⁻³rad.まで単調載荷することとした。

計測は、試験体各部の変形、鉄筋のひずみ、鋼管

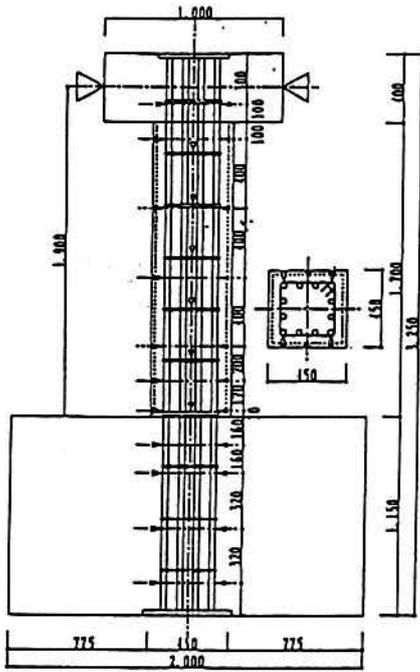


図-2 スクワ柱形状、配筋およびひずみ計測位置
(Case2-1,2:加力方向断面)

のひずみ等について行った。試験体の変形は、加力芯および柱各位置での水平変形に加え柱の軸方向変形を計測した。また、鉄筋の抜けだし変形を脚部に変位計を取り付けて測定した。鉄筋のひずみは、柱の主筋と帯筋について図-2に示した位置にて計測し、柱の主筋には、4隔の鉄筋に11断面貼付した。帯筋には、腹部の両側中央にひずみゲージを貼り付けた。ひずみは引張りを正の値としている。

3. 実験結果

(1) 変形性状および主・帯鉄筋ひずみ性状

各試験体における柱頭荷重と柱頭変位関係(以後、せん断力-水平変形関係と呼ぶ)を軸力によるP- δ 効果およびひび割れの発生等の状態変化と併せて図-4、柱側面の最終ひび割れ状況を図-5に示す。以下に各ケースの破壊また最終状態に至る過程および主鉄筋、帯鉄筋に発生したひずみの特徴を示す。

a) Case1 試験体

最大荷重以降は脚部のかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、徐々に耐力が低下した。主筋の圧縮降伏は破壊時の第1回目の荷重変位にて生じた。破壊は破壊時の2回目の繰り返しサイクルで脆性的に生じ、その状況は脚部から35cmのコンクリートが圧壊し、脚部のかぶりコンクリートが剥落すると同時に主筋が座屈するとい

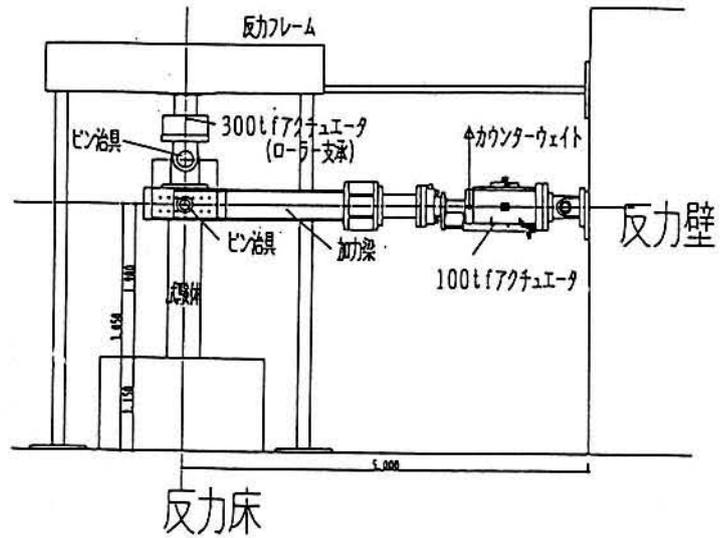


図-3 加力装置

う経過であった。

主鉄筋のひずみには、脚部の位置で降伏するまで各ひずみの値に大きな差がない。このことは、鉄筋とコンクリートの付着が劣化しており、鉄筋に作用した応力がコンクリートに伝達されていないことを示している。また、帯鉄筋についてみると、脚部から35cmの位置の帯筋のひずみが最大1000 μ 程度(降伏ひずみの約70%)と最も大きな値を示しているが、その他の位置では小さい値となっている。

b) Case2-1 試験体

鋼管部分はほぼ剛体として挙動し脚部の回転が顕著であることが認められた。最大荷重以降は最大載荷変位まで耐力低下の少ない挙動を示しているが、鋼管がスクワへめり込む現象が認められた。鋼管は、最大載荷変位で脚部に若干の膨れが認められたものの実験を通じて降伏には至らなかった。

主筋のひずみ特性はCase1試験体とその傾向が似ており、丸鋼は付着力が小さいと推定される。一方、帯筋は、実験を通じて全ての帯筋のひずみはほとんど0であり、有効に働いていないことが認められた。

c) Case2-2 試験体

鋼管部分はCase2-1と同様にほぼ剛体として挙動し脚部の回転が顕著であることが認められた。主筋が引張り降伏し最大荷重を示した後、耐力低下の少ない靱性のある挙動を示しているが、鋼管がスクワへめり込み、スクワコンクリートが割裂する現象が顕著となった。鋼管は最大載荷変位時において脚部に若干の膨

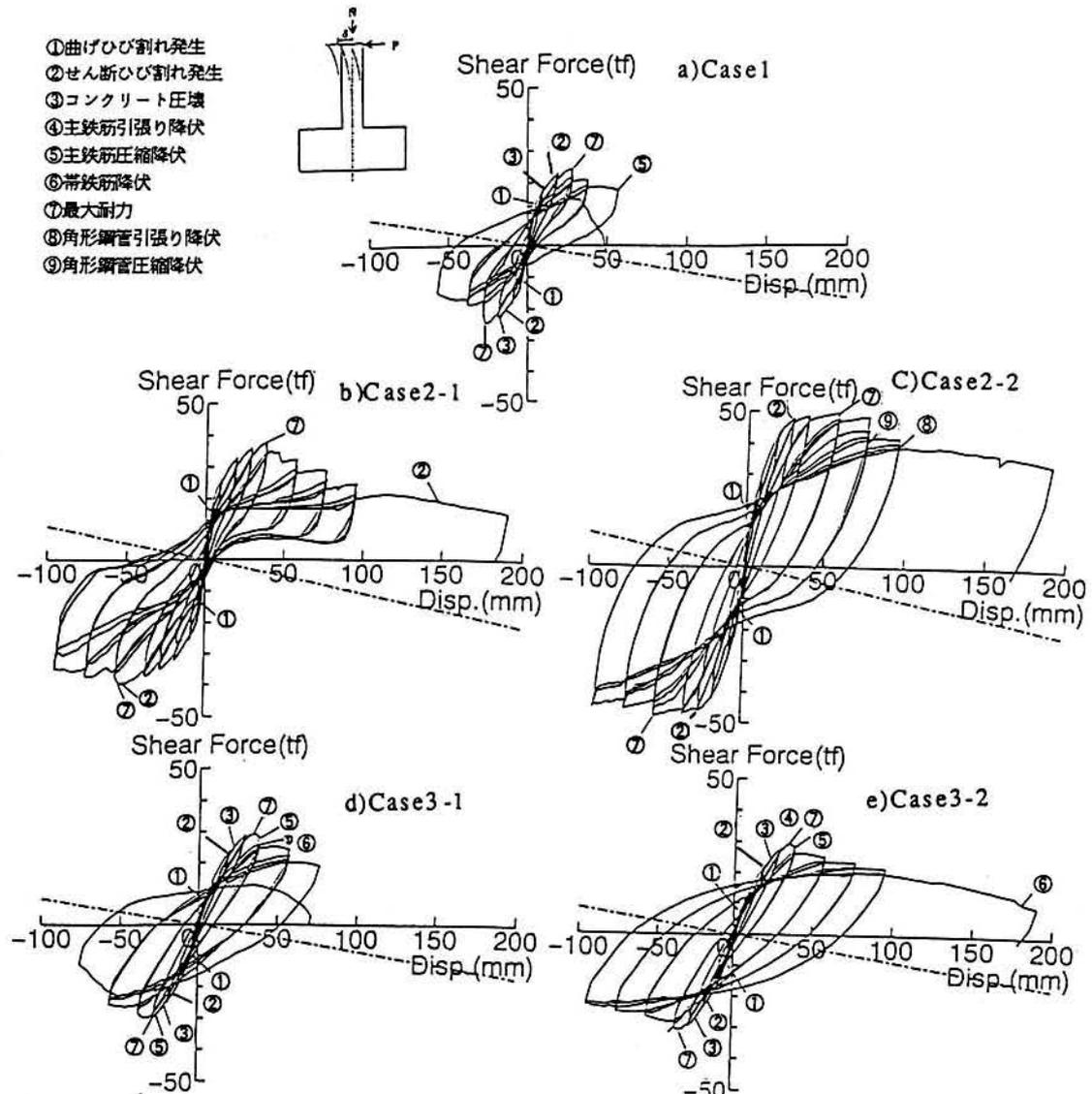


図-4 各ケースのせん断力～水平変位関係
 (破線:P-Δ効果)

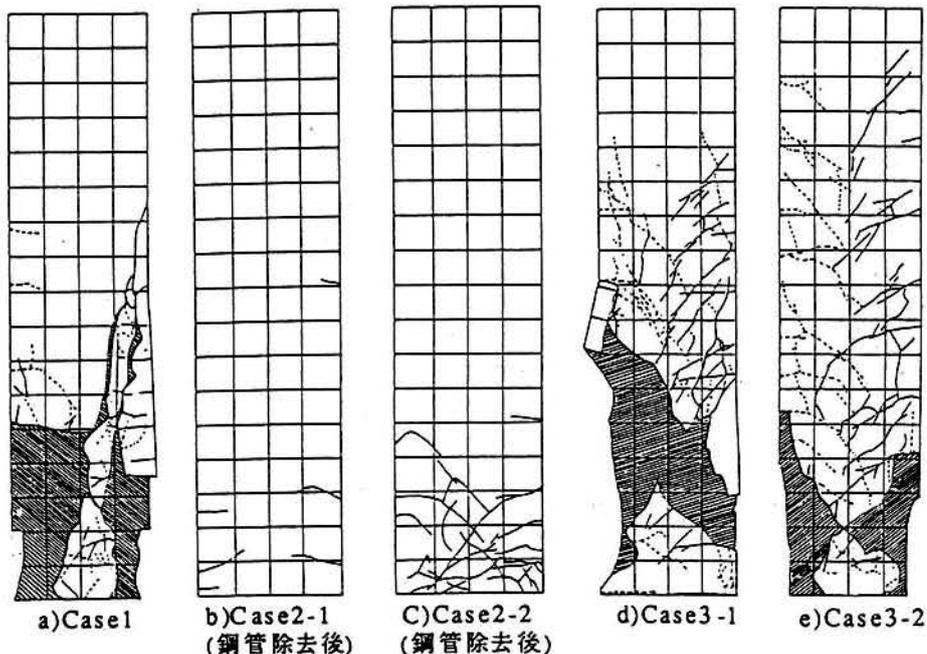


図-5 各ケースの最終ひび割れおよび破壊状態
 (実・破線:正・負加力時発生ひび割れ, 斜線部:コンクリート剥離)

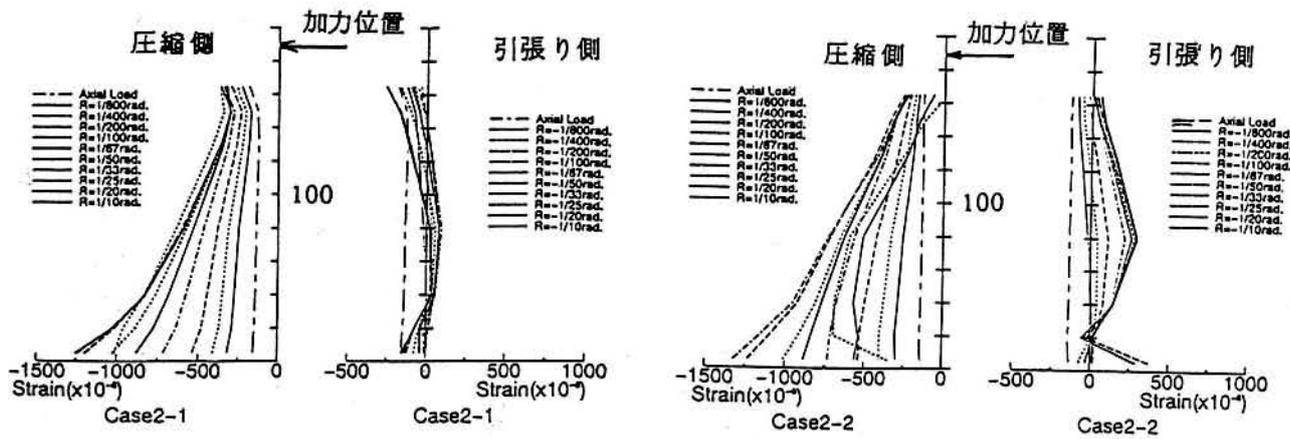


図-6 鋼管に発生する各サイクル毎の最大ひずみ分布

れが認められ、繰返し载荷の最終サイクルで柱脚部に軸方向で圧縮、軸直交方向で引張り降伏が生じた。

主筋のひずみ特性は丸鋼を用いたCase2-1とは明らかにその性状が異なり、柱脚部で最も大きなひずみを示し、柱部材では脚部から80cm付近から頂部側へ急激に小さくなっている。スラブ内も同様な傾向がみられる。これは、付着が健全であったためである。帯筋のひずみもCase2-1試験体とは異なり、脚部から30cm、60cmの位置での最大1000 μ 程度の値を示し、主筋の違いによる影響が認められた。

d)Case3-1試験体

変形の増大により曲げひび割れが脚部から頂部に向かって発生した後、せん断ひび割れが脚部から45cmの位置に発生した。さらに変形が大きくなると脚部の圧縮側コンクリートに軸方向のひび割れ(圧壊)が発生し、それが徐々に拡がり、主筋が圧縮降伏した直後に最大荷重を示した。その後、耐力低下の少ない靱性のある挙動を示したが、破壊は脆性的であった。その状況は脚部から50cm付近までコンクリートの圧壊が広がりかぶりコンクリート(脚部から70cm付近)が剥落し、主筋が座屈するという経過であった。また、主筋が座屈した部分の帯筋は135°に折り曲げたフックが伸ばされる現象が認められた。

主筋のひずみ特性はCase2-2と同様の傾向を示すが、柱部材内のひずみは、脚部から頂部に向かってほぼ直線的に減少している。一方、帯筋は、脚部から80cmの位置の帯筋が、先ず降伏に至り、破壊時は40cmの位置の帯筋も降伏した。

e)Case3-2試験体

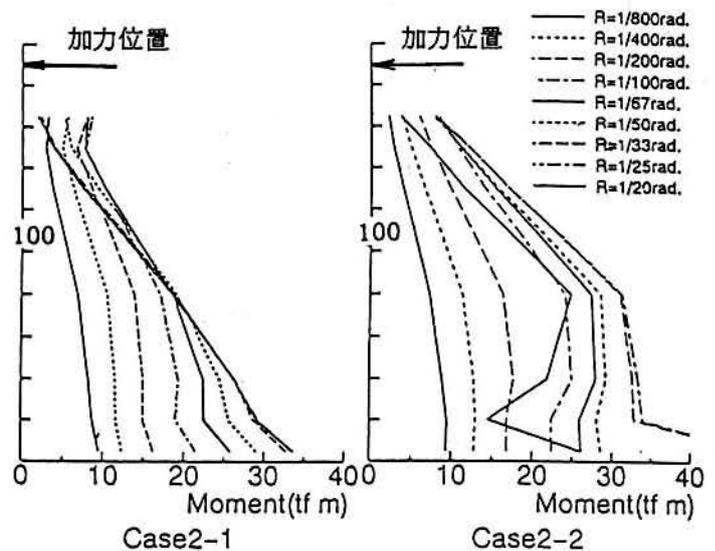


図-7 鋼管に発生する各サイクル毎の最大曲げモーメント

最大荷重まではCase3-1と同様な傾向を示す。それ以降は脚部のかぶりコンクリートの剥離が顕著であるが、载荷最大変位まで耐力低下の少ない靱性のある挙動を示した。

主筋のひずみ特性はCase3-1試験体と同様である。一方、帯筋は外周の帯筋のひずみに比べて中子筋の方が実験を通じて大きく、中子筋では、脚部から40cm、80cmの位置でのひずみが顕著であり、最大変位の载荷時に降伏ひずみに達している。

破壊したCase1, Case3-1についてみると、Case1では最大耐力の生じる前にコンクリートに圧壊が生じており、Case3-1では最大耐力の生じる直前に鉄筋の降伏が生じている。これらのことから、両ケースの破壊モードは曲げせん断破壊であると考えられる。また、破壊に至らないケースは最大耐力の生じる前に鉄筋の降伏が生じている。このことか

表-2 実験および終局曲げモーメントより得られる最大荷重の比較

Case	実験値 (tf)	鉄道設計標準		道示 (ファイバー解析1)		終局強度設計資料		e関数法		ファイバー解析2	
		計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
Case1	24.5	25.9	0.95	26.3	0.93	27.6	0.89	26.6	0.92	25.3	0.97
Case2-1	37.7	38.5	0.98	46.3	0.81	34.1	1.11	33.9	1.11	40.5	0.93
Case2-2	49.8	42.3	1.18	51.5	0.97	39.2	1.27	37.9	1.31	46.1	1.08
Case3-1	28.9	27.1	1.07	26.6	1.09	30.2	0.96	27.9	1.04	27.5	1.05
Case3-2	29.1	27.1	1.07	26.6	1.09	30.2	0.96	27.9	1.04	27.8	1.05

表-3 実験による最大荷重と終局せん断耐力の比較

Case	実験値 (tf)	鉄道標準		道示		終局強度設計資料		終局強度型指針	
		計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
Case1	24.5	24.4 (0.94)	1.0	9.9 (0.37)	2.49	33.0 (1.2)	0.74	13.4 (0.49)	1.83
Case3-1	28.9	34.3 (1.27)	0.84	20.2 (0.76)	1.43	37.2 (1.23)	0.78	31.6 (1.05)	0.91
Case3-2	29.1	49.3 (1.82)	0.59	35.1 (1.31)	0.83	41.8 (1.38)	0.70	56.1 (1.85)	0.52

*括弧内は終局せん断耐力と終局曲げモーメントより得られた最大荷重比を表す。

ら、変形モードとしては曲げ型であると考えられる。

(2) 鋼管のひずみ状況

鋼管のフランジの柱軸方向のひずみ成分に関する各サイクルの圧縮側と引張り側の最大値分布を図-6に示す。圧縮側(正加力時)では、軸方向ひずみが変形角の増大により大きくなり、最大で1400 μ 程度の値となっている。引張り側(負加力時)では、実験を通じてひずみは100~300 μ 程度と小さく、曲げ引張応力を負担していないことが認められる。

次に、フランジの軸方向ひずみより求めた鋼管に作用した曲げモーメントの推移を各加力サイクルのピーク毎に図-7に示す。曲げモーメントは、正負ピーク時の鋼管のひずみより得られる中立軸とその軸周りの圧縮応力に関するモーメントとして求めた。これより、Case2-1では最大で約30tf・m、Case2-2では40tf・mであり、実験の最大曲げモーメント(Case2-1:71.6tf・m、Case2-2:94.6tf・m)の5割程度の値となっており、耐力に大きな影響を及ぼしていることが認められる。

4. 各ケースの耐力の比較

実験により得られた最大荷重と種々の計算手法に基づく終局曲げモーメントより得られる最大荷重との比較を表-2に示す。用いた手法は、基準類として鉄道構造物等設計標準・同解説(以後、鉄道標準と

呼ぶ)、道路橋示方書(以後、道示と呼ぶ)および建築系の鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料(以後、終局強度設計資料と呼ぶ)の3種類、さらに良く用いられている解析方法として、e関数法とファイバー解析(応力~ひずみ関係として六車式を使用)による手法の2つを用いた。Case2-1,2はいずれも図-6に示した鋼管のひずみ特性に基づき圧縮側の鋼管のみを圧縮鉄筋として考慮して算出した。Case2-2を除き、いずれの評価手法も実験値との差異が1割程度とかなり小さいことが分る。

次に、終局せん断耐力より得られる最大荷重との比較を表-3に示す。計算には、鉄道標準、道示、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、終局強度設計資料(以後、終局強度型指針と呼ぶ)の4種類を用いた。これより、Case1の鉄道標準に基づいた値を除き計算値は実験値と大きく異なり、ほとんど計算値がCase1を除き大きな値となっている。

さらに、表-3に合わせて示した終局せん断耐力と終局曲げモーメントより得られたそれぞれの最大荷重の比より、Case1を除きその値はほぼ1.0以上であり破壊モードが曲げ破壊型であることを示している。しかし、実験ではCase3-1も曲げせん断破壊を示している。このことから、比較的高い軸力下での

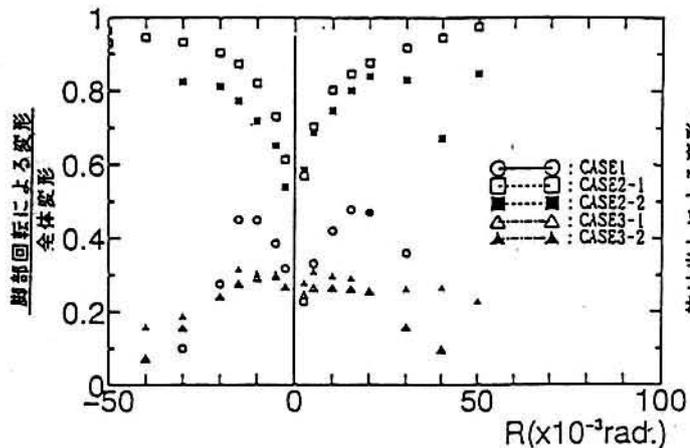


図-8 全体変形に占める脚部回転の影響

せん断破壊の可能性の評価としてこの最大荷重比を用いる場合にその値に注意が必要であろう。

最後に、復旧柱のCase2-1,2の耐力はCase1に対して、それぞれ1.5, 2.0倍とかなり向上していることが分る。

5 各ケースの変形性能の比較

(1) 柱自体の変形性能

まず、脚部に取りつけた変位計より算出した脚部回転による変形が全体変形に占めるの割合の推移を図-8に示す。さらに、全体変形に占める鉄筋の拔出しによる変形の割合の推移を図-9に示す。ここで、鉄筋の拔出しによる変形は、スタブ部分の鉄筋の拔出しによる脚部回転量から、それが全体変形に及ぼす影響を計算したものである。鉄筋の拔出し量はスタブ部分の主筋のひずみを積分して算定している。これより、各ケースの鉄筋の拔出しによる変形は、最大荷重付近までほぼ荷重とともに増大し、全体変形に占める割合が大きいことが分る。さらに、それ以降は拔出し量の増大はなく、試験体部分だけが変形することが認められる。このため、最大荷重までの変形を評価する場合には、鉄筋の拔出しによる影響を考慮する必要がある。ところで、Case2-1,2における角形鋼管自体の曲げに起因する柱の変形量は、鋼管フランジ側のひずみより変形の小さい間は比較的大きいが、最大3.0mm, 4.5mm程度と柱の変形が大きくなるにつれ非常に小さな値となっている。

(2) 各ケースの靱性率

各ケースにおける変位サイクルのピークを連ねた図-10のせん断力-水平変形関係より靱性率を算出

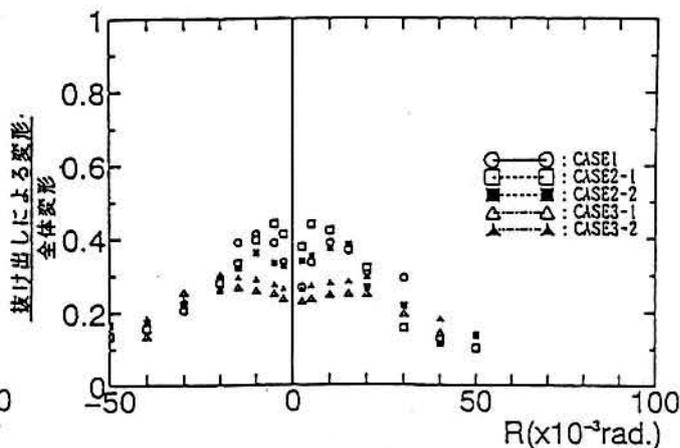


図-9 全体変形に占める鉄筋拔出しの影響

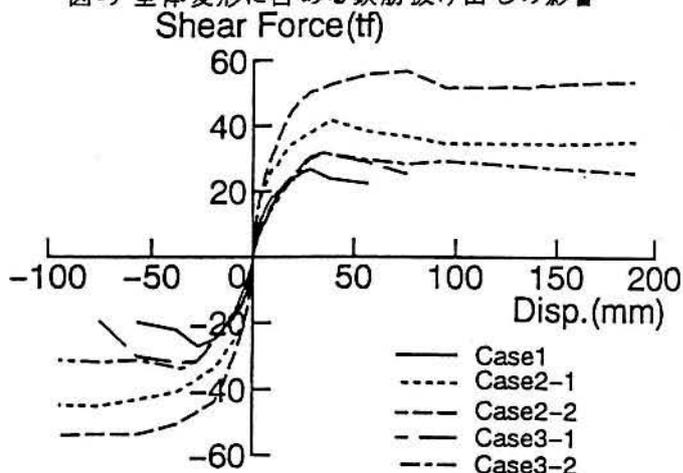


図-10 各ケースのせん断力～変位関係のピーク包絡線

し、それに関する鉄道設計標準、町田ら²⁾および松貝ら³⁾の評価式に基づく計算値との比較を行う。図中のせん断力は軸力による付加モーメントの影響を考慮した値である。実験による靱性率を算出する際、降伏変位は、i)主鉄筋が引張りまた圧縮降伏した際の変位 δy_1 , ii)最大荷重に達した際の変位 δy_2 , 終局変位は破壊時の載荷変位、また破壊していないケースについて最大載荷変位とした。これら終局変位における荷重はいずれのケースも最大荷重の80%以上の値であり、既往の評価式の定義である鉄道設計標準および松貝式による降伏荷重時の変位と町田による最大荷重の80%の荷重時の変位と異なっている。しかし、本実験では降伏荷重と最大荷重は同程度の値であることから、ここで用いた終局変位は既往の既往の評価式における定義の中間的値となっていると考えられる。さらに、本実験で用いた柱の諸条件のうち引張り鉄筋比および軸応力はこれら評価式の適用範囲外の値となっている。

このように本実験条件は各評価式の適用範囲を越

表-4 各ケースの靱性率と各種評価式の比較

Case	実験値					鉄道設計標準		町田式		桧貝式	
	終局変位 (mm)	靱性率1		靱性率2		計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2	計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2	計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2
		δy1	μ1	δy2	μ2						
Case1	57.	-	-	27.06	2.1	2.10 (44.4)	- 0.84	(0.71)	- 2.85	2.96	- 0.68
Case2-1	190.以上	51.64	3.68以上	38.26	4.97以上	-	-	-	-	-	-
Case2-2	190.以上	26.12	7.27以上	57.01	3.33以上	-	-	-	-	-	-
Case3-1	76.	27.15	2.80	34.32	2.21	3.93 (99.0)	0.60 0.48	2.99	0.94 0.74	9.08	0.31 0.24
Case3-2	190.以上	34.39	5.52以上	34.39	5.52以上	7.87 (190.5)	0.54 0.54	6.03	0.92 0.92	16.8	0.33 0.33

*ここで鉄道構造物等設計標準における靱性率の計算値中の括弧内は終局変位を示している。

えているものの、Case3-1については町田式が比較的よい対応を示していることが分る。一方、鉄道設計標準において、靱性率は実験値と異なっているが、終局変位は実験値と比較的良好に対応している。

最後に、復旧された大開駅中柱Case2-1,2は荷重変位19cm、水平方向の上下床版間の相対変位に換算して38cm以上の変形能力を有している。これは、兵庫県南部地震における上下床版間の相対変位の推定値¹⁾の10倍以上の値であり、十分な耐震性を有していることが確認された。

6. あとがき

本報告では、大開駅において復旧した中柱の耐震性能を把握することを目的とし、復旧柱および被災を受けた既設柱を対象とした水平方向交番荷重実験を実施した。合わせて、現行基準類の課題を把握するため、それに基づいて設計した柱を対象とした水平方向交番荷重実験も実施した。その結果、以下のことが明らかとなった。

i)復旧された大開駅中柱の耐力は、被災柱と同様な配筋を有する柱に比べ1.5~2.0倍、変形性能は兵

庫県南部地震における大開駅の上下床版間の相対変位の推定値に対して10倍以上の値を有している。

ii)既設柱の破壊性状は曲げせん断破壊である。

iii)現行基準類のうち作用軸力と柱の変形に応じてせん断補強筋の量を規程している建築仕様で設計された柱はそれを考慮していない場合に比べ変形能力が著しく向上している。

本実験で得られたCase1の変形性能は柱のコンクリートの強度や付着特性が被災を受けた既設柱と異なっている。被災を受けた既設柱の変形性能の推定結果については別途報告する予定である。

参考文献

- 1)廣戸敏夫他,神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析,阪神・淡路大震災に関する学術講演会,1996(投稿中)
- 2)町田篤彦,睦好宏史,豊田和彦,鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究,土木学会論文集,第378号/V-6,pp.203-212,1987
- 3)桧貝勇,二羽淳一郎,岡村雄樹,曲げ降伏後のせん断破壊に関するRC部材の破壊メカニズムに関する考察,コンクリート工学年次論文報告集,9-2,pp.329-334,1987

THE STRENGTH AND DUCTILITY OF RESTORED AND SUFFERED CENTER PILLAR AT DAIKAI SUBWAY STATION BASED THE EXPERIMENT

Hiroomi Iida, Hifumi Aoki, Toshio Umehara, Susumu Nakamura, Tatsuya Okamura

In order to find the strength and ductility of the restore center pillar, cyclic horizontal loading tests were carried on the specimens for the restore center pillar, the suffered pillar and pillars designed by the recent code with respect to manner of Japanese society of civil engineering and architectural Institute of Japan. As a results of these, it is found that the restored pillar has enough seismic performance even if hyougoken Nunbu earthquake occurred again.

神戸高速鉄道・大開駅復旧工事の設計と施工

神戸高速鉄道(株)	廣戸 敏夫*
日本鉄道建設公団	飯田 廣臣**
日本鉄道建設公団	青木一二三***
佐藤工業(株)	小向 將介****
佐藤工業(株)	山原 陽一*****
佐藤工業(株)	横山 正樹*****

神戸高速鉄道・大開駅は、開削工法により建設された地下駅であるが、ホーム階の中柱が圧壊したことにより上床版が折れ曲がり沈下し、直上の国道28号線に最大2.5mに及ぶ陥没が生じる大被害を受けた。

被害状況を勘察した結果、地下駅の躯体は下床版を残して撤去し、側壁、中柱、上床版を改築することとした。設計に当たっては、運輸省から示された「鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様」に基づき、今回程度の地震に耐えられるよう構造計算を行った。特に大被害の引き金となった中柱については、角形鋼管を用いて十分な耐力と変形性能を持たせた。施工に当たっては、SMW工法による仮土留工を施工した後、被災した躯体を撤去して新設躯体を構築した。

1. はじめに

兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の崩壊は、「地中構造物は地震に強い」という常識を覆すものである。今回の地震では、大開駅以外にも開削トンネルや地下駅は、崩壊に至らないまでも、RC中柱や側壁がかなりの被害を受けている。

地中構造物は、地上構造物と異なり、見かけの質量が周辺地盤より小さいことや周辺地盤に拘束され周辺地盤と同様に振動するという特徴を有している。沖積軟弱地盤では、地震動による地盤のせん断変形が無視できないほど大きいことから、これの影響を考慮した耐震設計が普及しつつある。しかし、大開駅付近の地盤のように、軟弱地盤とは言えない普通地盤でも、今回と同程度の地震が作用すれば、地中構造物に無視できない影響を与えることが明らかに

なった。また、地中構造物においても、部材の終局耐力をも意識した限界状態設計法を採用しなければならないようである。

大開駅については、地震被害状況と動的解析等により原因の分析を行い、崩壊の引き金になった圧壊した中柱について既設柱および補強柱の耐力確認を実施し、今回併せて報告している¹⁾²⁾。本文は、復旧工事における設計と施工概要を報告するものである。

2. 復旧方針

(1) 被災状況の分析

今回の地震で大開駅が崩壊に至る破壊メカニズムを被害状況から想定したものが図-1である。地盤のせん断変形により構造物が強制的にせん断変形を受け、高軸力状態の中柱が圧壊したことが、主たる要因である。復旧設計における耐震設計法は、このような地震時の地盤のせん断変形を考慮する設計法として一般的な応答変位法によることとした。

(2) 設計・施工の基本方針

復旧は、被害の大きさに鑑み、先ず運輸省に復旧計画書を提出し、鉄道施設耐震構造検討委員会（以下、委員会と呼ぶ）で検討、承認された後、作業を進めることとなった。

被災直後は、復旧設計方針が固まっていないこと

キーワード：地下構造物、耐震設計、耐震補強、応答変位法、非線形解析、復旧工事

* 神戸高速鉄道(株)専務取締役、078-351-0881

** 日本鉄道建設公団大阪支社（旧神戸高速鉄道(株)）、06-374-7953

*** 日本鉄道建設公団設計技術室、03-3506-1861

**** 佐藤工業(株)東京支店、03-5323-5830

***** 佐藤工業(株)大阪支店、06-203-7224

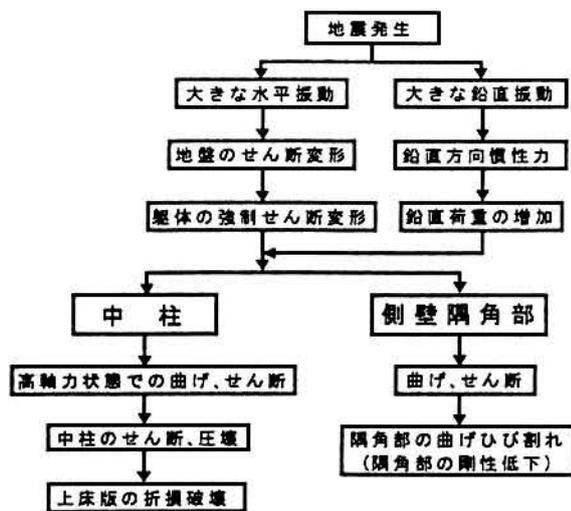


図-1 破壊メカニズムの概念

から、段階的な復旧方法をとることとした。ただし、被害状況から、土留工を施工して上載土を取除き、崩壊した上床版と圧壊した中柱および変形した側壁を取壊し撤去した後、再構築することとした。

すなわち、第一次復旧工事計画書(2月28日)で土留工の施工と掘削、上床版と中柱および側壁の取壊しが承認され、第二次復旧工事計画書(5月31日)で再構築の設計、施工法が承認された。

再構築の設計は、4月に委員会が取りまとめた「阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様」に基づくことになった。この耐震設計の考え方は、次の通りである。

- ① 耐震設計に用いる地震動は、兵庫県南部地震において基盤で観測された最大地震動を用いる。具体的には、神戸ポートアイランドで観測された地下83mの地震波とする。
- ② 耐震設計法は、応答変位法によることとする。また、鉛直地震動による荷重として、鉛直方向の慣性力を作用させる。
- ③ 構造部材等の検討は、限界状態設計法によることとし、せん断耐力が曲げ耐力以上になるようにして十分じん性のある耐震性能を確保する。

3. 設計

(1) 設計の基本的考え方

開削トンネル等の地中構造物の耐震設計は、地震時の地盤変位を考慮する応答変位法が一般的であるが、構造部材の弾塑性挙動を考慮しても地上構造物のようにエネルギー吸収能(例えば、Newmarkのエネルギー一定則の適用)で対応できないことなどが最大の相違点であろう。このため、降伏耐力を超えた終局耐力を考えるならば、解析手法は部材の非線形特性を考慮したものでなければならない。しかし、復旧設計に当たっては、復旧工事の工程を滞らせることのないよう、迅速に設計成果が得られなければならない。このため、解析が容易であること、設計方法の細部が確定されていないことを配慮して線形解析によることとした。なお、事前の線形解析による概略検討によって、部材断面を殆ど変更なく設計できることが予想された。

構造物は、特に被害が見られない下床版と側壁下端を存置し、それ以外は全て取壊して再構築することとしたため、新・旧混在の構造で設計することになった。

(2) 設計条件

既存構造物の設計は、神戸高速鉄道東西線構造物設計示方書および計算基準により昭和37年に実施されている。今回の復旧設計における適用基準は、常時は、神戸高速鉄道東西線土木構造物設計基準(昭和58年)を用い、耐震設計は、特別仕様を基本に、建造物設計標準(基礎構造物、抗土圧構造物)(昭和61年)³⁾

表-1 大開駅新・旧設計条件の比較

項目		旧設計	新設計
設計法	常時	許容応力度法	許容応力度法
	地震時	無し	限界状態設計法
荷重	土圧	Rankine 主動土圧(K=0.33)	静止土圧(K=0.5)
	上載土	地下水位以上 $\gamma = 1.6 \text{ tf/m}^3$ 地下水位以下 $\gamma' = 2.0 \text{ tf/m}^3$	同左
	地震時	無し	地盤変位による水平土圧 上載土によるせん断力 鉛直慣性力 $K_v = 0.35$
使用材料	コンクリート	躯体: $\sigma_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$ 中柱: $\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$	躯体: $\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 中柱: $\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$
	鉄筋	普通丸鋼 SS41	異形鉄筋 SD295
解析法		とう角法	変形法

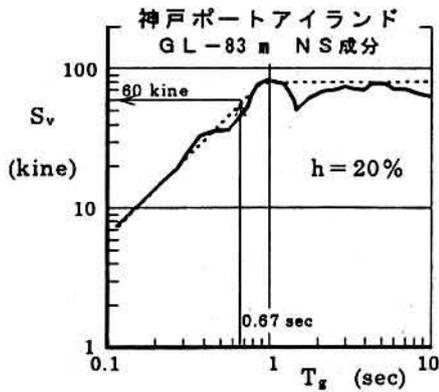


図-2 速度応答スペクトル

表-2 N値および層厚による特殊地盤の条件

粘性土		砂質土	
N値	層厚	N値	層厚
N=0	2 m 以上	N ≤ 5	5 m 以上
N ≤ 2	5 m 以上	N < 10	10 m 以上
N < 4	10 m 以上		

(以下基礎標準と呼ぶ)と鉄道構造物設計標準(コンクリート構造物)(平成4年)⁴⁾を、細部については「基礎・抗土圧構造物設計標準に関する委員会」資料を用いた。大開駅の新・旧設計条件の比較を表-1に示す。

今回の復旧設計では、高架橋の柱の耐震補強が鋼板巻きRC柱としていることや高軸力部材の設計法が示されていないこともあり、圧壊した中柱は角形鋼管補強RC柱とした。また、地中構造物の今回の被害では主鉄筋の折曲げ始点付近でコンクリートのひび割れが顕著なことおよび施工性を考慮して躯体の主鉄筋は、直筋主体の配筋とした。

なお、大開駅付近の地盤は、現行の基礎標準における地盤区分では、応答変位法により耐震設計を行う特殊地盤*に該当しないことから、現行の基準では耐震設計を必要とせず、若干の差異はあるものの、中柱を含め、旧設計と大差ないものになるであろう。

[*特殊地盤とは、表層地盤のN値および層厚が表-2の条件に該当するか設計水平震度0.2における水平地盤変位量が3.0 cm以上の場合である。ちなみに、当該地盤の水平地盤変位量は2.5 cmで特殊地盤に該当しない。]

(3) 設計結果

a) 地盤変位量

地盤条件と神戸ポートアイランドの地下83 mの地震波から求めた図-2に示す速度応答スペクトル

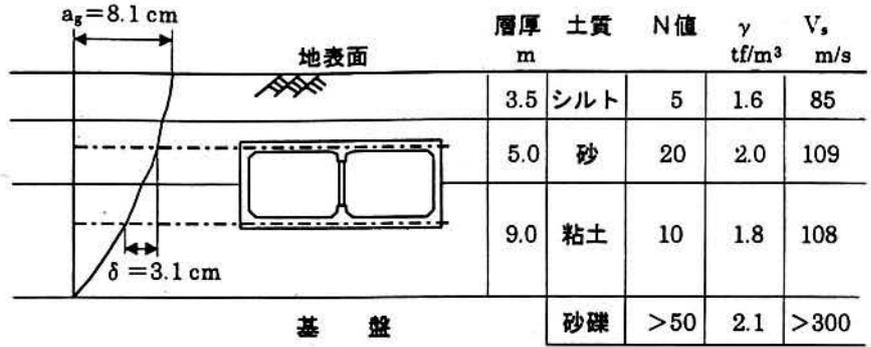


図-3 地盤定数と地震時地盤変位量

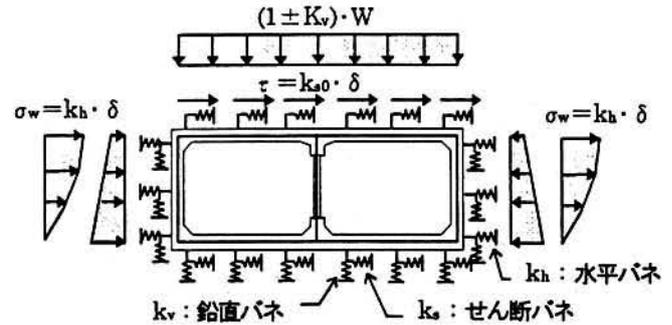


図-4 地震時の構造解析モデルと荷重

から計算した地盤変位量を図-3に示す。地表面の変位量 a_g が 8.1 cm に対して上・下床版間の相対変位量 δ は 3.1 cm である。

b) 荷重および解析モデル

地震時の荷重および解析モデルを図-4に示す。鉛直震度は、水平震度の1/2、 $K_v=0.35$ とした。

c) 断面力

地震時の曲げモーメントおよびせん断力を図-5に示す。地震時の曲げモーメントは、側壁上・下端隅角部が常時に比べはるかに大きく、耐力の向上を要することから、再構築する上床版および側壁は必要鉄筋量を配置し、側壁下端隅角部は鉄筋コンクリートの増打ちで耐力増加を図った(図-6)。

図-7に配筋概要図を示す。せん断耐力向上のための帯鉄筋の増加も含め、鉄筋量の増加率は、側壁で2.5倍、上床版で1.3倍、全体で1.5倍である。中柱の断面力は、3.5 m 間隔であるので、1柱当たり曲げモーメント $M_d=125.0$ tf·m、せん断力 $V_d=62.0$ tfである。旧断面 0.4×1.0 m に対して、新設計では、図-8に示すように、 0.45×0.45 の角形鋼管(厚さ 12 mm)を3本組合わせて耐力向上を図った結果、鋼管を帯鉄筋とみなした帯鉄筋比 p_w は 5.3 %で、せん断に対する安全性は問題無いものとなった。

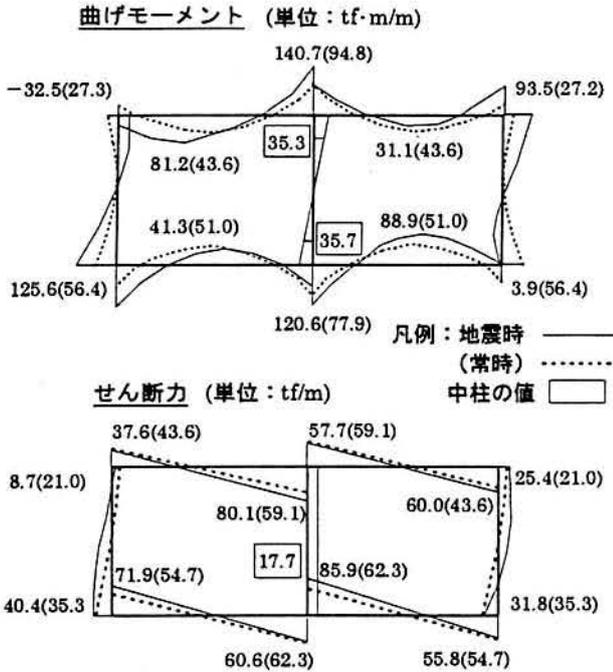


図-5 断面力分布

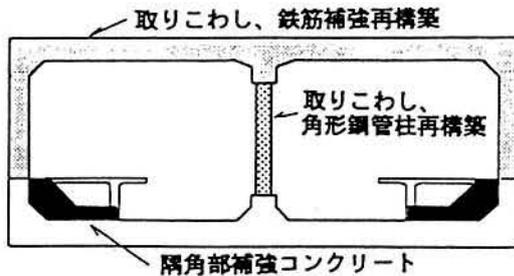


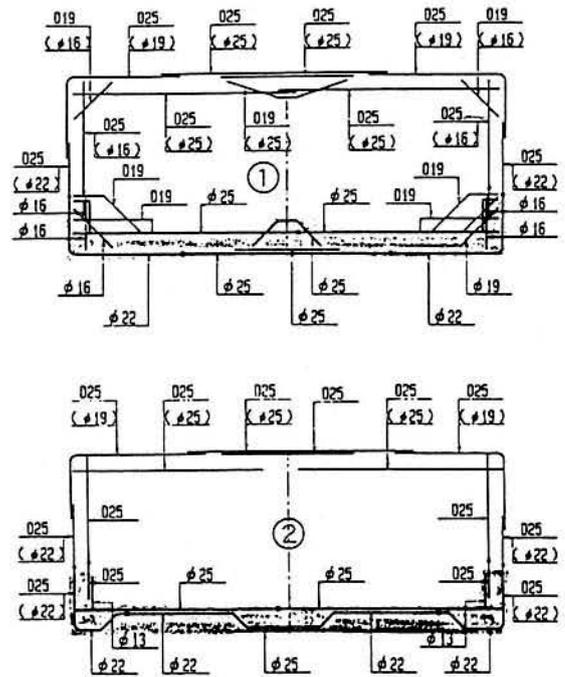
図-6 1層部再構築範囲

細部の設計を含め、全設計が終了したのは6月末であり、7月6日には最初の躯体コンクリートが打設され、7月29日には1層部の最後の躯体コンクリートが打設されるに至った。

(4) 非線形解析による検討

RC構造物では、今回程度の地震に対して非線形領域の耐力、変形性能を考慮した耐震設計法が一般化しつつある。

迅速な設計を要することから復旧設計では、線形解析によったが、角形鋼管補強RC柱の強度特性、隅角部補強コンクリートによる剛域への影響など構造および解析上の問題がある。その後、8月に角形鋼管の実大供試体による高軸力交番水平載荷試験を実施して強度特性が明らかになったこともあり、部材の非線形性を考慮した解析による安全性の照査を試みた。なお、運輸省から7月26日に「既存構造物の耐震補強の緊急措置および新設構造物の耐震設計の当面の措置について」が通達され、開削トンネルで



- ・下床版等でφ〇〇と記してある鉄筋は、既設部材をそのまま利用するものである。
 - ・上床版、側壁等で(φ〇〇)と記してある寸法は、撤去した既設構造物に配置してあった鉄筋の径である。
 - ・鉄筋間隔: 125 mm c.t.c.
- は既設コンクリート部分

図-7 配筋概要図

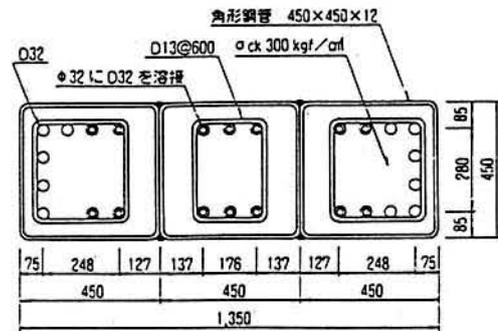


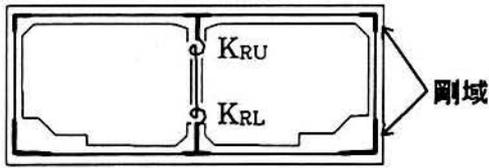
図-8 角形鋼管補強中柱構造図

も、部材の非線形性を考慮することになった。以下、1層部の非線形解析による照査結果を紹介する。

a) 解析条件

解析モデルを図-9に示す。一般の鉄筋コンクリート部材はM-φ特性を考慮したトリリニアモデル、地盤はバイリニアモデルとし、部材の剛域を考慮した非線形骨組解析である。角形鋼管柱は、試験結果²⁾から上・下端にトリリニアの回転バネを設定した。

応答変位法における地盤変位量を計算する際に必



KRU, KRL : 材端回転バネ

図-9 非線形構造解析モデル

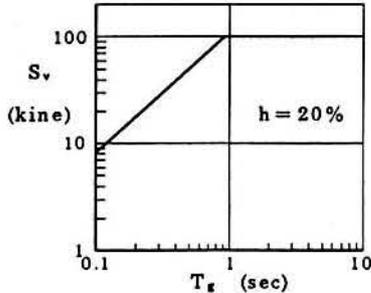


図-10 応答速度スペクトル (スペクトル適合波)

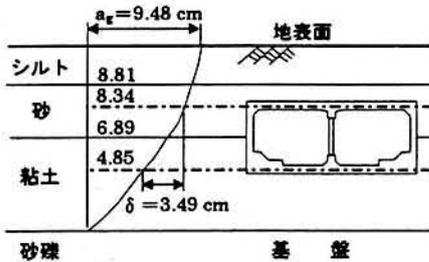
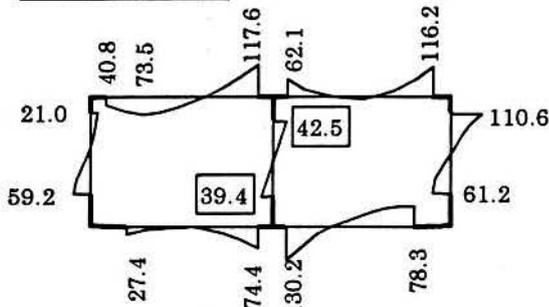


図-11 地震時地盤変位量

曲げモーメント (単位: tf·m/m)



注: 数値は剛域端の値を示す

変位 (単位: mm)

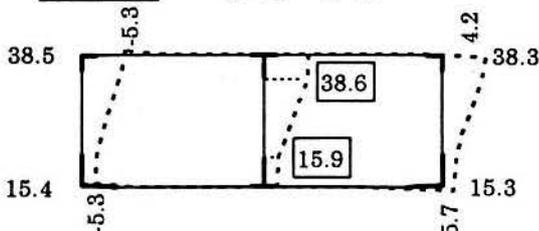


図-12 非線形解析による断面力と変位量

要な地震動の速度応答スペクトルは、鉄道総合技術研究所が作成した図-10の値を用いた。これは、神戸ポートアイランドの地下83mと神戸大学で観測

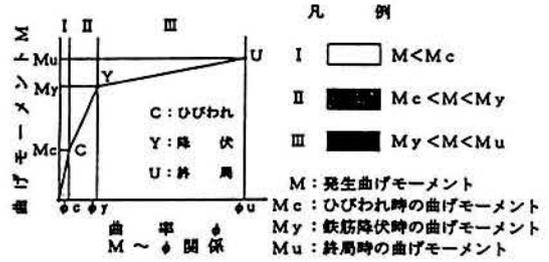
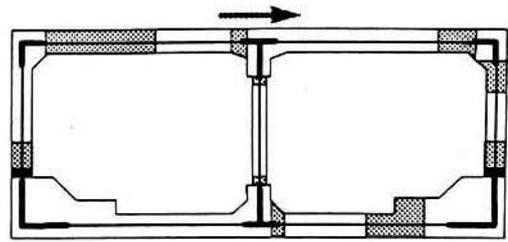


図-13 部材の発生曲げモーメント

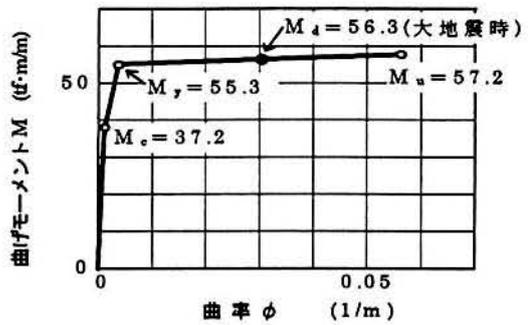


図-14 側壁下端のM-phi関係

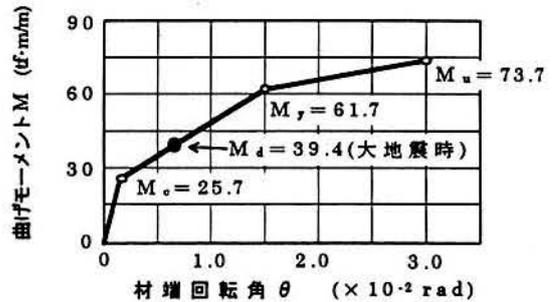


図-15 中柱下端のM-theta関係

された波形に基づき地盤の減衰定数を20%として決定されたものである。3層地盤として計算した地盤変位量を図-11に示す。復旧設計より10%程度増えている。

b) 解析結果

断面力および躯体の変位量の計算結果を図-12に、各部材の発生曲げモーメントの非線形状況を図-13に示す。側壁下端の曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えているが、図-14に示すように終局曲げモーメントには十分入っている。一方、図-15に示すように角形鋼管柱の曲げモーメントは降伏曲げモーメントに対して余力を残している。

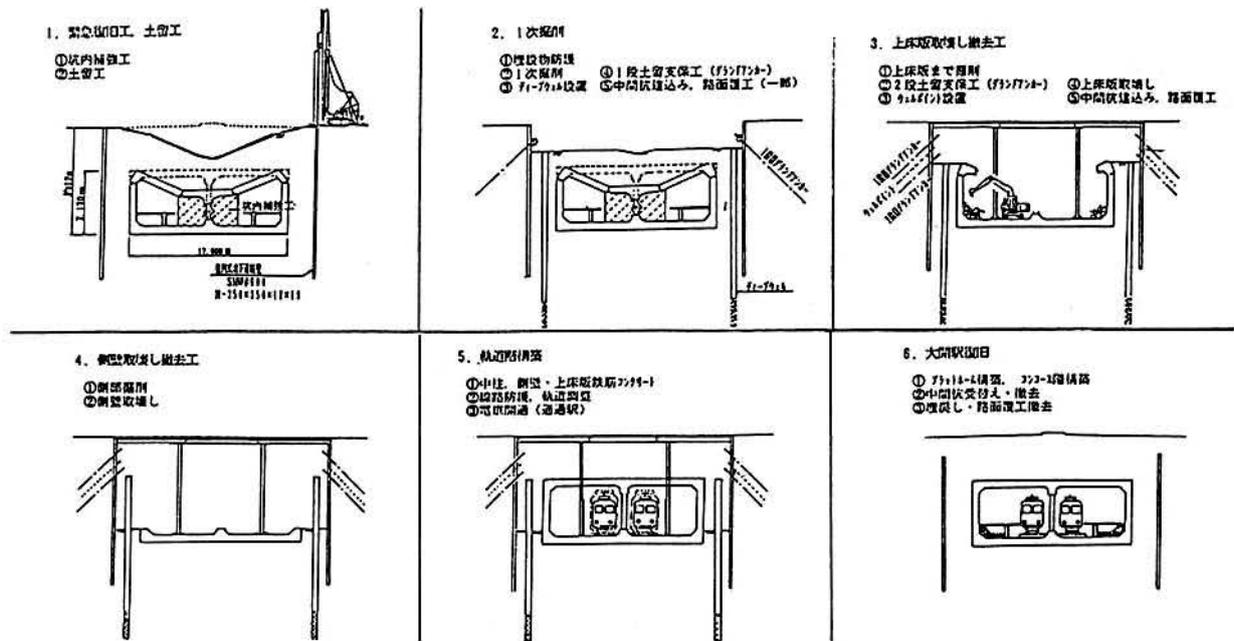


図-16 施工順序図

4. 施工

震災直後の緊急処置から復旧工事完了までの施工順序を図-16に示す。以下、施工順序にしたがって復旧工事の施工状況を述べる。

(1) 緊急復旧工

震災直後の最優先課題は二次災害の防止と、マヒしている道路交通を一刻も早く回復させることであった。

地下では中柱が圧壊し上床版が折れて沈下しているため、余震および重機の重量や振動などによりこれ以上沈下陥没が進まないように、中柱付近の上床版折損箇所エアミルクを打設し補強した。一方、路上では陥没箇所への進入禁止措置をするとともに、駅出入口の地上部分を撤去し、電柱を移設するなどして歩道を切削し、車道の拡幅を行って両側最外端部にそれぞれ2車線の通行を確保した。これらの緊急復旧工は約10日間で終了したが、震災直後から2月初めまでの間はこれら以外にも破損した埋設管の応急処置、被害状況の調査、復旧計画の策定、作業員および資機材の手配と確保、職員の宿舍の確保など課題は山積みであった。

(2) 土留工

昭和37年の建設当時は親杭横矢板工法で施工されていたが、工期短縮と安全性などから柱列式地下連続壁(SMW)工法を採用した。削孔径φ600mm、芯材は長さ17mのH形鋼(H-350)とし4孔当り3本を挿入した。建設当時の残存横矢板を避け、杭中心線

は躯体端部から3mの離隔をとった。

道路の中央部を占有帯として確保しているものの中央部は陥没しており、杭打ち機を占有帯内に据えるのは危険と判断し、杭打ち期間中は片側1車線通行として道路を片側にそれぞれ切り替え、道路側に杭打ち機を据えて施工した。使用機械は三点式杭打ち機(DH608)と芯材設置用として50tクローラークレーンをセットでそれぞれ2台ずつ配置し昼夜で施工した結果、5,880m²の地下連続壁を約1ヶ月で完了することができた。

(3) 土留支保工

土留支保工は、一般に切梁・腹起し方式が多く用いられるが、

- ・工期短縮が最優先であること
- ・取壊し時の作業空間を十分に確保したいこと
- ・中間杭の施工が困難なこと

などの理由からグランドアンカー方式を採用した。しかしながら一部の区間では埋設物が支障し、1段目のグランドアンカーの施工が不可能であったのでやむなく切梁方式を採用した。この場合においても変則的ではあるが2段目はグランドアンカー方式とした。また、作業架台として一部路面覆工を行ったが、切梁および路面覆工の施工に伴い中間杭の施工が必要になり、深礎で掘り下がって上床版に孔を空け、中間杭を建込み下床版にボルトで固定した。

(4) 地下水位低下

掘削の深さは約12mで、この程度の掘削深さでは



写真-1 躯体の取壊し状況

3段支保工が一般的であるが、3段目の支保工は側壁の取壊しの途中で設置しなければならず、工程的に不利と判断し、ウェルポイントにて土留背面の水頭を低下させ2段支保工とした。ウェルポイントは1段目と2段目のグランドアンカーの間に設置した。

また、下部の掘削、取壊しに伴い、躯体の載る洪積粘性土層下の砂礫層の被圧水により盤膨れが生ずるので、オールケーシング工法でφ1000mmの削孔を7ヶ所行い、φ600mm、深さ23mのディープウェルを設置した。これらから揚水される地下水には溶解性鉄分が90mg/l程度含まれており、神戸市の排水基準を越えているためプラント処理を行った後、下水に放流した。

(5) 掘削および躯体の取壊し・撤去

掘削は建設当時の埋戻し土であるマサ土が主体であり、施工性は非常に良好であった。使用機械は、掘削深さが浅い段階では進入路を直接場内に造成し0.7m³級バックホウにてダンプに積込み、搬出した。また掘削が深くなった段階では路面覆工上から0.8m³級クラムシェルで積込を行った。天候に恵まれたこともあり、約20,000m³の土砂を実質2ヶ月ほどで掘削、搬出できた。

4月中旬には掘削に併せて2層構造部分の地下1階の取壊しを開始したが、取壊しの最盛期は地下2階部分を取壊した5月末から6月末であった。

取壊しの範囲は、下床版および側壁下部ハンチ付近を除いた全てで、駅部に接続するトンネル一般部の被害状況と配筋上の問題を考慮し、駅部120mと一般部起点方6.5m、終点方1mとした。

施工方法は、先ず縁切り工として、両端部を鉛直方向にワイヤソーで、側壁下部を水平方向にウォールソーで切断した。また、残置する下床版およびレ

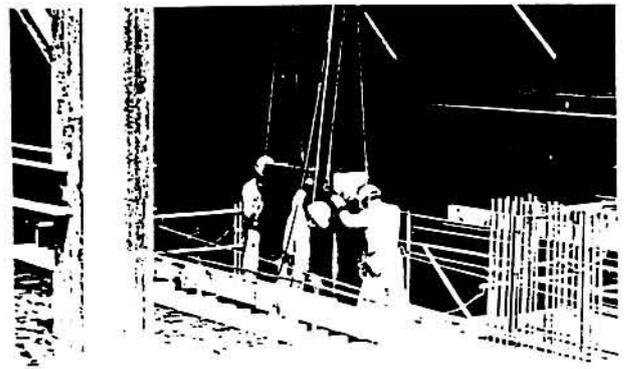


写真-2 角形鋼管中柱の施工状況

ールの保護のため鉄板、シートなどで養生後、エアミルクとコンクリートを打設してクッション材とした。

取壊し作業は主にブレイカーと圧砕機によった。当初1.6m³級のジャイアントブレイカーを導入して昼夜兼行で行ったが騒音・振動が大きかったので0.7m³級の中型ブレイカーに変更するとともにブレイカーの使用は夜10時までとし、それ以降朝6時までは小割り作業と鉄筋の切断を行うことにした。取壊し状況を写真-1に示す。

復旧工事に着手した時点から、過去に市街地でこのように大規模な地下構造物を取壊した例がないため、この躯体取壊しが最も困難であると予想され、工期の算定も非常に難しかった。しかしながら周辺住民の方々の協力のお蔭で、夜10時までブレイカーによる取壊しができたことが大きく、約5,400m³のコンクリートを実質約1ヶ月で取壊し、撤去することができた。

(6) 再構築

駅部の再構築は約20mごとの6ブロックに分けて行うことにし、躯体の撤去が終了したブロックより中柱の施工を追いかけて行い、続いて側壁および上床版の鉄筋を組み、コンクリートを打設した。

中柱の施工は、先ず既存鉄筋を曲げ延ばし、鉄筋の不足分は既存下床桁にケミカルアンカーを増打ちしてこれらに新設の鉄筋をエンクローズ溶接した。次に1辺450mmの角形鋼管を工場ですべり接合したものの上から被せて建込み、中空にコンクリートを打設した(写真-2)。

側壁の新・旧接合部分の鉄筋の処置は中柱と同様である。側壁および上床版の構築は型枠工、鉄筋工、土工など200名を越える作業員が昼夜を徹して行い、



写真-3 運転再開による大開駅通過列車

鉄筋量約 400 t、コンクリート数量約 2,450 m³の躯体を酷暑のなか僅か7月の1ヶ月で構築した。

8月に入り型枠の撤去、清掃などを行った後、軌道整備や電気関係工事に併せて建築限界外にある中間杭に線路防護網を設置した。最後に、運輸省の所定の検査を受け、8月13日には大開駅は通過ながら208日ぶりに運転が再開された(写真-3)。

(7) 早期復旧の主な要因

震災から軌道階の再構築を完了し、運転再開まで7ヶ月という工期は驚異的と思われるが、早期復旧の主な要因を挙げると次の事項が考えられよう。

- ・手戻りのない適切な復旧計画が策定できた。
- ・工程に合せた迅速な復旧設計ができた。
- ・周辺も被災しているため臨場感があり、工事関係者全員が早期復旧という目標に対して一体となることができた。
- ・早期復旧を願う地元住民の方々から最大限の協力を得ることができた。

- ・復旧の緊急性が高いため、警察、道路管理者、埋設企業者とも優先的に対応してくれた。
- ・歩・車道が広く、中央に広い占用帯を確保することができた。

5. おわりに

震災復旧という特殊な状況下ではあったが、関係者の懸命の努力により大震災から僅か7ヶ月後には軌道階の構築が終わり運転が再開された。

しかしながら大開駅は通過扱いで、今後中間杭の受替えおよび撤去、プラットホームの築造、コンコース階の構築、埋戻しなどの土木工事の外、建築・機械・電気のいわゆる開業設備工事が残されている。これらの工事には営業線近接工事も多く含まれており、安全を最優先とすることは勿論のことであるが、工事にあたり協力を頂いた地元住民の方々のためにも1日も早い大開駅の供用開始に向け、これまでと同様に最大限の努力をしていく所存である。

【参考文献】

- 1) 廣戸他：神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析、阪神・淡路大震災に関する学術講演会、1996.(投稿中)
- 2) 飯田他：実験に基づく大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能、阪神・淡路大震災に関する学術講演会、1996.(投稿中)
- 3) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説 基礎構造物、抗土圧構造物、土木学会、昭和61年3月
- 4) 運輸省監修：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、丸善(株)、平成4年10月

RESTORATION WORKS AGAINST EARTHQUAKE DISASTER IN DAIKAI SUBWAY STATION, KOBE RAPID TRANSIT SYSTEM

Toshio Hiroto, Hiroomi Iida, Hifumi Aoki, Masasuke Komukai, Yoiti Yamahara, Masaki Yokoyama

DAIKAI Station at KOBE Rapid Transit Railway is subway station which was constructed by open cut method. Complete collapse of center pillars resulted in the falling down of the ceiling slab and surface on Route 28 over the station by more than 2.5m at maximum.

Considering the severe damages of the structure, the fundamental restored procedure is planned as follows; first of all, such a suffered member of structure as side walls and ceiling slab are removed except floor slab. And then these members are reconstructed. The structure is designed based on the special manner with respect to design of the restored railway structure which has been specified by ministry of transportation. The required performance of structure is to resist the earthquake as well as Hyougoken Nunbu earthquake. By use of reinforced concrete pillar confined by steel square tube as a center pillar, sufficient seismic performance are given to the reconstructed subway station. After constructing temporal earth retaining work by SMW method, the suffered members of structure are removed. Then the new members are reconstructed.

神戸高速鉄道・大開駅の地震被害

Damage to Daikai Subway Station of Kobe Rapid Transit Railway during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake

廣戸敏夫 (ひろと としお)

神戸高速鉄道(株) 専務取締役

中村 晋 (なかむら すすむ)

佐藤工業(株)中央技術研究所土木研究部 主任研究員

飯田 廣 臣 (いいた ひろおみ)

日本鉄道建設公団大阪支社 工事第二部長

小向 将 介 (こむかい しょうすけ)

佐藤工業(株)大阪支店大開作業所 所長

1. はじめに

神戸高速鉄道・大開駅は、中柱が圧壊したことにより上床版が折れ曲がり沈下し、直上の国道28号線に最大で2.5mにも及ぶ陥没が生じるという大きな被害を受けた。

神戸高速鉄道は神戸市の三宮や元町から西代を結ぶ東西線7.2km、新開地から湊川を結ぶ南北線0.4kmからなっている。ここで三宮や元町では阪急神戸線および阪神電鉄線と大阪方面の路線と接続、西代では姫路に至る山陽電鉄線と接続、また湊川では六甲山へ至る神戸電鉄線とも接続し、東西と南北を結ぶ重要な路線となっている。これら路線の地下部は開削工法により建設され、大開駅はJR山陽線兵庫駅の北北西約500mの国道28号線下に位置し、昭和39年1月31日に竣工した。

ここでは、まず大開駅の構造、配筋や強度等の構造特性を示し、次に被害状況、地盤特性を示す。

2. 駅舎の構造特性

大開駅は図-1、2に示したように、改札のある地下1階、プラットホームのある地下2階（以後、1層部と呼ぶ）から構成される地下2階の鉄筋コンクリート構造となっている。

1層部は、上下線に対する二つのプラットホームを有し、ほぼ南西から北東の方向に120mの長さを有している。断面方向の幅は17m、高さが7.17mのボックスラーメン構造となっている。その中央部には、高さ3.82m、幅0.4m、奥行き1.0mの鉄筋コンクリート支柱（以後、中柱と呼ぶ）が3.5m間隔で35本配置されている。この中柱は上床版（厚さ0.80m）と下床版（厚さ0.85m）中に設けられた梁（それぞれ高さ；1.6m、1.75m（内ハンチ部0.2m））と接合されている。コンコース部分には地下2階に電気室および開閉所があり、比較的壁の多い構造となっている。

また、1層部の土被りは4.8m程度、コンコース部分では土被りが1.8m程度となっている。

各部材の鉄筋は丸鋼を使用しており、側壁の主筋はφ22、19、16、上・下床版はφ25、22、中柱はφ32（30本）である。中柱の帯鉄筋はφ9（c.t.c.350）を使用しており、図-3に示すように全体を巻き込む通常の配筋（定着部は直角フック）と稲妻筋と呼ばれる柱両側面の鉄筋を4本おきに交互に巻き込む配筋となっている。

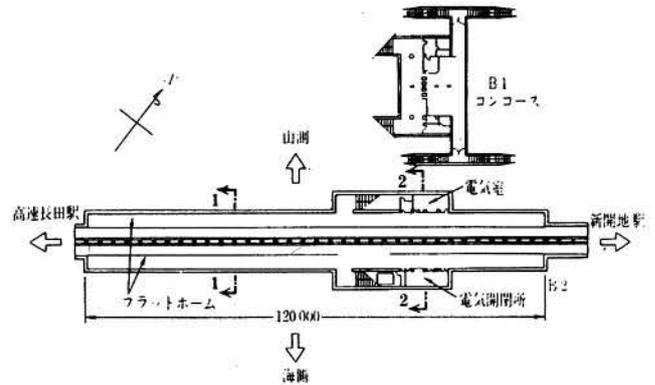
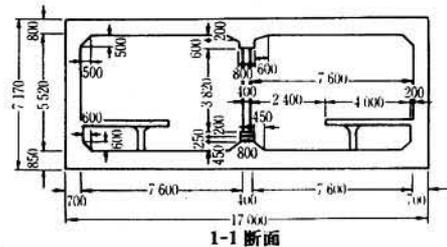
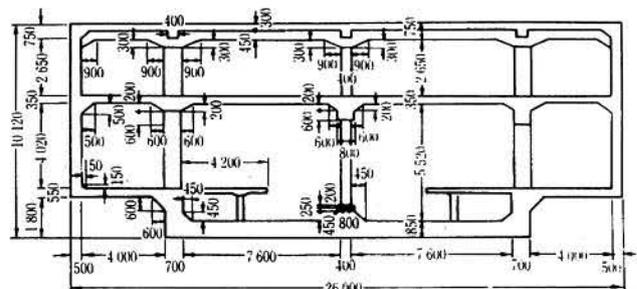


図-1 大開駅平面図



1-1 断面



2-2 断面

図-2 大開駅代表断面図

各部材のコンクリートと鉄筋の実強度および設計基準強度などの強度特性を表-1に示す。実コンクリート強度は中柱と側壁を対象として実施したテストハンマー試験より得られた圧縮強度（経年劣化の影響係数は考慮していない）の平均値である。

3. 駅舎の被害状況

駅部縦断方向に沿った中柱の被害状況を図-4に示す。場所により被害状況が異なっているので、被害を程度と構造に応じて、図-4に示すように駅縦断面を三つのゾーンに分ける。それら各ゾーンの被害概要を以下に示す。

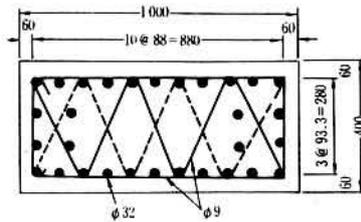


図-3 中柱の断面配筋

表-1 各部材の強度特性

材 料	部 材	設計基準強度 (kgf/cm ²)	実強度 (標準偏差) (kgf/cm ²)
コンクリート	上床版	210	380 (27)
	下床版		
	側 壁		
	中 柱	240	
鉄 筋	全部材	3 120 (降伏強度)	

3.1 Aゾーン

図-5, 口絵写真-8に示すように中柱が完全に破壊し, 上床スラブは中央から1.75~2.00mの位置に幅15~20cmの亀裂が発生して折れ曲り最大2.5m沈下した。

側壁上部ハンチの下ではコンクリートが剥離し, 内側の主鉄筋が座屈した。この部分の地山側には最大200mmの大きなひび割れが発生していた。側壁厚はプラットホームよりも上で700mm, 下で850mmとプラットホーム高さで変化している。このプラットホームよりも上の側壁は, 山側および海側とも内側に向かってわずかに倒れ込み, プラットホーム直下では側壁のコンクリートが剥離し, かなりの漏水が見られた。この部分には施工継手があり, 継手面でひび割れが発生していた。側壁下部ハンチ下にも軽微なひび割れが認められた。

プラットホーム端部にある妻壁のひび割れの発生状況を写真-1に示す。その程度は新開地駅側の妻壁のより多い。

3.2 Bゾーン

中柱6本の内, 中央部にある3本は, 柱上端の山側および柱下端の海側のコンクリートにわずかな剥離が認められる程度の被害であった。地下1階部が沈下した位置にあたる地下2階部の中柱は鉄筋が提灯状に膨らんで圧壊しており, A領域の崩壊に引きずられて地下1階部の下床版は傾いて沈下したことが分かる。

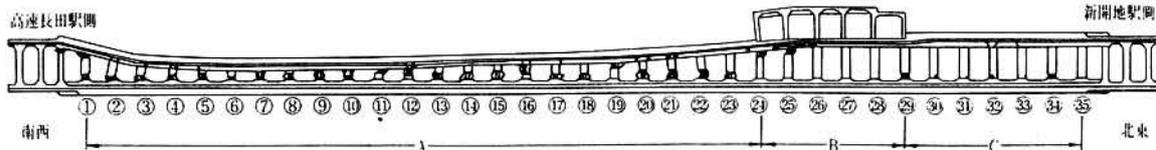


図-4 大開駅縦断方向の被害状況

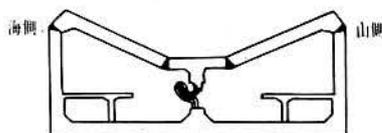


図-5 中柱 (No. 10) の被害状況

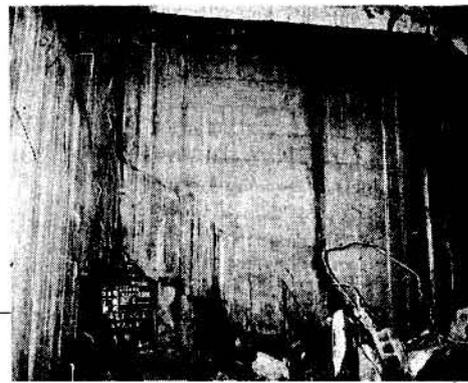


写真-1 妻壁のひび割れ



写真-2 電気室のひび割れ

地下2階にある電気室の線路直角方向壁のひび割れ発生状況を写真-2に示す。開閉所の壁にも電気室と同様にX方向にせん断ひび割れが発生しており, かなりの水平方向地震力が線路直角方向に作用したことが分かる。

3.3 Cゾーン

口絵写真-9に示すように中柱の下部が破壊され, 鉄筋が座屈して上面スラブが5cm程度沈下した。この部分の損傷モードはコンクリートの剥離等の破壊状態によりせん断破壊であろうと推定される。

また, 側壁にはプラットホーム直下におけるコンクリートの剥離は認められず, 漏水も見られなかった。また側壁下部ハンチ下にはAゾーンと同様に軽微なひび割れが認められた。

プラットホーム端にある妻壁のひび割れ数等の損傷の程度は高速長田駅側に比べ小さい。

以上の被害状況から判断できる駅舎Aゾーンの破壊のメカニズムをまず推定する。周辺地盤のせん断震動により駅横断方向のボックスラーメンに変形が生じることにより中柱に発生した断面力と, 中柱に作用している上載土に起因する軸力を合わせた力が中柱の耐力を越えていたため, 中柱が圧壊したものと考えられる。Cゾーンは中柱の破壊という意味ではAゾーンと同様であると考えられるが, 妻壁の損傷が高速長田駅側より少ないことから駅横断方向の変形がAゾーンより小さく, 上床版が被害の軽微なBゾーンの中床版とプラットホーム端の妻壁などに支えられた正方形に近い版(17×21)として上載土の重量に抵抗し崩壊を免れたものと考えられ

る。Bゾーンは他ゾーンに比べ土被りが少ないため中柱に作用した常時・地震時の軸力が比較的小さいことに加え, 線路直角方向に電気室, 開閉所等の壁が多く存在し水平方向の変形を拘束したために, 被害が軽微であったと考えられる。

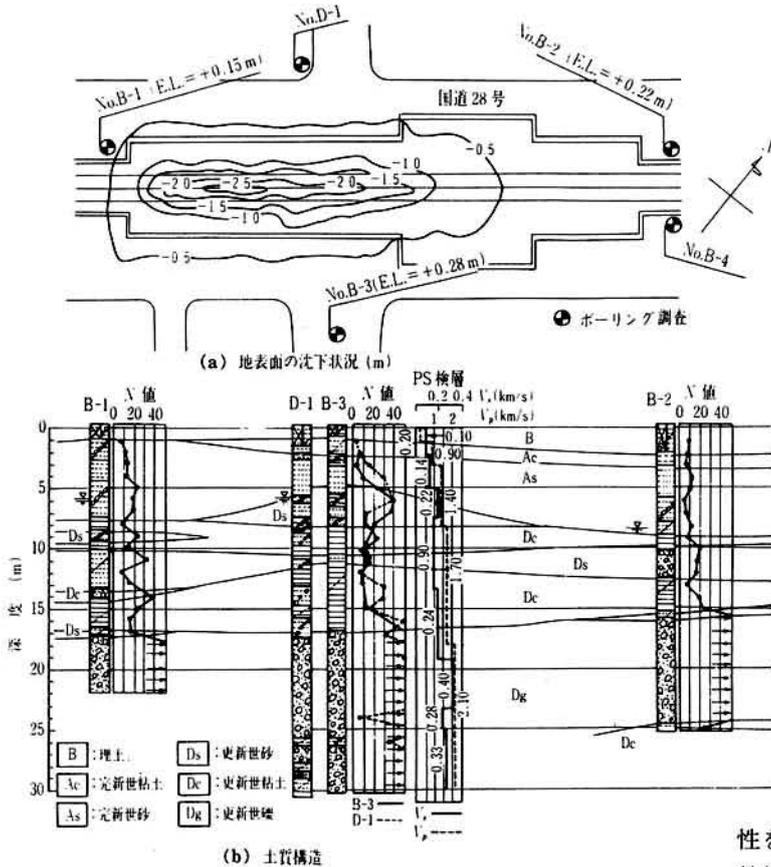


図-6 道路の陥没および土質構造

4. 道路の変状および周辺地盤構造

道路の沈下量を0.5m間隔で図-6に示す。図には駅周辺で実施した地盤調査結果に基づく土質縦断構造もあわせて示す。道路の沈下は図-4中のAゾーンにおける中柱位置を中心にくの字状に生じ、中柱位置では1.0~2.5mとなっている。特に、高速長田駅側から東方へ約20~35mの位置における沈下量は大きく、最大2.5mとなっている。沈下の影響は、側壁位置より外側にも及んでいる。

大開駅周辺地盤の縦断構造は大開駅の高速長田駅側、新開地駅側の地点および両者の間の3地点に(株)JR鉄道総合技術研究所が調査を実施した地点(No.D-1)を加えた4地点の情報に基づいて推定した。No.D-1地点では弾性波探査により得られたS波およびP波速度もあわせて示す。新開地駅付近の旧湊川から新湊川間の神戸高速鉄道沿いの地盤は後背低湿地帯であり、GL-15~17m以深には、N値が50以上、S波速度が280~400m/sの支持層が存在している。その上層にはS波速度が100~240m/s、N値が4~13の砂質土、粘性土およびN値が18~41の礫混じり砂層の互層構造となっている。さらに、GL-5~8mにはS波速度が220m/s、N値が30~41の砂礫層がレンズ状に介在している。大開駅周辺の地下水位は地震後の調査ではGL-6~8mと周辺地盤の地震前の調査結果であるGL-3~4mに比べかなり低い値となっている。

次に、大開駅構築に用いた埋戻し土であるまさ土の特

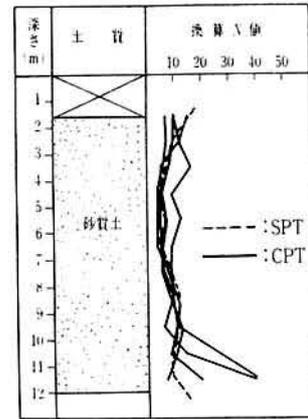


図-7 標準貫入試験および三成分コーン貫入試験によるN値

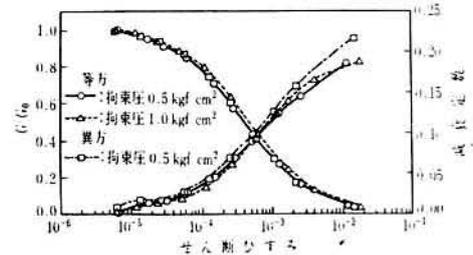


図-8 動的変形特性

性を示す。原位置で実施したRI密度試験より得られた乾燥密度の平均値は1.77g/cm³であり、地震動による締固めの影響はあると考えられるが締固め度は87% (最大乾燥密度2.03g/cm³)となっている。図-7に示す標準貫入試験によるN値および三成分コーン貫入試験より得られた換算N値の深度分布より、N値は5~15となっている。

最後に、原位置で採取した不攪乱試料を用いた中空ねじりせん断試験による動的変形特性試験の結果を図-8に示す。試験条件は図に示した3ケースであり、条件にかかわらずせん断剛性低下率とせん断ひずみの関係はほぼ同程度となっている。また、拘束圧に応じた低ひずみレベルのせん断剛性は0.5kgf/cm²で3.56×10²kgf/cm²、1.0kgf/cm²で5.85×10²kgf/cm²となっている。

5. あとがき

大開駅の被害は近代地中構造物の地震被害として初めてといっても過言ではない。ここで示した被害状況は、現存する地中構造物の耐震性を評価する上で貴重な資料になるものと考えられる。さらに、著者らは既にこの被害要因の分析¹⁾、実験により既設柱および復旧柱の耐力確認実験²⁾を行っている。それらもここで示した被害状況と同様に活用されることを願う次第である。

参考文献

- 1) 矢的照夫ほか：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（投稿中）。
- 2) 飯田廣臣ほか：実験に基づく大開駅の既設および復旧中柱の耐力と変形性能，阪神・淡路大震災に関する学術講演会，1996.1（投稿中）。（原稿受理 1995.10.3）

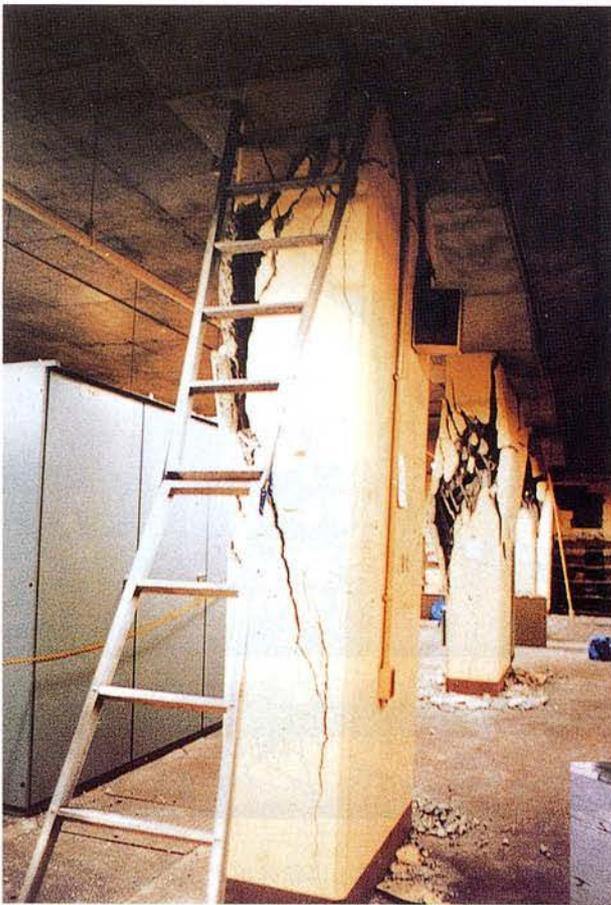
兵庫県南部地震による地下鉄構造物の被害要因

(本文37～39ページ参照)

写真-7

上沢駅の被災状況

上沢駅は大開駅から約400mほど離れており、震度Ⅶの地域にある。写真は3層2径間構造の上層中柱の被災状況である。主たる破壊は、ほぼ一様に北側上方(写真では左上)から南側下方(同右下)の方向に生じていることが特徴的である。



神戸高速鉄道・大开駅の地震被害

(本文40～42ページ参照)

写真-8

中柱の圧壊および上床版の陥没

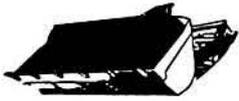
大开駅コンコース部より高速長田駅側の中柱が完全に圧壊している。上床スラブは中央から1.75～2.00mの位置にて幅15～20cmの亀裂が発生し、最大2.5mの沈下が生じている。



写真-9

中柱の損傷

大开駅コンコース部より新開地駅側の中柱の下部が完全に破壊しているものの上床版の沈下はほとんどみられない。



施 工

大 開 駅 の 震 災 と 復 旧

飯 田 廣 臣* 山 原 陽 一**
横 山 正 樹***

1. は じ め に

平成7年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震は、阪神・淡路地区に未曾有の大災害をもたらした。土木・建築構造物の被害は想像をはるかにしのぐものであったが、とくに神戸高速鉄道大開駅の崩壊は、「地下構造物は大地震が起っても安全」という神話までも崩壊させ、トンネル技術者は大きなショックを受けた。

神戸高速鉄道大開駅は、昭和37年から39年に開削工法で建設された深さ約12mの地下駅であるが、兵庫県南部地震により軌道階のほぼ全数の中柱が圧壊し、これが引き金となって上床版も折れ、直上の国道は最大で2.5m陥没した。

被害状況を精査し、復旧方法を検討した結果、被害がほとんどない下床版と側壁下部ハンチ付近を残し、これら以外の中柱、側壁、上床版などは撤去し、再構築することにした。

再構築の設計にあたっては、運輸省から示された「阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様」に基づき、今回程度の地震に十分耐えられるよう構造設計を行うとともに、とくに大崩壊の引き金となった中柱については角形鋼管を用いて十分な強度と変形性能を持たせた。

復旧工事は、まず2次災害の防止措置と道路交通を確保したうえで、柱列式地下連続壁による土留め工を施工し、路上から掘削を行い、崩壊した躯体を撤去し、再構築を行った。大震災直後の非常に困難な施工条件下にもかかわらず、関係者の懸命の努力により、軌道階の再構築は工事着手からわずか6か月後の7月末には完了し、所定の検査を経て、大開駅は通過ながら8月13日には運転が再開された。

* 日本鉄道建設公団大阪支社工事第二部長（前神戸高速鉄道(株)災害復旧部長）

** 佐藤工業(株)大阪支店大開駅作業所所長

*** " " " 工事課長

1996年(平成8年)1月

以下に、大開駅の被害状況、復旧方針と設計、および運転再開までの復旧工事について報告する。

2. 路線および大開駅の概要

神戸高速鉄道は、神戸市内に大きく隔てて起終点を持つ4つの私鉄（阪急、阪神、山陽、神戸各電鉄）を連結し、相互直通運転を行うことにより、乗り継ぎの不便を解消し、京阪神と播州工業地帯および西北神地区の輸送力を増強することによって、各地域と産業の発展に寄与することを目的として設立された第三セクターの会社である。設立は昭和33年で、出資割合は、神戸市40%、乗り入れ4電鉄合わせて40%、その他20%である。昭和37年に工事に着手し、昭和43年に運輸営業を開始した。事業の形態は、当初は自己の車両および乗務員を保有せず、乗り入れ4電鉄より借り上げて旅客輸送を行っていたが、鉄道事業法の施行により、昭和63年に鉄道施設を4電鉄に使用させる第三種鉄道事業者となった。

路線は東西線と南北線からなり、東西線は山陽西代駅を起点として高速神戸駅に至り、同駅より分岐して阪急三宮駅および阪神元町駅に至る7.2kmである。また南北線は新開地駅を起点として神戸電鉄湊川駅に至る0.4kmである（図-1参照）。

主な構造物はトンネルが大部分で、それ以外は阪急三

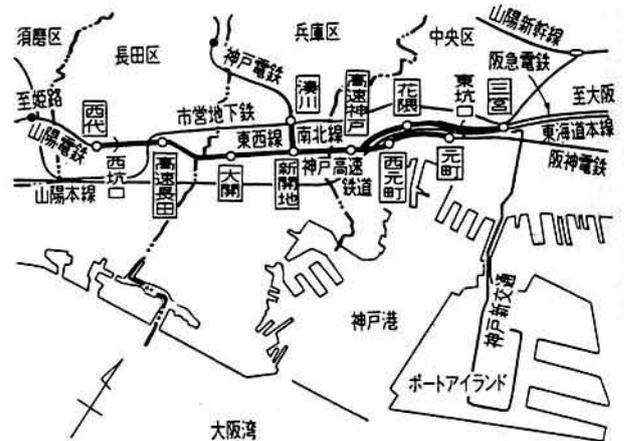


図-1 神戸高速鉄道路線図

宮駅付近の高架橋と坑口付近の擁壁および築堤である。それぞれの延長は、東西線がトンネル6.2km、高架橋0.6km、擁壁ほか0.4kmで、南北線はトンネルのみ0.4kmとなっている。

大開駅は西代駅起点1km920m、JR兵庫駅の北北西方約500mの国道28号線直下に位置し、延長120m、幅員4mの相対式プラットホーム2面を有する地下駅で、昭和37年から39年に開削工法で建設された。

大開駅の構造は図-2に示すように、駅中心より終点方は地下1階がコンコース階、地下2階が軌道階の2層構造となっており、駅中心より起点方および終点方端部は軌道階のみの1層構造となっている。1層構造部分は高

さ7.17m、幅17m、断面中央にトンネル方向に3.5mピッチで、幅0.4m、奥行き1mの長方形断面のRC中柱を有する箱形ラーメン構造となっている。

土かぶり、2層部分は1.9m、1層部分は4.8mである。

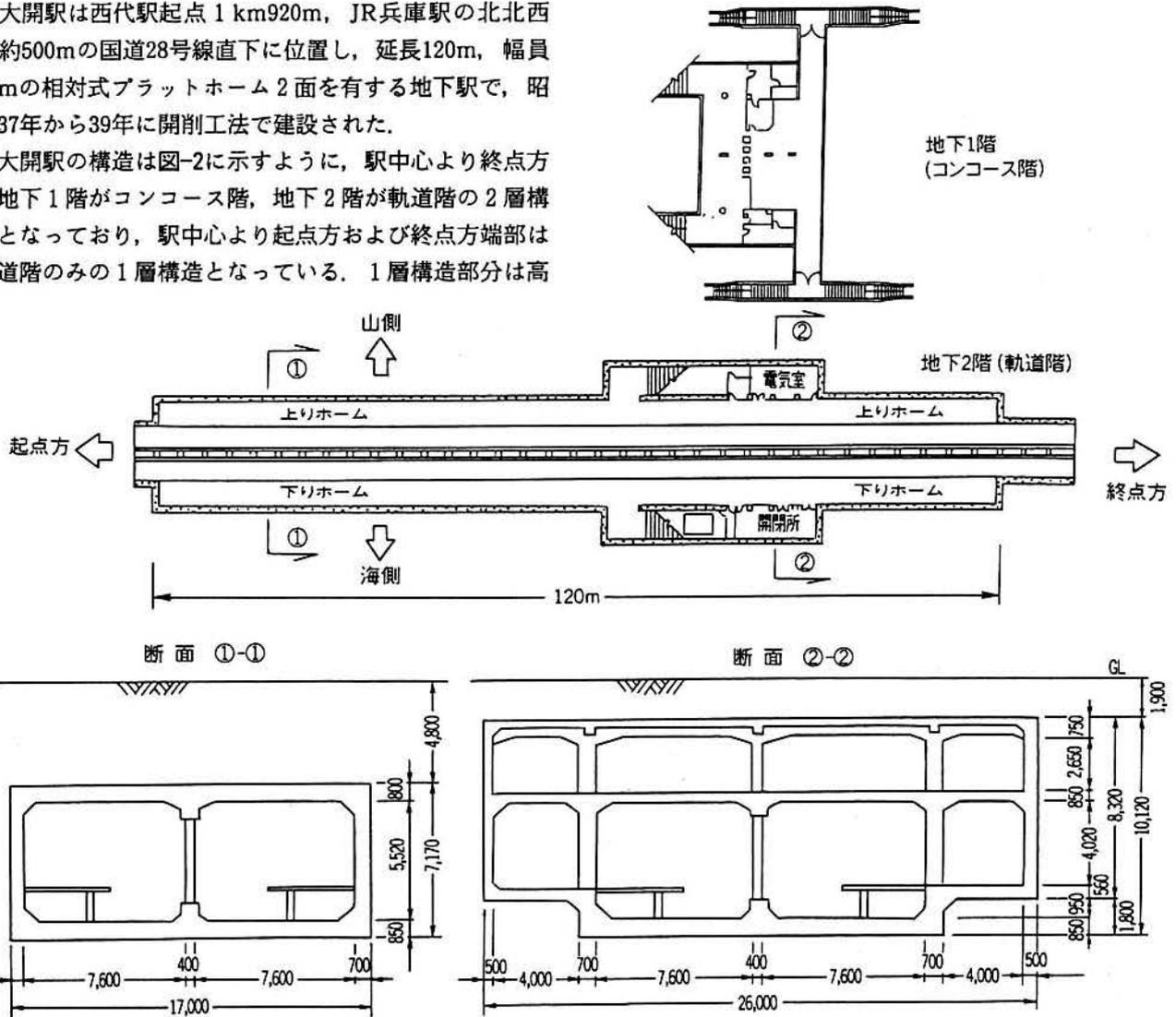


図-2 大開駅断面

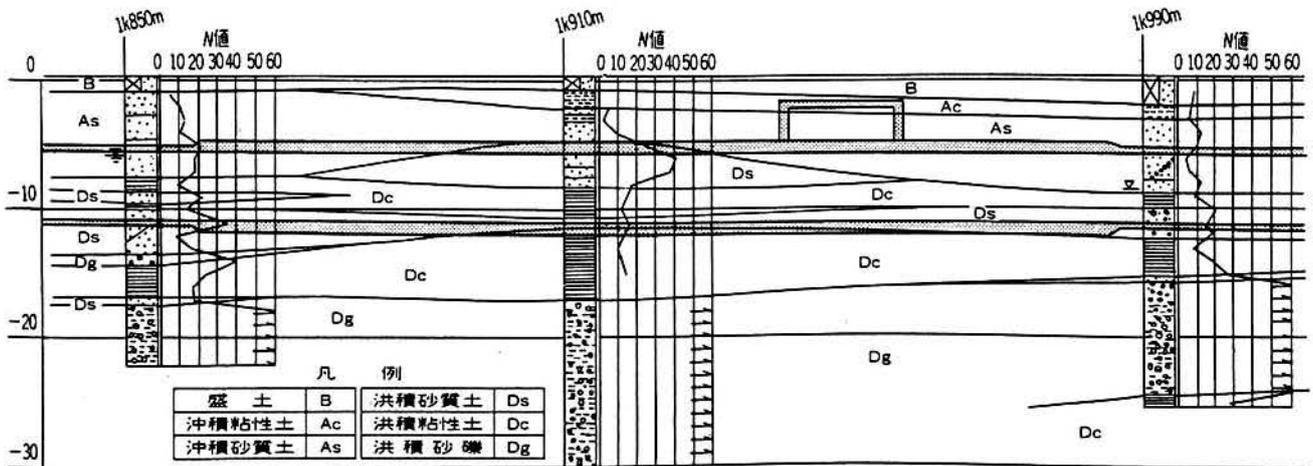


図-3 地質縦断面

周辺の地質を図-3に示す。駅中心付近に洪積砂質土層が凸状に存在しており、ほぼ上床版位置で沖積と洪積の境界となっている。上床版上の沖積砂質土層は比較的ゆるく、起点および終点方では軌道階の断面中央付近まで下がっている。躯体全体はしっかりした洪積粘性土層の上に載った状態にある。また建設当時の躯体上部および側部の埋め戻しはマサ土で行われており、 N 値は4～11であった。

地下水位は、駅中心より起点方はGL-6m付近、終点方端部はGL-9m付近であるが、多雨期には過去の調査データからGL-3m付近にまで上昇することが予測される。また躯体下部の洪積砂礫層の地下水は被圧状態にあり、底部掘削時には盤ぶくれの検討が必要となる。

3. 地震の概要

平成7年1月17日未明、兵庫県淡路島北端を震源とする地震が発生し、淡路島から神戸、西宮を中心とする阪神地区に大きな被害を与えた。この地震は「平成7年兵庫県南部地震」と名付けられた。地震の諸元は次のとおりである。

発生時刻：1995年1月17日5時46分52秒

震央位置：淡路島北端

北緯34度36分，東経135度03分

震源深さ：14km

地震規模：マグニチュード7.2

気象庁が発表した震度によると、大開駅付近は家屋の倒壊率が30%以上で、山崩れや地割れ、断層などが生ずる震度7の地域に指定されている。震度の定義は当初6を最大値としていたが、1948年福井地震の際に、震度6の地域の中にとくに大きな被害地域があったことから、その後新しい震度階（0～7）が設けられた。新しい震度階設定後、震度7の適用はこの地震が初めてである。

各地で観測された地震動の最大加速度のうち最大のものは、図-4に示す神戸海洋気象台で観測されたもので、南北成分818gal、東西成分617gal、上下成分332gal、となっている。主要動の継続時間はわずか10秒程度である。また神戸市ポートアイランドでは地表のほかに地下での記録が得られており、GL-80mの南北成分で679galが観測されている。

今回の地震は初期微動継続時間がほとんどなく、主要

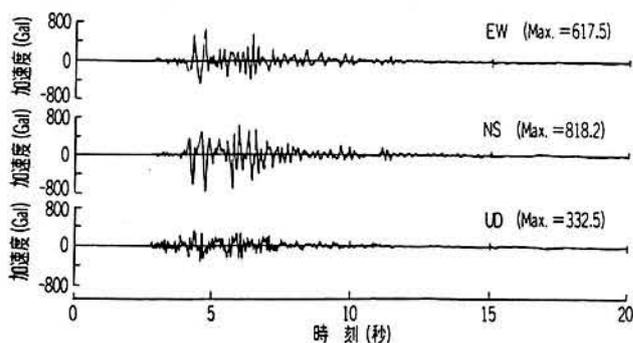


図-4 神戸海洋気象台で観測された加速度波形
 動の継続時間は非常に短いものの、上下動と水平動の最大がほぼ同時に起こっているのが特徴である。従来、上下動は主としてP波、水平動はS波で発生し、両者の伝播速度が異なることから、最大応力は上下と水平で同時には起こらないとされていたが、この地震では地震動が大きかったことに加え、上下動と水平動の最大が同時に起こったことが構造物の被害を大きくした要因と考えられる。

4. 被害状況

今回の地震により大開駅の軌道階にある35本の中柱のうち31本が圧壊し、残りの4本もせん断ひび割れが生じ、これが引き金となって上床版は折れて沈下したことにより、直上の国道28号線は幅約23m、延長約90mの範囲で路面が最大2.5m陥没し、道路交通に大きな支障を与えた（写真-1参照）。

軌道階の被害状況は場所により異なり、その程度に応じて3つのゾーンに分けられる（図-5参照）。

(1) ゾーンA（中柱①から⑳）

起点方の1層構造部分では中柱は完全に破壊し、主鉄



写真-1 道路陥没状況

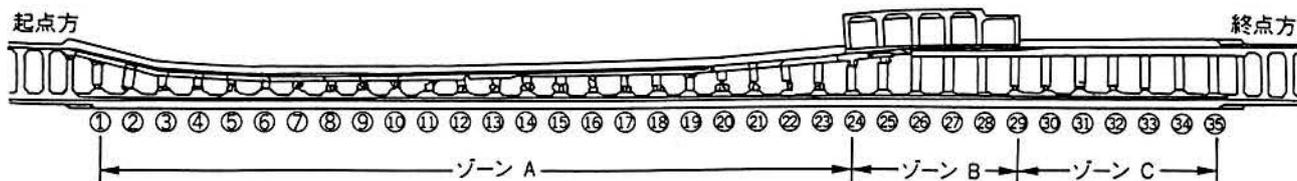


図-5 被害状況（縦断方向）

筋は露出し、大きく屈曲している。とくに中柱⑤から⑬の間はほとんど柱の形状をとどめておらず、上下端のつけ根位置から激しく破壊している（写真-2参照）。その他の中柱の破壊は位置により異なり、上端または下端で破壊し、主鉄筋が屈曲している。鉄筋の座屈方向も異なっている。⑳から㉒は真下に圧壊し、主鉄筋が提灯状に膨らんでいる（写真-3参照）。

上床版は中柱が圧壊したために最大3m近く沈下し、折曲げ鉄筋が曲げ上げられて正鉄筋の本数が減少した位置である中柱中心から2m付近で折れ曲がり、線路に平行な数本の幅150~200mmの亀裂と、線路に直角にはしる多数の幅の5~70mmのひび割れが発生した。

側壁上部ハンチの下端付近はコンクリートが剝離し、内側の主鉄筋は座屈している。取り壊しに伴う側部掘削時には側壁背面に大きな亀裂が認められた（写真-4参照）。また、側壁は内空側に倒れ込んでおり、上部ハンチの下

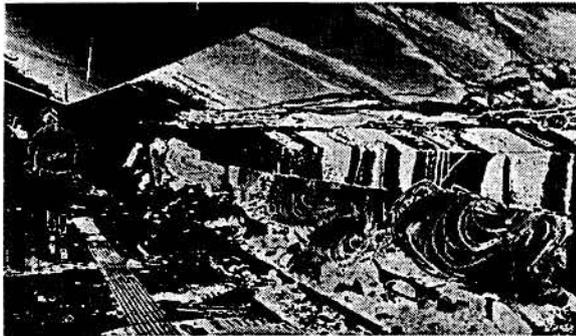


写真-2 軌道階被害状況

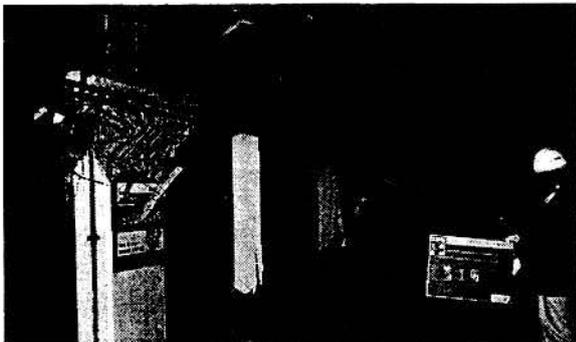


写真-3 中柱の圧壊



写真-4 側壁背面の亀裂

端付近の倒れ込み量は最大で90mm、傾斜角で約2°であった。

プラットホーム端の妻壁および妻壁付近の側壁には斜め方向にせん断ひび割れが発生しており、最大ひび割れ幅はそれぞれ5mmおよび7mmあった。

下床版にはひび割れはとくに認められなかった。

(2) ゾーンB（中柱⑳から㉒）

2層構造部分の地下2階の軌道階の中柱は㉒から㉒までは比較的被害は軽微で、中柱上端の山側および下端の海側のコンクリートにわずかな剝離とひび割れが認められる程度であった。㉒は柱の上端位置でかぶりのコンクリートがはがれ落ち、鉄筋が露出し座屈している。また㉒と㉒の間の上床桁はコンクリートが部分的に剝離し、鉄筋が露出している。階段下の両側部は電気室および開閉所に使用されているが、どちらの線路直角方向の壁にも図-6に示すようにX方向にせん断ひび割れが発生しており、大きな水平方向地震力が線路直角方向に作用したことが推測された。

地下1階のコンコース部は、中柱㉒の直上の柱はかぶりのコンクリートがはがれ落ち、鉄筋が露出していた。中床版はゾーンAの崩壊に引きずられて、起点方に傾いて沈下している。

(3) ゾーンC（中柱㉓から㉕）

終点方の1層構造部分は、中柱㉓から㉓は柱の破壊の初期の段階であり、下端位置でかぶりのコンクリートがはがれ落ち、鉄筋が露出し提灯状に膨らみ始めている。㉓はわずかにひび割れが認められる程度である。

上床版は線路に平行方向にわずかなひび割れが認められる程度であったが、内空高の測定の結果、50mm程度の沈下が認められた。

側壁はプラットホーム端の妻壁に近い部分には斜めのせん断ひび割れが発生しているが、離れた所では地震によるひび割れは少なかった。また側壁の倒れ込みはほとんど認められなかった。

プラットホーム端の妻壁には斜め方向にせん断ひび割れが生じており、最大ひび割れ幅は約0.5mmで、起点方妻壁のひび割れの状況と比較すると損傷度合いは小さい。大開駅の被害状況は以上のとおりである。

破壊のメカニズムについては、高軸力下の中柱が大きな水平方向地震力によりせん断破壊し、上床版が沈下折

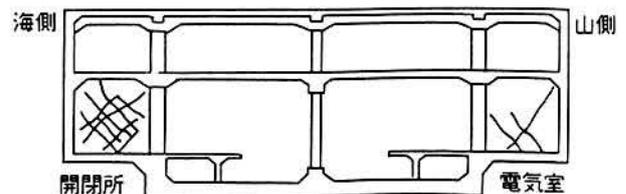


図-6 被害状況（電気室および開閉所の壁）

損したと考えられており、これに大開駅の構造上の特性を考え合わせると、次のように推測される。

ゾーンAの中柱は強い水平方向地震力と、大きな土かぶり荷重およびその鉛直方向地震力を受けて破壊した。これにより上床版は折れ曲って沈下し、側壁は内側に引っ張られ倒れ込んだ。

ゾーンBの中柱は強い水平方向地震力を受けたものの土かぶりが小さいため地震時の軸力は比較的小さかった。うえ、線路直角方向に電気室や開閉所などの壁が多く存在し水平方向の変形を拘束したため被害が軽微であった。

ゾーンCでは電気室や開閉所などの壁や、プラットホーム端の妻壁など多くの線路直角方向の壁が近くに存在したため、ボックス断面の水平方向の変形がゾーンAに比べて拘束されたこと、さらに上床版が被害の軽微なゾーンBの中床版とプラットホーム端の妻壁などに支えられた正方形に近い版として上載土の荷重に抵抗したことにより、ゾーンAと同じ土かぶりであるにもかかわらず被害程度は小さかった。

5. 復旧方針と設計

5-1 復旧方針

復旧は被害の大きさに鑑み、まず運輸省に復旧工事計画書を提出し、鉄道施設耐震構造検討委員会（委員長：松本嘉司東京理科大学教授）で検討をしていただき、問題のないことを確認していただいた後に作業に入るという手順で進められた。大開駅の復旧工事計画書は、被災直後は設計方針がまだ固まっていなかったことから、躯体の取り壊し範囲と、再構築の設計についての2回に分けて提出した。

躯体の取り壊し範囲は、ほとんど被害のなかった軌道階の下床版および側壁下部ハンチ付近以外の中柱、側壁、上床版とコンコース階のすべてとした（図-7参照）。

再構築の設計は、平成7年4月に鉄道施設耐震構造検討委員会がとりまとめた「阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別使用」に基づいて行われた。再構築の設計の考え方は以下のとおりである。

(1) 耐震設計の目標

今回程度の地震に十分耐えられる構造とすることを目標とし、耐震設計においては、構造物が設計想定地震に対して必要な安全性を確保するように設計する。

(2) 設計想定地震

耐震設計における設計想定地震は、兵庫県南部地震で観測された最大地震動とする。具体的には神戸ポートアイランドの地下80mで観測された地震波とする。

(3) 耐震設計法

耐震設計法は今回の最大地震動をもとに応答変位法に

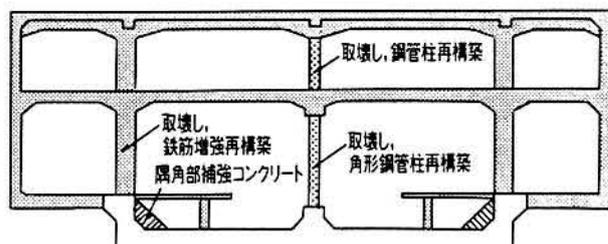
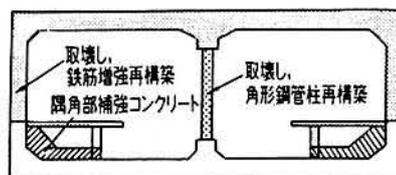


図-7 取り壊し範囲

よるものとし、荷重として、水平方向には応答変位法による地盤変位に起因する外力を、鉛直方向には慣性力を考慮する。

(4) 部材などの検討

構造物の部材などの検討は、限界状態設計法によるものとする。また耐震性能の検討にあたっては、十分なじん性を有し、せん断破壊が曲げ降伏に対して先行しないようにする。さらに今回の被災の状況は中柱が破壊したことにより大きな被害が生じていることから、中柱については適切な配慮をする。

5-2 設計

設計は上記復旧方針にしたがって行われたが、以下に1層部における地震時の設計条件を示す。

(1) 構造モデル

- 骨組は部材の軸心とし、剛域は考慮しない。地震時においては終局耐力で照査し、安全度は1.0以下とする。
- 中柱のモデルは剛結とし、角形鋼管を併用するが応力計算には剛性を考慮しない。
- 解析モデルは地盤バネ支持モデルとし、変形法による解析とする。地盤バネの算出は建造物設計標準（基礎構造物）（昭和61年3月国鉄）による。

(2) 応答計算に用いる土質定数

層厚 (m)	土質	設計 N 値
0.0 ~ 3.5	シルト	5
3.5 ~ 8.5	砂質土	20
8.5 ~ 17.5	粘性土	10

(3) 地盤反力係数

1) 鉛直方向地盤反力係数: k_v (kgf/cm³)

- 下床版 (粘性土, $N=10$)

$$k_{v1} = 1.2 \alpha E_s B_s^{-1} = 0.35 \text{ kgf/cm}^3$$

- 上床版 (埋め戻し土, $N=10$)

$$k_{v2} = 0.2 \alpha E_s B_s^{-1/2} = 2.42 \text{ kgf/cm}^3$$

ここに、

α : E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数 ($\alpha=2$)

E_0 : 地盤の変形係数 (kgf/cm^2) ($E_0=25N$)

B_v : 底面の換算幅 (cm) ($B_v=1,700\text{cm}$)

2) 水平方向地盤反力係数 : k_h (kgf/cm^3)

・側壁 (埋め戻し土, $N=10$)

$$k_h = 0.5 \alpha_s \alpha E_0 B_h^{-3/4} = 1.80 \text{kgf/cm}^3$$

ここに、

α_s : 側面に対する補正係数 ($\alpha_s=1$)

B_h : 側面の換算幅 (cm) ($B_h=717\text{cm}$)

α , E_0 は上と同じ

3) せん断地盤反力係数 : k_s (kgf/cm^3)

・下床版

$$k_{s1} = \lambda k_{v1} = 0.12 \text{kgf/cm}^3$$

・上床版

$$k_{s2} = \lambda k_{v2} = 0.80 \text{kgf/cm}^3$$

・側壁

$$k_{s3} = \lambda k_h = 0.60 \text{kgf/cm}^3$$

ここに、

λ : 換算係数 ($\lambda=1/3$)

(4) 水平地盤変位

地盤状態は、地盤の強さが表層地盤の深さ方向に一樣とする。(A地盤)

1) 表層地盤の固有周期 : T (sec)

$$T = 4 \frac{H}{v_s} = 0.673 \text{sec}$$

ここに、

H : 表層地盤の厚さ (m) ($H=17.5\text{m}$)

v_s : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

$$\text{平均せん断弾性速度 } \bar{v}_s = \frac{\sum v_{si} H_i}{H}$$

粘性土 $v_s = 100N^{1/3}/2$

砂質土 $v_s = 80N^{1/3}/2$

2) 応答速度の基準値 : S_v (cm/s)

神戸ポートアイランドの地下80mで観測された波形 (最大加速度678gal) に基づき、固有周期 $T=0.67\text{sec}$ のときの設計応答速度の基準値は、

$$S_v = 60 \text{cm/s}$$

3) 地盤面の変位量 : a_g (cm)

$$a_g = 0.02 T S_v = 8.076 \text{cm}$$

4) 地盤変位の鉛直方向分布 : $f(z)$ (図-8参照)

$$f(z) = a_g \cos \frac{\pi z}{2H} = 8.076 \cos \frac{\pi z}{35}$$

(5) 上床面のせん断力 : τ (kgf/cm^2)

周面のせん断力は上床面のみを考慮する。

$$\tau = \delta k_{s2} = 2.478 \text{kgf/cm}^2$$

(6) 鉛直慣性力

鉛直慣性力は自重と鉛直土圧に鉛直震度 ($K_v = \frac{1}{2} K_h = \pm 0.35$) を乗じた値とする。

(7) 地震時の荷重組み合わせ

- ・ケース1 : 死荷重+地盤変位に起因する荷重+上床面のせん断力+鉛直慣性力 (+0.35)
- ・ケース2 : 死荷重+地盤変位に起因する荷重+上床面のせん断力+鉛直慣性力 (-0.35)

設計の結果、側壁や上床版の形状寸法は原形のままと

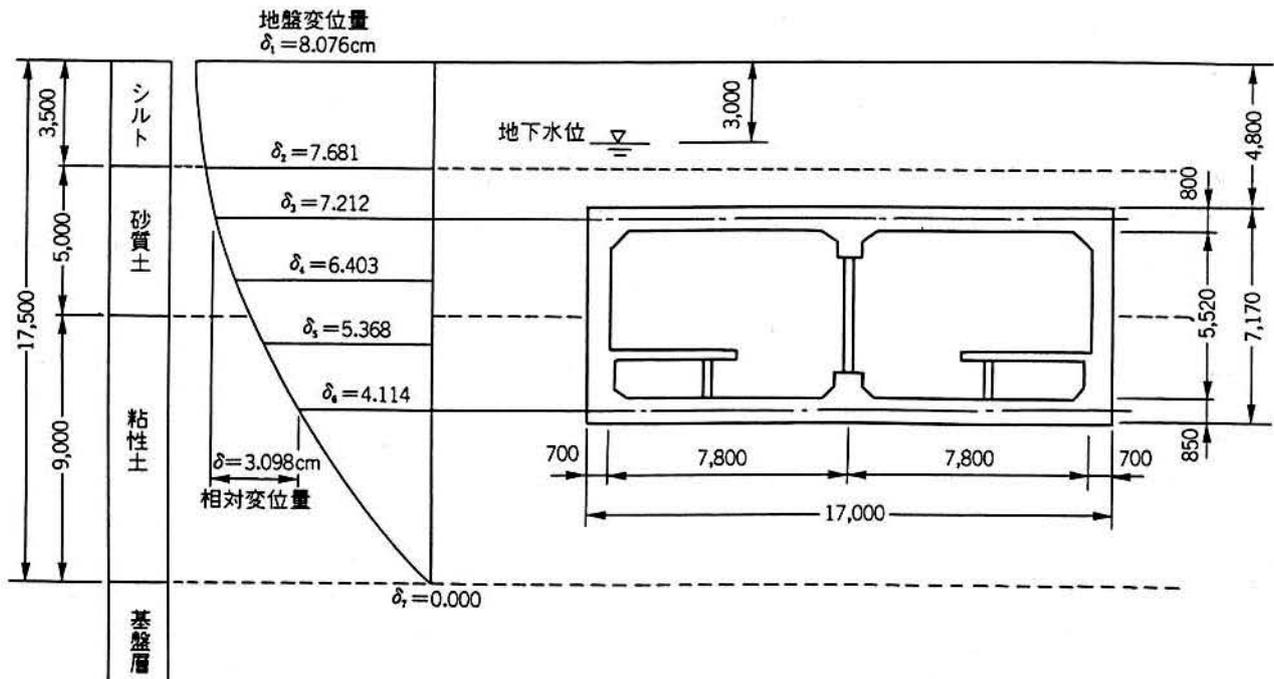


図-8 地盤変位

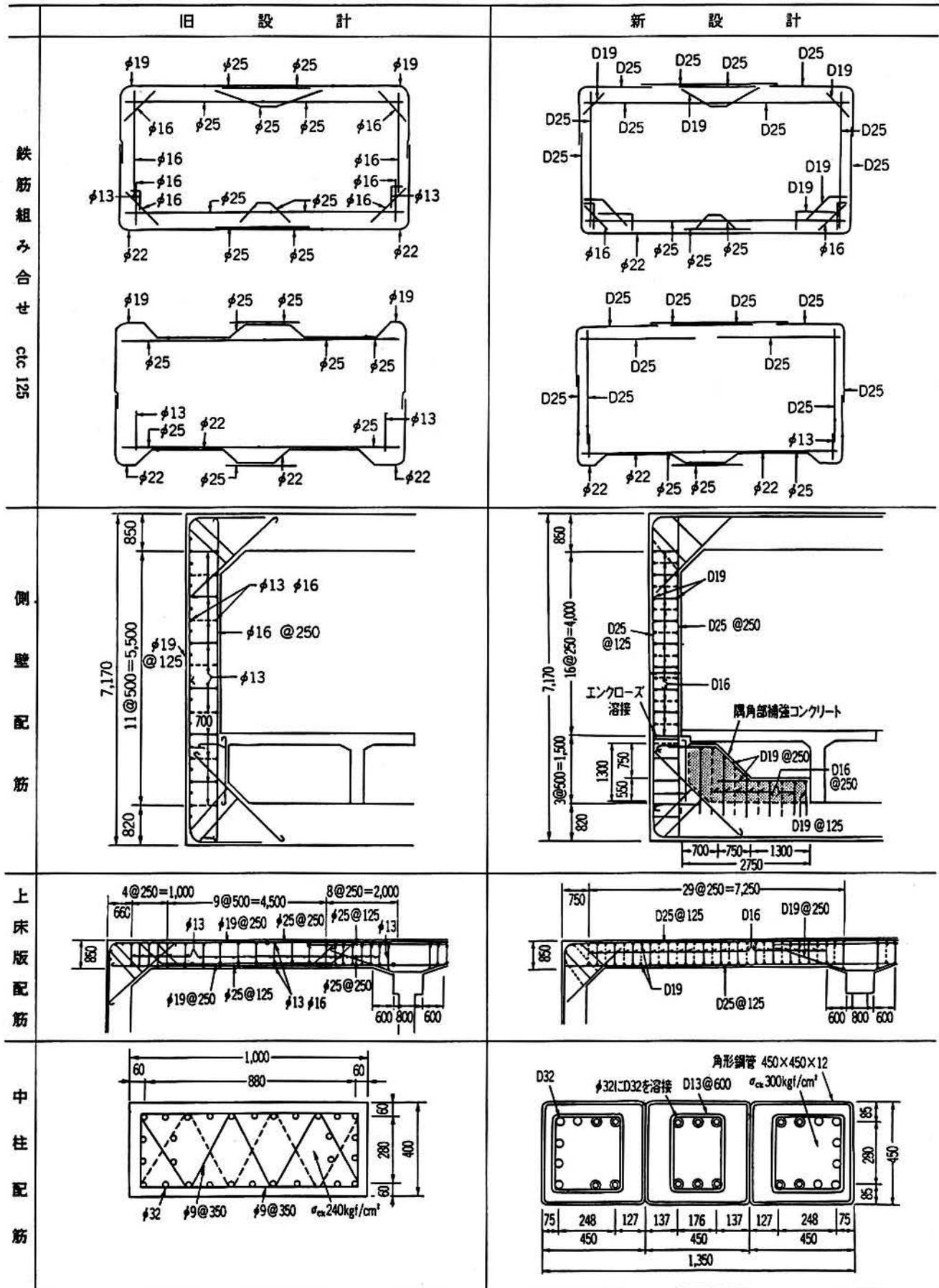


図-9 新旧設計の比較

1996年(平成8年)1月

し、主鉄筋量を増加するとともに、配力筋や肋筋などの間隔を密にするなどにより、鉄筋量は約160kg/m³と旧構造物のほぼ50%増となった。中柱は1辺450mm、肉厚12mmの角形鋼管を3本接合し、柱の鉄筋を取り囲んで設置し、コンクリートを中詰めすることにより、十分な強度と変形性能を持たせた。また既設の下床版と側壁の隅角部には補強コンクリートが必要になった。

新旧設計の主な比較対照を図-9に示す。

6. 施 工

震災直後の緊急処置から軌道階を再構築して運転を再開するまでの復旧工事の施工順序を図-10に示す。

以下に施工の状況について順を追って紹介する。

6-1 緊急復旧工

震災直後の最優先の課題は2次災害の防止と、マヒしている道路交通を一刻も早く回復させることであった。

坑内では中柱が圧壊し、上床版が折れて沈下しているため、余震および重機の重量や振動などによりこれ以上沈下陥没が進まないように軌道階断面の中柱を挟んで左右の上床版折損か所間にエアミルクを打設し補強した(写真-5参照)。

一方、路上では陥没か所への進入禁止措置をするとともに、道路交通の確保のため駅出入口の地上部分を撤去し、電柱を移設し、マンホールを切下げるなどして歩道を切削し、車道の拡幅を行って両側最外端部にそれぞれ片側2車線の通行を確保した(図-11参照)。

緊急復旧工は約10日間で終了したが、震災直後から2月初めまでの間はこれら以外にも、破損した埋設管の応急処置、被害状況の詳細な調査、復旧計画の策定、作業員および資機材の手配と確保、職員の通勤や宿舍の確保など課題は山積みであった。

6-2 土留め工

土留め工は工期と止水の信頼性などを考慮して柱列式地下連続壁(SMW工法)を採用した。削孔径φ600mm、芯材は長さ17mのH形鋼(H-350)とし4孔あたり3本を挿入した。杭打ち線は、建設当時の横矢板が残存していると判断されたのでこれを避け、躯体端部より3mの隔離をとった。

道路の中央部を作業帯として占有しているものの中央部は陥没しており、杭打ち機を作業帯内に据えるのは危険と判断し、杭打ち期間中は片側1車線交互通行として道路を南側、北側にそれぞれ切り替え、道路側に杭打ち機を据えて施工した(写真-6参照)。

使用機械は三点式杭打ち機(DH608、リーダー長27m)と芯材設置用として50tクローラクレーンをセットでそれぞれ2台ずつ配置し、昼夜で施工した。排泥はバキュー

ム処理し、昼間に搬出した。

施工数量は両側で5,880m²であったが、早期復旧を願う周辺住民の協力もあり、わずか1か月間という驚異的なスピードで3月中旬に完了した。

6-3 土留め支保工

土留め工の進捗に併せて舗装撤去、引き続き一次掘削を行い、3月中旬には土留め支保工を開始した。

土留め支保工は一般的には切梁・腹起し方式が多く用いられるが、

- ・工期短縮が最優先であること
- ・取り壊し時の作業空間を十分に確保したいこと
- ・中間杭の施工は破壊した躯体があるため困難なこと

などの理由から、アースアンカー方式を採用した。

アースアンカー長の計算の結果、民地支障をせざるをえなく、地権者との交渉の長期化をできるだけ避けるため、打設角度を45°と急にして支障範囲をできるだけ少なくするとともに、除去式アンカーを採用して、地権者との交渉を精力的に行い、短期間で了解を得ることができた(図-12参照)。

南側の交差点付近の前後70m間は埋設物が支障し、1段目のアースアンカーの施工が不可能であったので、やむなく切梁方式を採用した。この場合においても変則的ではあるが2段目はアースアンカー方式とした。

また掘削が進み深くなるにつれ作業架台が必要になると思われたので一部路面覆工を行ったが切梁および路面覆工の施工にともない部分的に中間杭の施工が必要になり、深礎で掘り下がり上床版に孔を空け、中間杭を建て込み下床版にボルトで固定した(写真-7参照)。

アースアンカーはロータリーバーカッションドリルを用いて285本の施工をしたが、後述のウェルポイントとの競合や、切梁および路面覆工受け桁や吊り防護した埋設物が支障し、意外に手間取る結果となった。

6-4 地下水水位低下

掘削の深さは約12mで、この程度の掘削深さでは3段の土留め支保工が一般的である。しかしながら3段目の支保工は躯体の側部の掘削および取り壊しの途中段階で設置しなければならず、工期短縮の観点から土留め背面の水頭をウェルポイントにて5m低下させ、2段目の支保工とした。ウェルポイントは道路占有の関係で土留め背面側に鉛直で打設することが不可能であったため、アースアンカーと同じ45°の角度で1段目と2段目のアースアンカーの中間に配置し、削孔長は平均6.1mで166本を施工した。施工の時期は2段目のアースアンカーの注入材の回り込みを防ぐため、2段目のアースアンカーの打設後とした。

躯体側部掘削の床付け段階には、下部の洪積砂礫層の

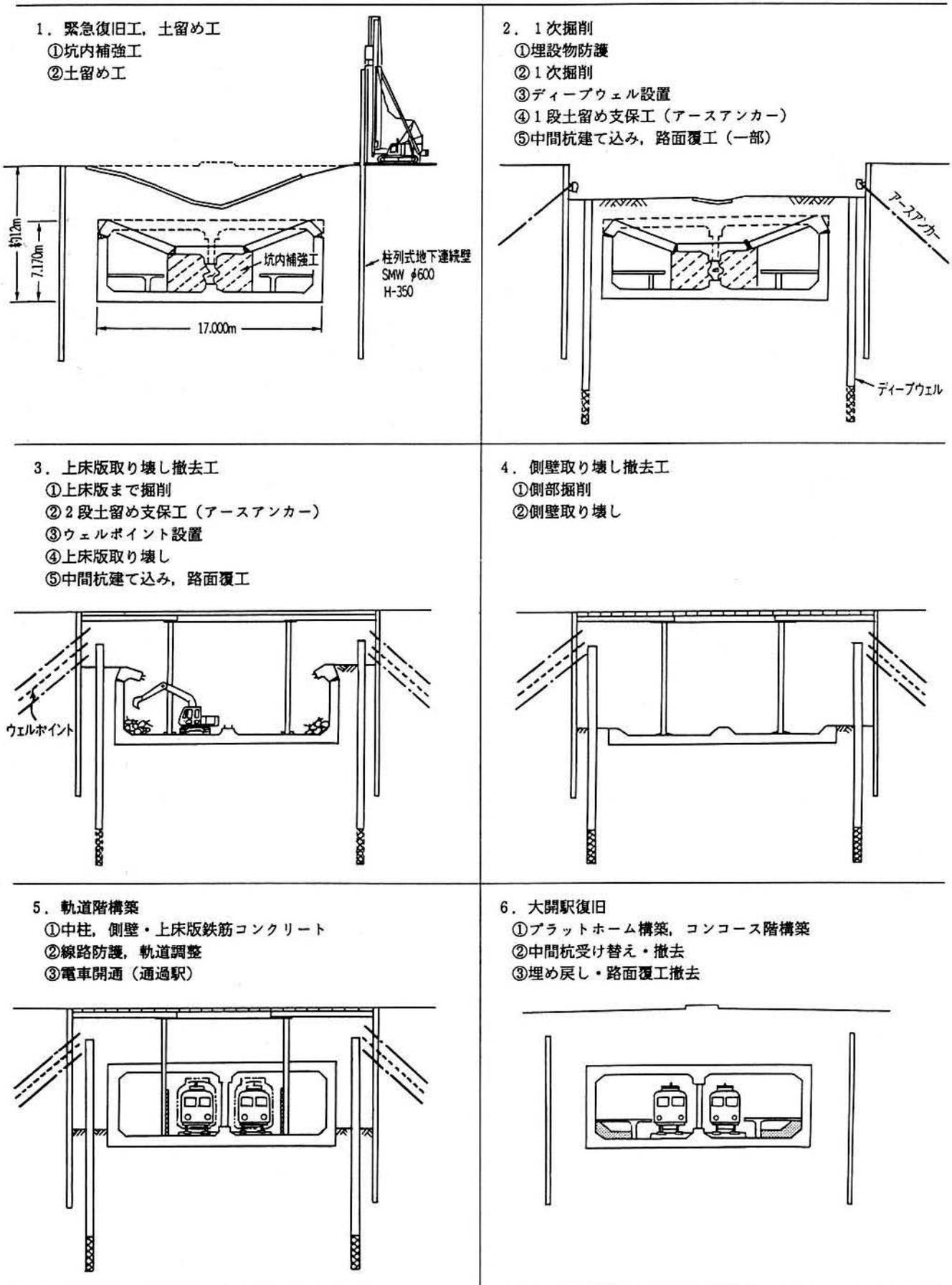


図-10 施工順序

1996年(平成8年)1月

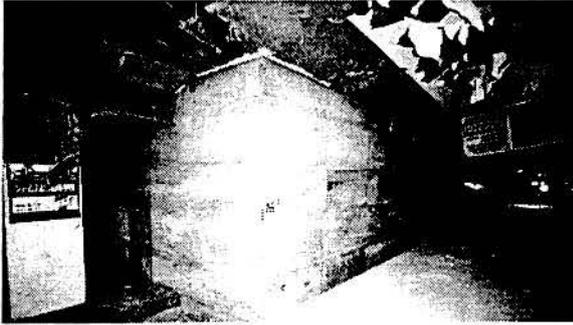


写真-5 坑内補強工

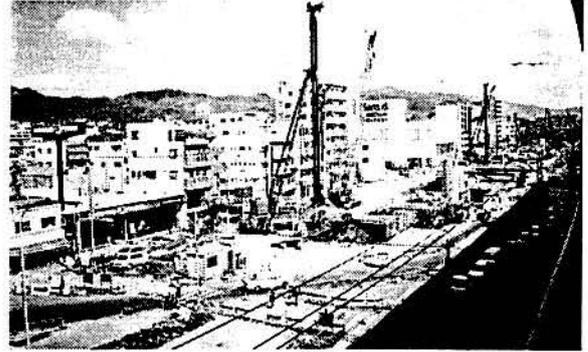


写真-6 土留め工

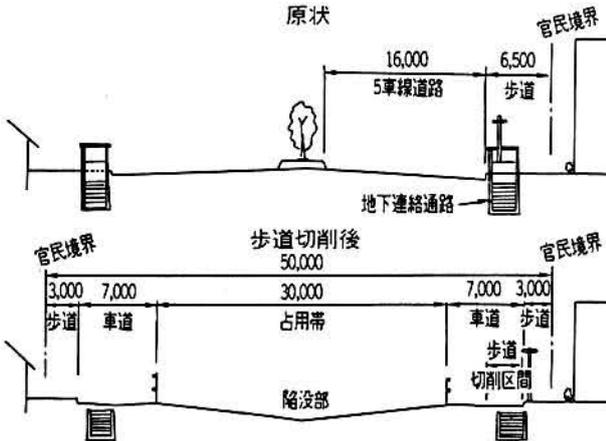


図-11 道路拡幅

被圧水により盤ぶくれが生ずるので、一次掘削と同時期に土留め内側にベント掘削機によりφ1,000mmの削孔を7か所行い、φ600mm、深さ23mのディーブウェルを設置することにした。またディーブウェルにより揚水される洪積砂礫層の被圧水には溶解性鉄分が90mg/ℓ程度含まれており、神戸市の排水基準を越えているためプラント処理を行った後、下水に放流した。

6-5 掘削

掘削深さが浅い段階では進入路を直接場内に造成し、

0.7m³級バックホウで積込み、11t ダンプで搬出した。また深くなった段階では路面覆工上から0.8m³級クラムシェルで積込みを行った(写真-8参照)。

掘削は昭和39年の建設当時の埋め戻し土であるマサ土が主体であり、排水性に優れていて施工性は非常に良好であった。

施工時期は3月から5月であったが、ゴールデンウィーク前後に雨天が続いたものの全般的には天候に恵まれ、途中、建設当時の残置土留め杭が支障したこともあったが、約20,000m³の土砂を正味2か月ほどで掘削搬出できた。

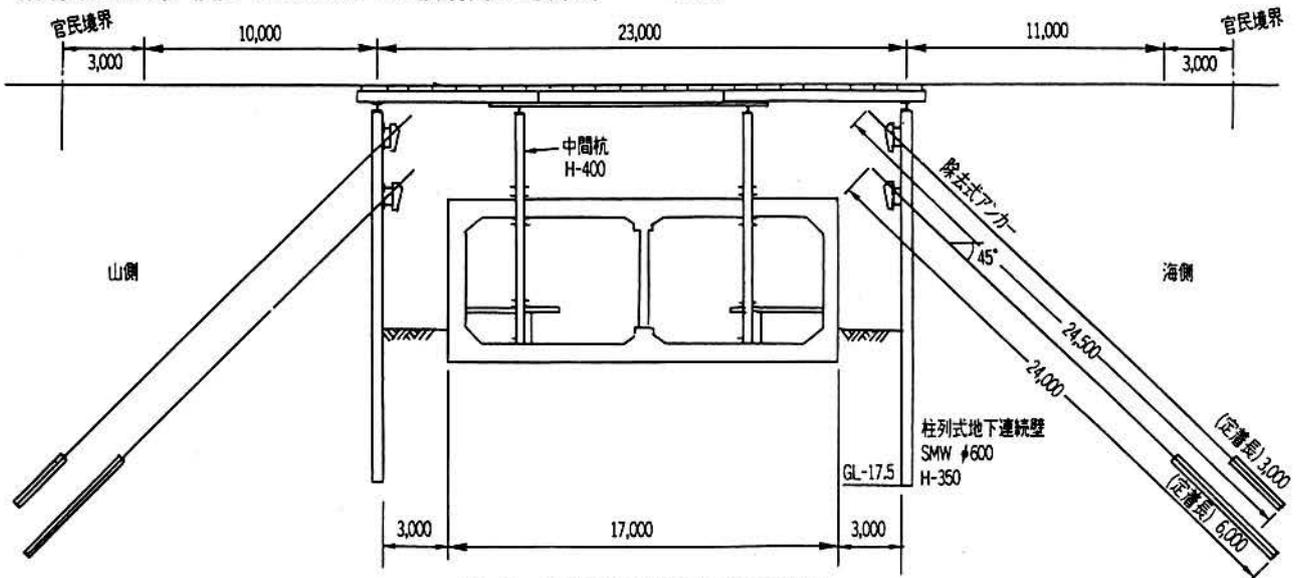


図-12 土留め支保工および路面覆工

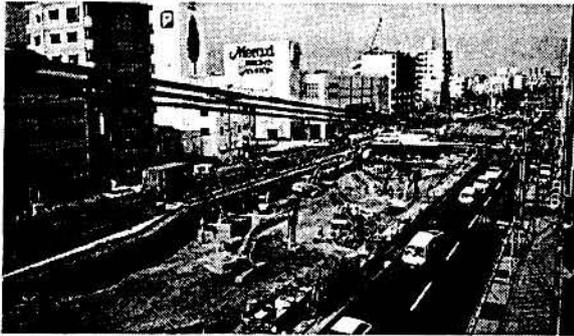


写真-8 掘削

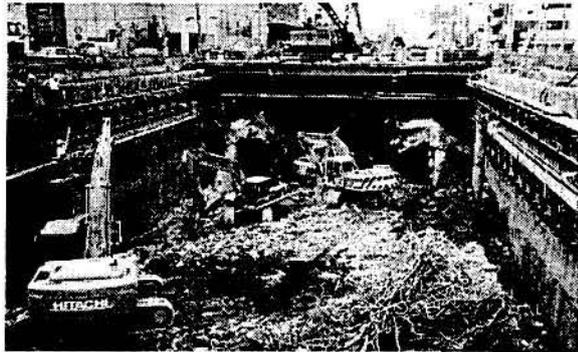


写真-9 躯体の取り壊し

6-6 躯体取り壊し

まず躯体の取り壊しに入る前に、残存する下床版およびレールを保護するために鉄板、角材、シートで養生した後、上からエアミルクおよびコンクリートを打設し、クッション材とした。

4月中旬には掘削に併せて2層構造部分のコンコース階の取り壊しを開始したが、取り壊しの最盛期は軌道階の取り壊し時期の5月末から6月末であった（写真-9参照）。

取り壊しの範囲は軌道階の下床版および側壁下部ハンチ付近を除いたすべてで、取り壊し数量は防護エアミルクなども含めて約5,400m³であった。

施工はまず縁切り工として両端部を鉛直方向にワイヤソーで、また側壁下部を水平方向に内外両側からウォールソーで切断した。

取り壊し作業は主にブレーカーと圧碎機によったが、側壁下部の打ち継ぎ目付近のはつり作業および下床版の防護エアミルクの撤去は人力によった。ブレーカーは当初1.6m³級のジャイアントブレーカーを導入して昼夜で行ったが、騒音・振動がひどく周辺住民から苦情があり、0.7m³級の中型ブレーカーに変更するとともに、ブレーカーの使用は夜10時までとし、それ以降朝6時までは小割り作業と鉄筋の切断を行うことにした。また粉塵対策としてハイウォッシャーによる水掛けとシート養生を行った。

発生したコンクリートガラは再生工場に運んだが、躯体と土留めの間が狭いため側部掘削と躯体の取り壊しは

1996年(平成8年)1月

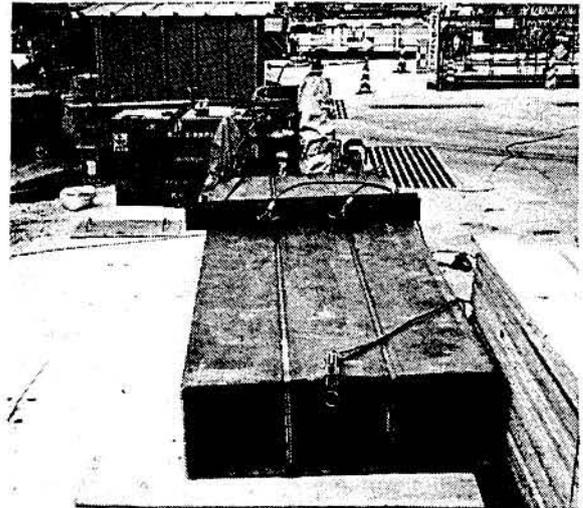


写真-10 中柱(角形鋼管柱)

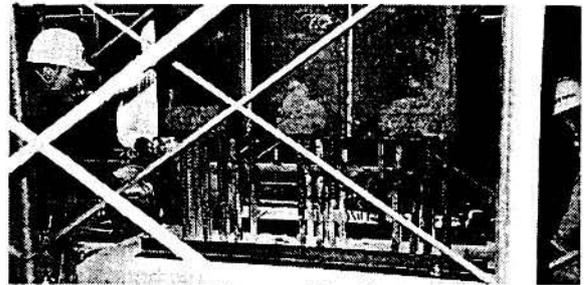


写真-11 中柱の施工



写真-12 エンクローズ溶接

同時に行わなければならない、掘削土とコンクリートガラの分別積込みが一部不可能であったので、これらについては土捨場にて分別して処理した。

復旧工事に着手した時点から、過去に市街地でこのように大規模な地下構造物を取り壊した例がないため、この躯体取り壊しがもっとも困難であると予想され、工期の算定も非常に難しかった。しかしながら周辺住民の協力で、夜10時までブレーカーによる取り壊しができたことが大きく、約5,400m³のコンクリートを実質約1か月間で取り壊し、撤去することができた。

6-7 躯体再構築

再構築は軌道階を約20mごとに6つのブロックに分けて行うことにし、躯体の取り壊し、撤去が終了したブロックより中柱の施工を追いかけて行い、側壁および上床版の構築はブロックごとに1度で行うことにした。

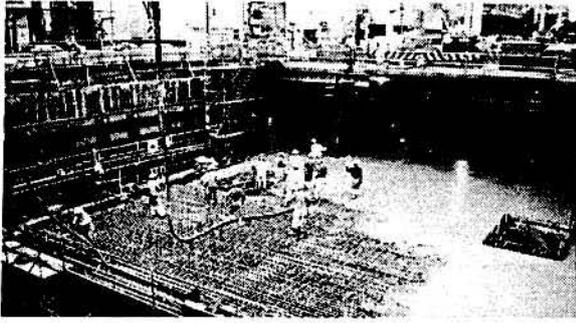


写真-13 コンクリート打設

中柱の施工は、まず既設の鉄筋を曲げ延ばし、鉄筋の不足分は既設の下床桁にケミカルアンカーを増し打ちして、新設の主鉄筋をエンクローズ溶接した。次に1辺450mmの角形鋼管を3本接合したものを上からかぶせて建て込み、中詰めコンクリートを打設した(写真-10, 11, 12参照)。

側壁の新旧の接合部分の鉄筋の処置は中柱と同様に行った。側壁および上床版の構築は型枠工、鉄筋工、土工など200名を越える作業員が昼夜を徹して行い、第1回目のコンクリート打設を7月6日に、最終回の第6回目は7月26日に打設した。この時点には運転再開の目標日も設定されており、職員、作業員一丸となって必死の努力の結果、コンクリート数量2,450m³、鉄筋量約400tの軌道階の躯体を酷暑のなか、わずか1か月間で構築することができた(写真-13参照)。

8月に入り型枠の撤去、清掃などを行った後、軌道の整備や電気関係工事に併せて、建築限界外にある中間杭に線路防護網を設置した。8月10, 11日に運輸省の立入検査を受け、無事13日には大開駅は通過ながら208日ぶりに運転を再開することができた。

6-8 早期復旧の主な要因

震災から軌道階の再構築を完了し、運転再開までわずか7か月という工期は驚異的であると思われるが、早期復旧の主な要因をあげると次のとおりと考えられる。

- ・手戻りのない適切な復旧計画が策定できた。
- ・周辺も被災しているため臨場感があり、工事関係者全員が早期復旧という目標に対し一体となることができた。
- ・早期復旧を願う地元住民の最大限の協力をえることができた。
- ・復旧の緊急性が高いため、警察、道路管理者、埋設企業者とも迅速に対応してくれた。
- ・歩道が広く、中央に広い作業帯を確保することができた。
- ・作業がまったくできないような悪天候がなかった。

7. おわりに

震災復旧という特殊な状況下ではあったが、関係者の懸命の努力により大震災からわずか7か月後には軌道階の復旧が終わり運転は再開された。

しかしながら大開駅は通過扱いで、今後、中間杭の受け替えおよび撤去、プラットホームの築造、コンコース階および出入口の構築、埋め戻しおよび道路復旧などの土木工事のほか、建築・機械・電気などのいわゆる開業設備工事が残されている。これらの工事には営業線近接工事も多く含まれており、安全を最優先することは勿論のことであるが、工事にあたり協力を頂いた地元住民の方々のためにも1日も早い大開駅の供用開始に向け、これまでと同様に最大限の努力をしていく所存である。

温泉をさがして金持ちになろう!!

きみの庭にも温泉が出る

温泉さがしと利用法

理学博士 石井康夫著 新書版 184頁 定価 1009円(税共)(〒310円) 土木工学社刊

きみにも温泉発見の幸運がつかめる

もし きみの庭や山林・田畑から温泉がゆう出したら、……!!
一夜にして温泉開発地として脚光を浴び、地価も暴騰する。

【おもな目次】 ○温泉とは ○日本は、世界一の温泉国 ○温泉の利用法は、無限にある ○温泉は、どうしてできる? ○地勢探査技術は、ここまで進んでいる ○温泉さがしの『コツ』は、これだ!! ○知っておきたい温泉法規 ○温泉開発と未来への夢

株式 **土木工学社**

〒162 東京都新宿区岩戸町16 メイジャー神楽坂
電話 (03) 3267-2888(代) 振替東京 00110-8-190072

DAMAGE TO DAIKAI SUBWAY STATION

HIROOMI IIDAⁱ⁾, TOSHIO HIROTOⁱ⁾, NOZOMU YOSHIDAⁱⁱ⁾
and MASAHIKO IWAFUJIⁱⁱ⁾

ABSTRACT

A detailed Reconnaissance survey was conducted at the Daikai subway station which is the first subway structure that completely collapsed due to the earthquake. The station is a box frame structure with columns at the center, measuring 17 m wide and 7.17 m high in the exterior dimensions, and 120 m long. A complete collapse occurred in more than half of the center columns, which resulted in the failure and collapse of the ceiling slab and subsidence of subsoils over the station by more than 2.5 m at maximum. Many diagonal cracks were also observed on the walls in the transverse direction.

Judging from the damage pattern, a strong horizontal force was imposed on the structure from the surrounding subsoils below the ground surface. The relative displacement of the surrounding soils between the ceiling level and base level during the earthquake and the inertia force of the overburden soil transferred to the ceiling slab are supposed to cause the damage. Evidence of damage due to vertical force was not clearly observed.

Key words: earthquake damage, subway, underground structures (IGC: H5)

INTRODUCTION

The Hyogoken-nambu earthquake of January 17, 1995 caused severe damage to various structures. Among these, damage to the subway was one of the amazing event, because underground structures had been considered to be relatively safe from earthquake effects compared to structures above ground.

Figure 1 shows the location of the damaged subway and damage patterns. The general pattern of damage is damage to columns. There are two subway systems in Kobe city; one is a municipal system and the other is a private system. Damage was observed in both systems. Damage to the Daikai station, which belongs to the Kobe Rapid Transit Line, private system, was the most severe, where more than 30 columns completely collapsed, and ceiling slabs deformed extensively, resulting in about 3 m maximum subsidence of the national road running above the subway.

In many design specifications for the underground line-shaped structures, aseismic design is not usually considered in the transverse direction. The reason for this is that the underground structures are assumed to follow the deformation of the ground during an earthquake and the apparent unit weight of the structure is much smaller than that of the subsoils.

Damage to underground line-shaped structures have been reported during past earthquakes. Damage to small structures such as water supply and gas pipelines, and/or sewers has been reported in many earthquakes, for example, during the 1964 Niigata earthquake (Hamada, 1992), 1978 Miyagiken-oki earthquake (Tohoku Branch of JSCE investigation team, 1980), 1983 Nihonkai-chubu earthquake (JSCE investigation team, 1986), and 1993 Kushiro-oki earthquake (JSSMFE investigation team, 1994). The damage caused by these earthquakes was caused mainly by the large ground deformation due to liquefaction or differential ground movement near the interface between hard and soft grounds. Since these structures can not be resist out against ground deformation with rigidity alone, incorporation of flexible joints have been considered. There have been a few reports of damage to large underground structures, Separation of construction joints on side walls at the intersection between the underground and ground surface sections in soft ground was reported at a subway during the 1985 Mexico earthquake (Kawashima, 1994). Deferential movement at a flexible joint between a ventilation tower and tunnel, and water leak near the ventilation tower were reported during the 1989 Loma Prieta earthquake, USA (ADEP (Association for Development of Earthquake Prediction) investigation team, 1990). This

ⁱ⁾ Director and Executive Director, Kobe Rapid Transit Railway.

ⁱⁱ⁾ Research Head and Vice President, Engineering Research Institute, Sato Kogyo Co., Ltd., Nihonbashi Hon-cho 4-12-20, Chuo-ku, Tokyo 103.

Manuscript was received for review on August 17, 1995.

Written discussions on this paper should be submitted before August 1, 1996 to the Japanese Geotechnical Society, Sugayama Bldg. 4F, Kanda Awaji-cho 2-23, Chiyoda-ku, Tokyo 101, Japan. Upon request the closing date may be extended one month.

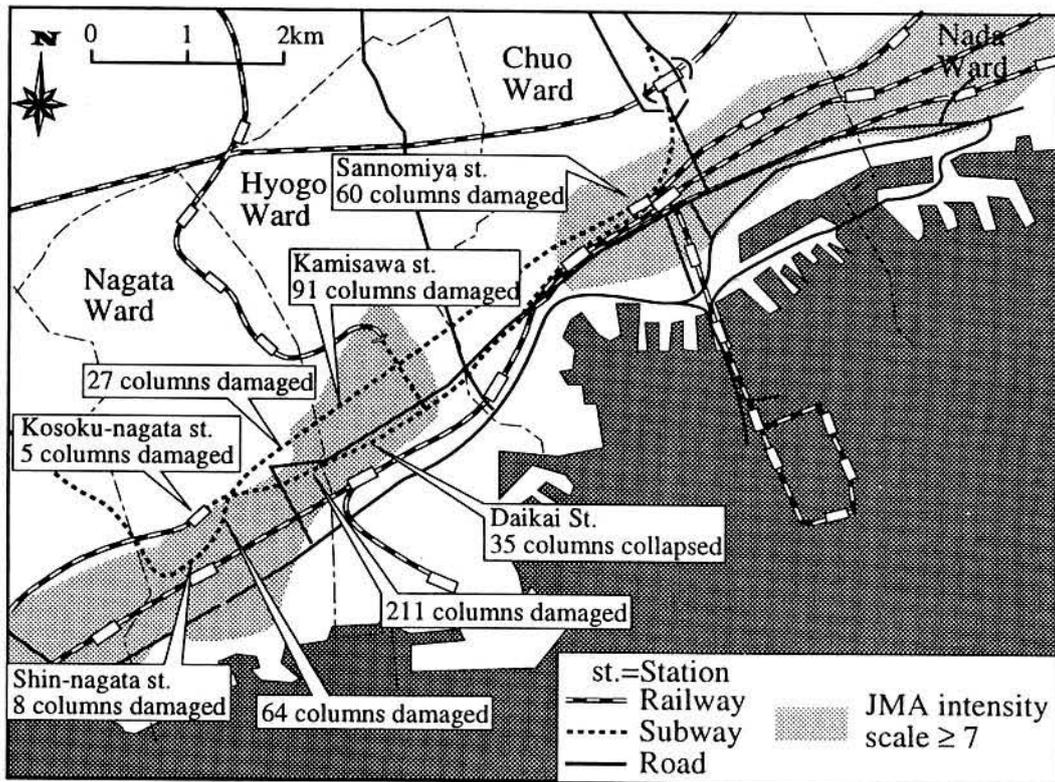


Fig. 1. Location of damaged subways and damage patterns

damage was however very light.

The Daikai station is the first subway structure that was completely damaged during an earthquake. As shown in Fig. 1, damage to the subway system was reported not only at this station but also at many other locations although the degree of damage was less than that in the Daikai station. Earthquake resistance design of underground structures can be reviewed and evaluated from a study of this damage. The authors implemented a detailed reconnaissance survey on the damage at the Daikai station in order to assist in the investigation of the damage mechanism. This survey included check of the extent of damage made just after the earthquake as well as various surveys conducted during the demolition of the structure prior to reconstruction of a new station. The results of these surveys are reported in this paper.

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE DAIKAI STATION

Kobe Rapid Transit Line is a subway system operating to the west from downtown Kobe city. It consists of two lines; the Tozai Line which runs about 7.2 km in order to connect downtown (Sannomiya and Motomachi) and Nishidai, and the Nanboku Line connecting Shinkaichi and Minatogawa extending for about 0.4 km. The ends of these lines are connected with other railroads, and therefore it is one of the most important mass transportation systems in Kobe. The Daikai station is located on the Tozai line near the middle of the line. Near this station,

the subway runs right under the National road no. 28. As shown in Fig. 1, the Japan Meteorological Agency seismic intensity in this area was evaluated to be 7 or more, which is equivalent to MM seismic intensity scale of 10 or more.

The longitudinal direction of the subway is at an angle of about 40 degrees from the east-west direction, therefore, it is not convenient to use bearings to point out the direction. Instead, as shown in Fig. 2, we will use "mountain side" and "sea side" to point out the transverse direction, and "Shinkaichi side" and "Nagata side" for the longitudinal direction.

The Daikai station construction was begun in August 1962 using the cut-and-cover method, and it was completed on January 31, 1964. Soldier beam and sheathing boards was employed to excavate below the ground surface for a depth of about 12 m.

Figures 2 and 3 show a plan and cross-section of the station. The station is a two story reinforced concrete underground structure; B2 floor consists of platforms and rail lines and the B1 floor is a concourse with a ticket barrier. The thickness of the overburden soil is about 4.8 m at section 1-1 and 1.9 m at section 2-2.

The main part of the B2 floor is a box type frame structure with columns at the center, measuring 17 m wide and 7.17 m high in the outside dimension, and it is 120 m long in the longitudinal direction. There are 35 center columns in total along the longitudinal direction. The center column is 3.82 m high and has cross-section of 0.4 m × 1.0 m, and the distance between columns is 3.5 m.

DAMAGE TO SUBWAY STATION

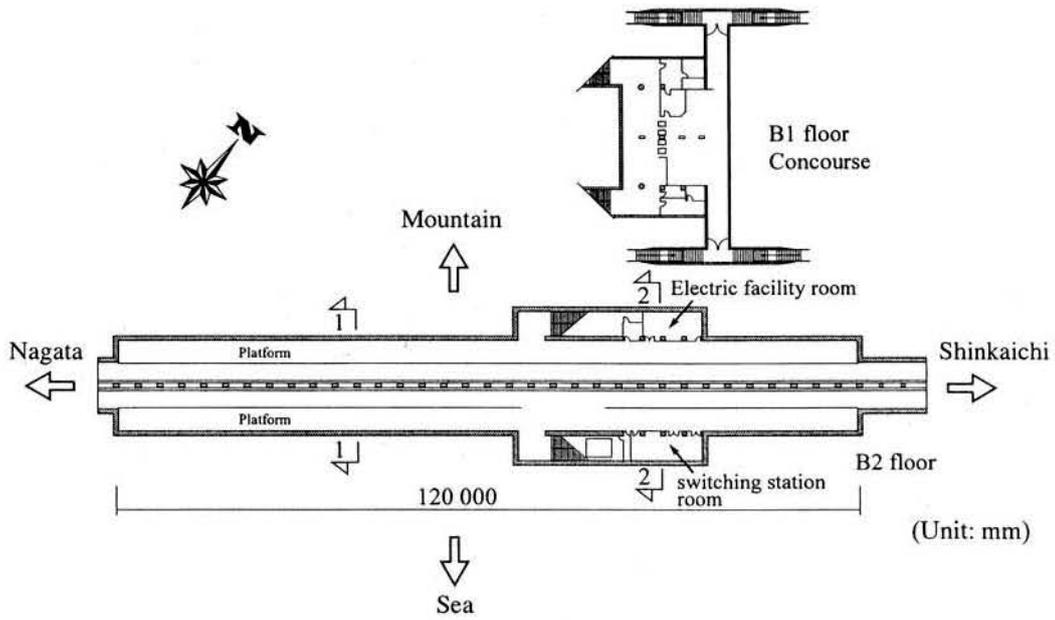


Fig. 2. Plan of Daikai station

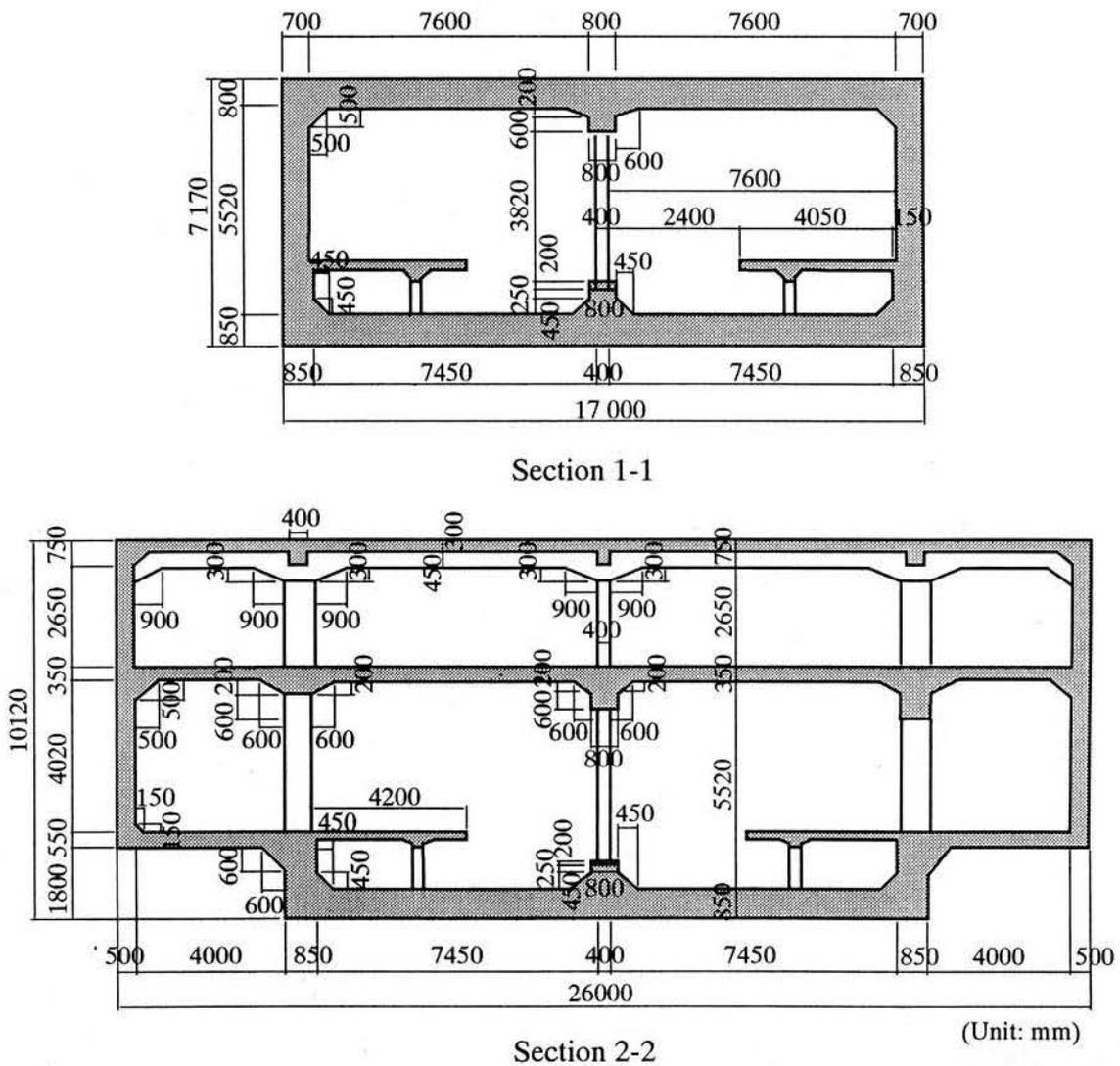


Fig. 3. Typical section of Daikai Station: Thickness of overburden soil is 4.8 m in section 1-1 and 1.9 m in section 2-2

These columns are supported by the upper beam with 1.6 m deep and the lower beams are 1.75 m deep. The thickness of the ceiling and base slabs are 0.80 and 0.85 m, respectively, and the thickness of the side walls is 0.7 m above the platform and 0.85 m below the platform. There are utility rooms (electric facility room and switching station room) under the concourse, therefore the walls are heavily loaded in this region.

The frame was designed based on a consideration of the weight of the overburden soil, lateral earth pressure, and weight of the frame under ordinary loading conditions as shown in Fig. 4, however the earthquake load

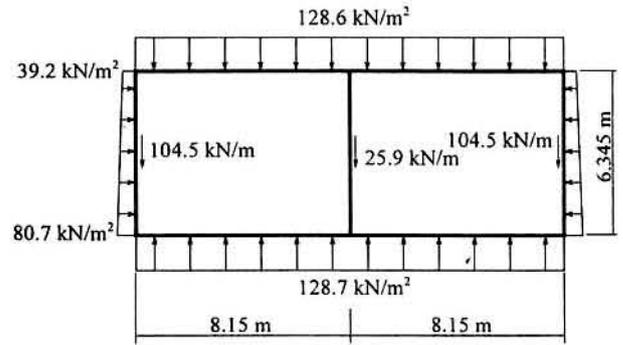
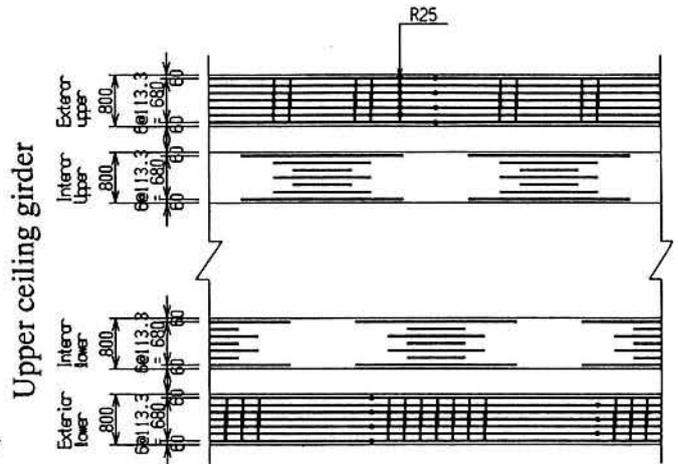
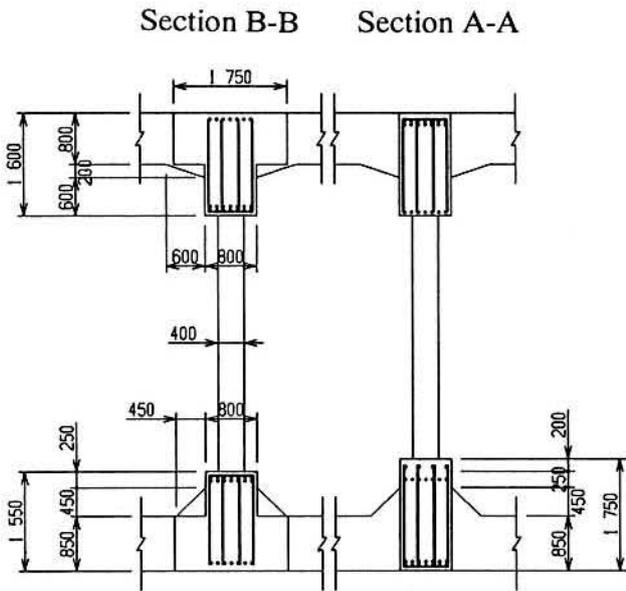


Fig. 4. Load distribution considered during the design



Relation between column and girder

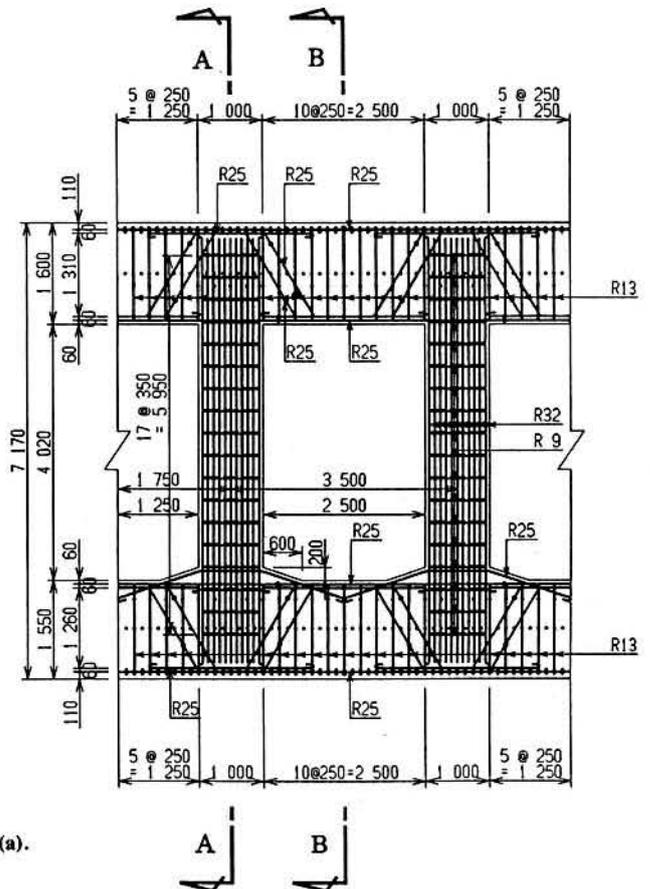
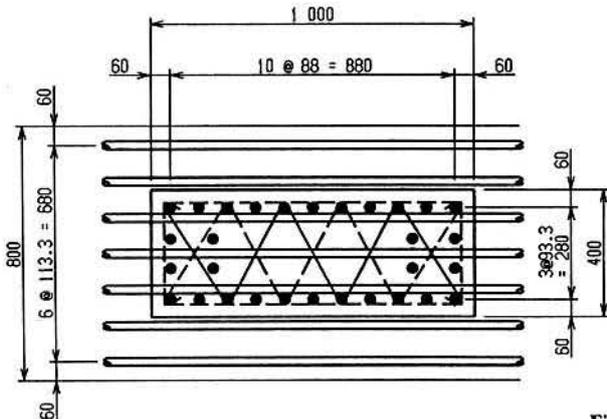


Fig. 5(a).

was not taken into account, with the normal method being used at that time of design. Under these loads, a center column is subjected to $N=4410$ kN; top of the lateral wall is subjected to $M=191$ kNm, $N=444.3$ kN, and $Q=97.1$ kN, and the bottom of the lateral wall is subjected to $M=463.5$ kN, $N=517.4$ kN, and $Q=211.5$ kN per unit length in the longitudinal direction, where M , N and Q denotes bending moment, axial force and shear force, respectively, and the so called lateral wall is the outermost wall of the underground station. The design strength of the concrete was 23520 kN/m² for center columns and 20580 kN/m² for other structural components, and design the yield stress of reinforcing steel was 23.52 kN/cm². Round steel bars with diameters from 16 to 25 mm were used as reinforcing for the walls and slabs, and 32 mm diameter bars were used in the center

column. A transverse hoop (9 mm diameter) was placed at every 350 mm in the center column. Figure 5 shows the reinforcing steel arrangement. Since the cross-sectional area of the center column was predetermined and was small, high design strength concrete was used and many reinforcing steel bars were placed in the center column in order to sustain design axial load. The allowable axial force (one-third of design strength) is 4439 kN, which is slightly larger than design axial force of 4410 kN.

Two tests were made after the earthquake in order to evaluate the strength of the concrete. A strength of 37240 kN/m² with standard deviation of 2646 kN/m² was obtained by Schmidt hammer tests. Average compression strengths of the 8 cylindrical specimens taken from the center column was 39690 kN/m².

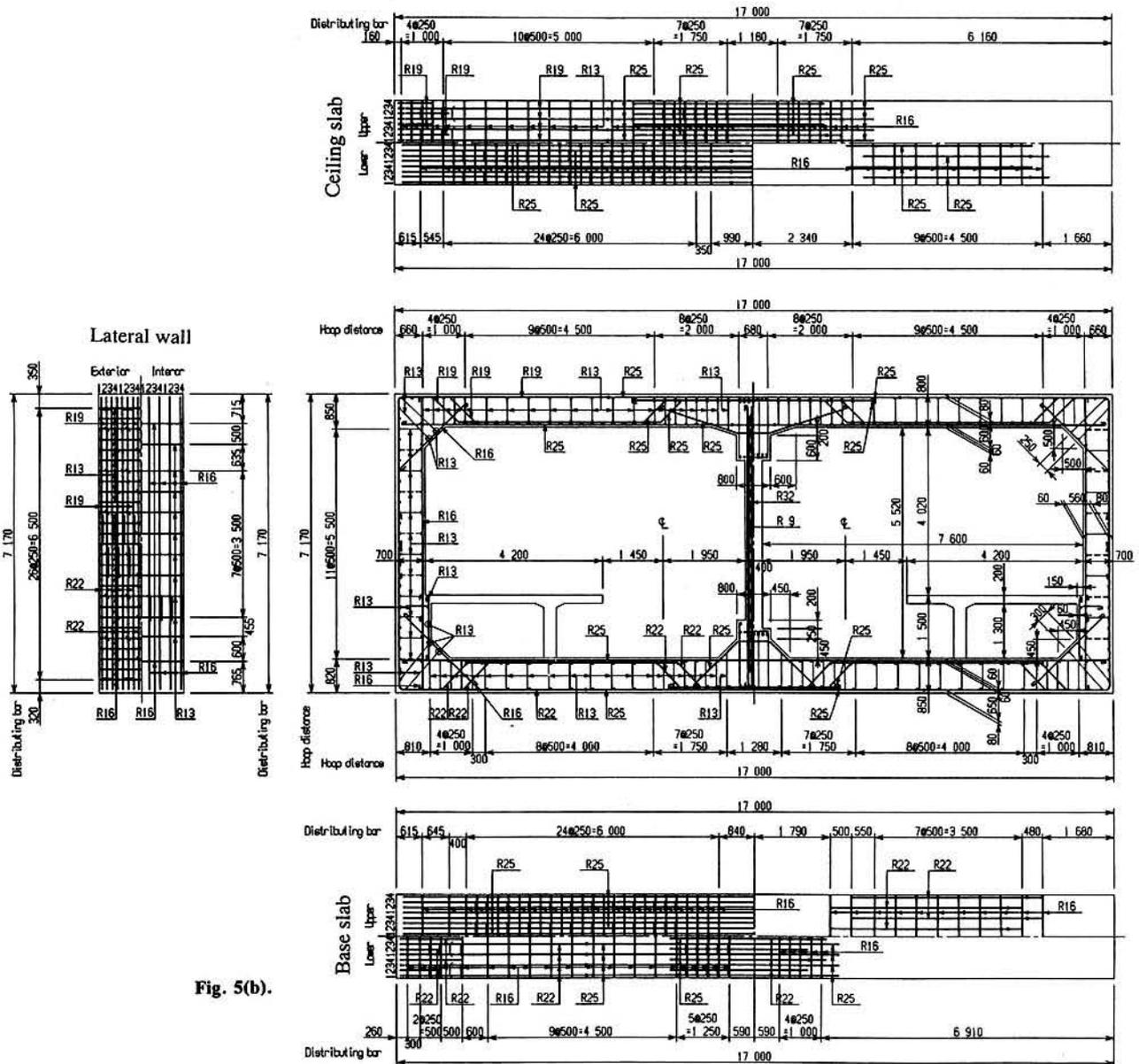


Fig. 5(b).

Fig. 5. Reinforcing steel arrangement drawings (a) Longitudinal direction (b) Transverse direction

GEOMORPHOLOGICAL AND GEOLOGICAL SETTING AT DAIKAI STATION

The Daikai station is located west of Kobe port, and is about 15 km northeast of the epicenter of the Hyogokenambu earthquake. It is geomorphologically located in a low-lying area with a ground surface elevation of about 5 m, that extends along the southern toe of Rokko mountain.

Rokko mountain, with an elevation of about 400 m in the western part near the Daikai station, is composed of granite formed during the Cretaceous period. Many active faults run along the southern piedmont line of the mountains, one of which runs immediately north of the Daikai station.

The geology of the site is essentially soft sandy silt of back marsh origin overlying medium to course granitic sand containing gravel, which, in turn, overlies soft Holo-

cene marine clay and dense Pleistocene gravel.

A soil investigation was made in 1959 prior to the construction of the subway. Figure 6 shows boring logs obtained from tests on the west and east sides of the station. The soil investigation was also made after the earthquake in February, 1995, which included PS logging. The results of this investigation is shown in Fig. 7 along with soil profiles. The depth of the water table was between 6 and 8 meters after the earthquake, which is lower than that before the earthquake (about 3 m; see Fig. 6). Referring to another source (Kobe city, 1980), generally the depth of base (SPT *N*-value > 50) was deep on the west side and consists of silty or clayey surface soil. The depth of base becomes shallow toward east; that at the Daikai station site is about 15 m and that at the Shinkaichi station is less than 10 m. In addition, sand becomes more predominant toward the east.

In addition, standard penetration and cone penetra-

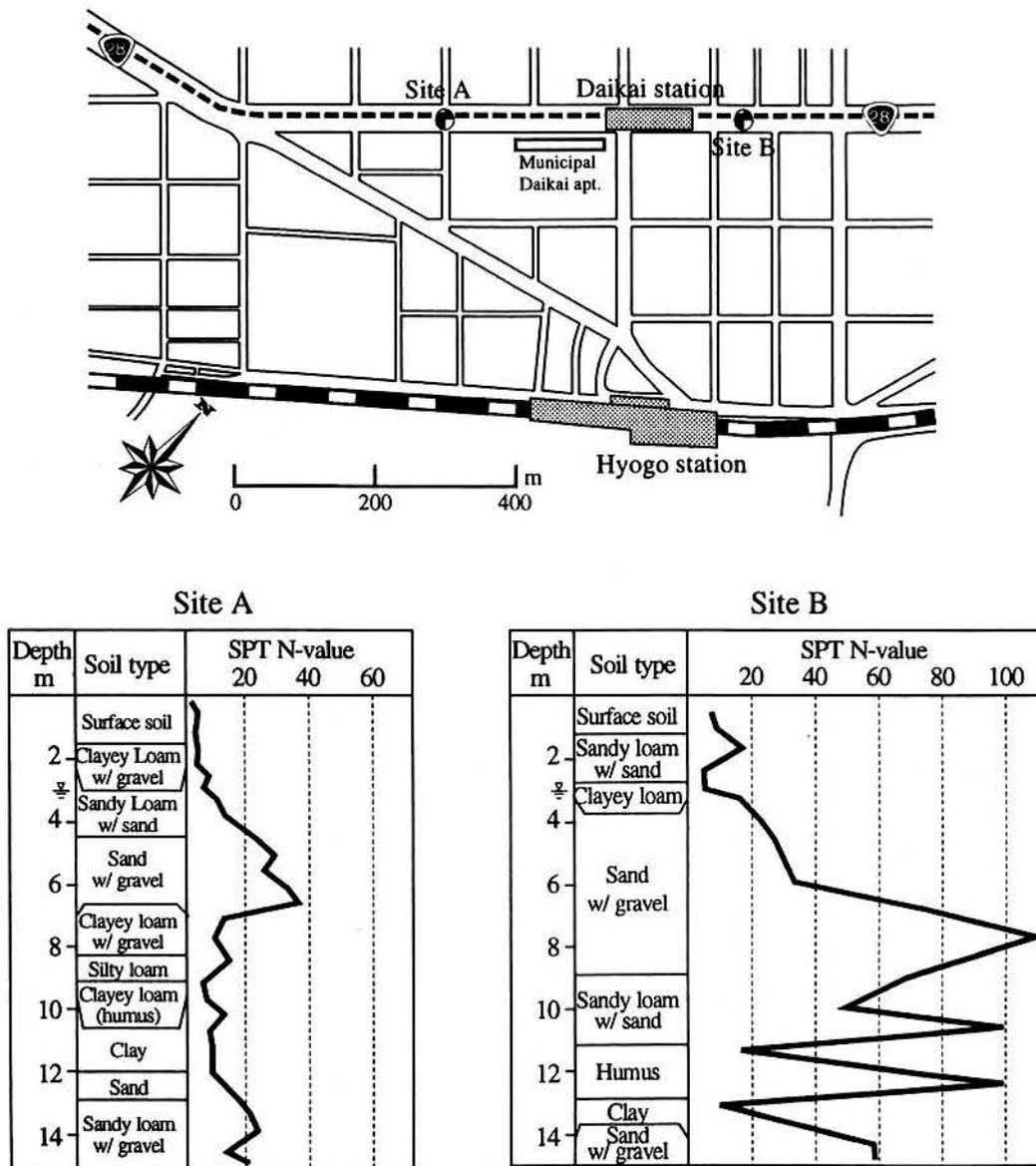
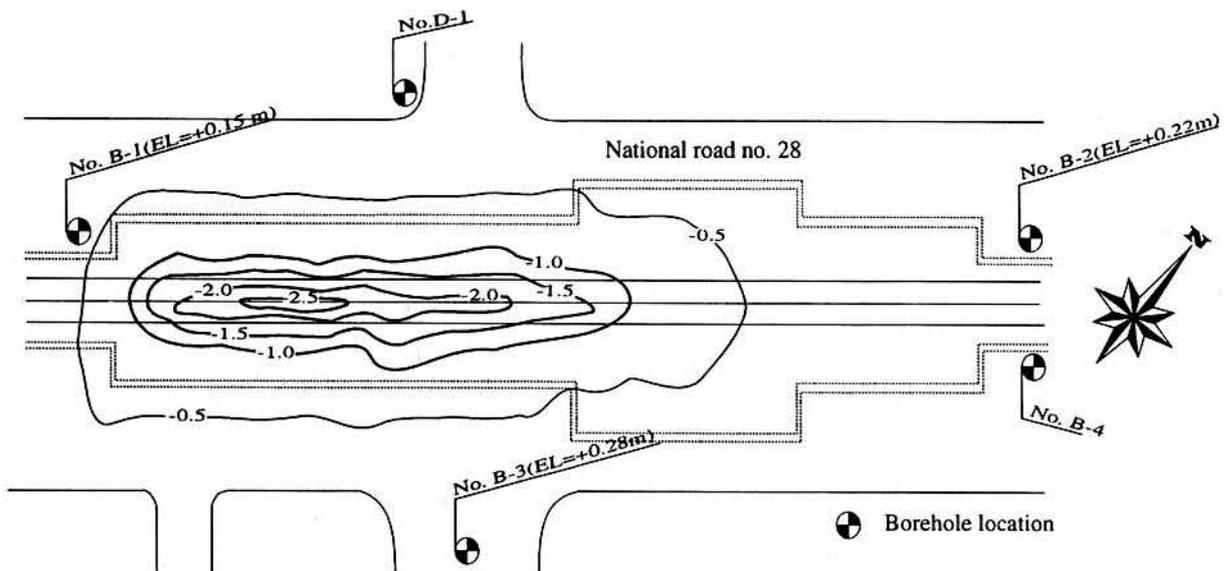
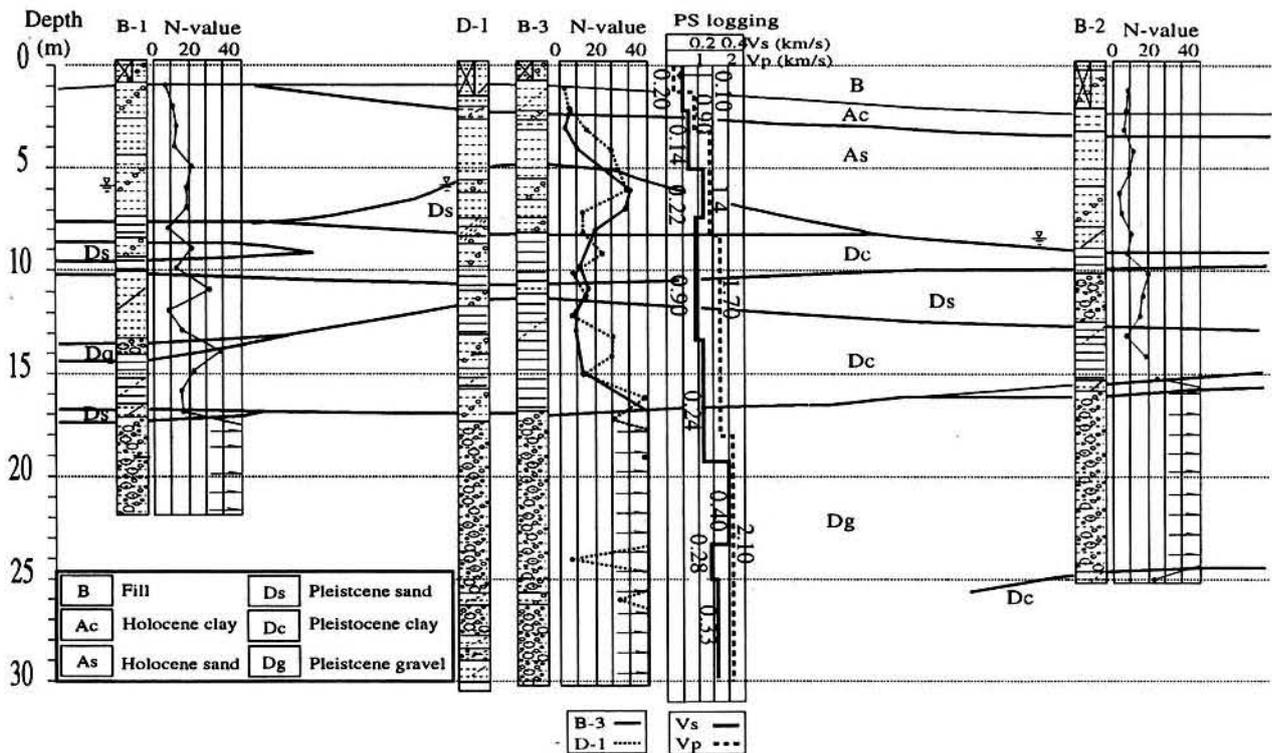


Fig. 6. Borehole investigation before the earthquake

DAMAGE TO SUBWAY STATION



(a) Plan and contours of the settlement of the ground surface



(b) Soil profiles

Fig. 7. Soil profile based on the borehole investigation after the earthquake and settlement of the ground surface: Boring No. 4 is fill whose SPT-*N* value is shown in Fig. 8

tion tests were made near the structure in order to determine the properties of the fill material. Decomposed granite soil was used as the fill material. Figure 8 compares SPT *N*-values with *N*-value computed from the cone penetration tests. The *N* value of the fill is about 10 at all depths except near the bottom. Figure 9 shows the grain size distribution and Fig. 10 shows strain depen-

dent characteristics of undisturbed samples of the fill material obtained from a dynamic deformation test. The test was made under isotropic initial stress states with confining pressures of 49 and 98 kN/m², and an anisotropic initial stress state with principal stresses of 49 and 29.4 kN/m².

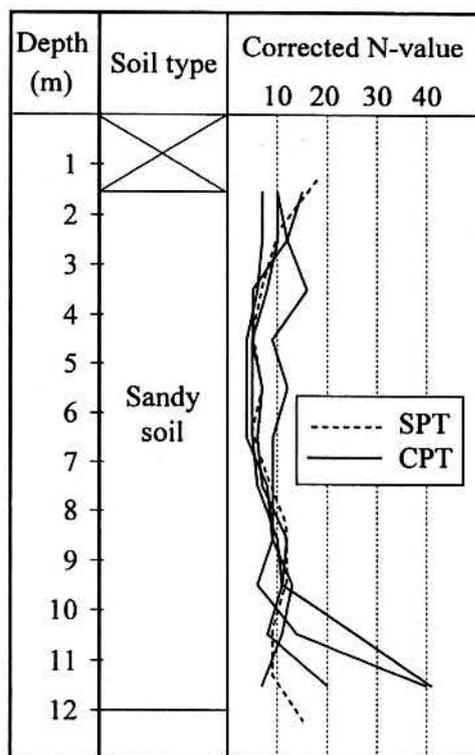


Fig. 8. SPT N-value of fill materials: SPT was conducted at No. 4 site in Fig. 7

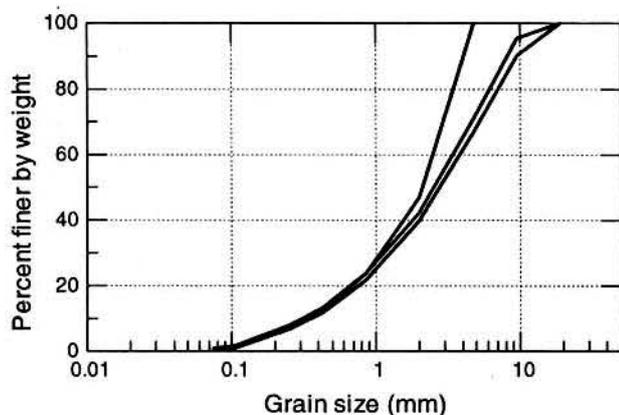


Fig. 9. Grain-size distribution of fill material

DAMAGE DUE TO EARTHQUAKE

General Features of the Damage and Damage Adjacent to the Station

Figure 11 shows a schematic diagram of the damage in the longitudinal direction. Since finishes with concrete block and tile were done on the interior surface of the wall, they had to be removed to check the cracks. The locations where finishes were not removed are shown as "region not investigated" in this diagram. Overburden soil had to be removed in order to see the cracks on the exterior surface of the wall. The region where this was done is shown as "region investigated" in the figure. Checking

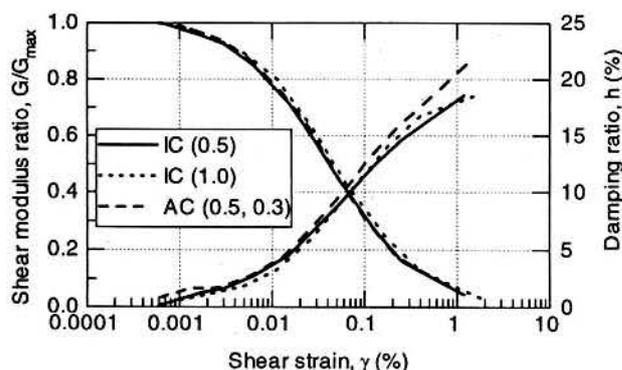


Fig. 10. Strain dependent characteristics of shear modulus and damping ratio obtained from dynamic deformation test on undisturbed samples, where IC denotes isotropically consolidated sample, AC denotes unisotropically consolidated sample, and numbers in the parenthesis are initial effective confining pressure

for cracks on the exterior surface of the ceiling slab was not undertaken because of the reconstruction work in progress. Figure 12 shows a schematic diagram of the damage in the transverse direction at several cross-sections.

The general features of the damage was that center columns completely collapsed on the Nagata side of the station resulting in settlement of the ceiling slab as well as overburden soils above the station. Many cracks were observed in the longitudinal direction on the walls as well as in the transverse direction.

A train just passed the Daikai station at the time of the earthquake, but was not scheduled to stop at the station. The motor man stopped the train after feeling the earthquake and escaped to the ground surface with passengers through the Daikai station. Judging from the interview with this man, it seems that center columns had already collapsed when they passed the station. Vehicle transportation on the National road no. 28 which runs over the station, however, was possible during the day the earthquake occurred. The ground for a distance 90 m long and 23 m wide gradually settled up to more than 2.5 m maximum. The contour lines of the settlement of the road surface are shown in Fig. 7, which was measured on January 28. Ground settlement probably occurred beneath the pavement slab at the time of the earthquake, but the pavement slab sustained its own weight due to its rigidity. Photograph 1 (JGS, 1996) shows settlement of the ground surface.

At the municipal Daikai apartment house which is located south of National road no. 28 (see Fig. 6 for location), the sidewalk was lifted up along the road, and separation between the foundation and the ground of about 10 cm was observed. Immediately in front of the building, a ventilation tower for the subway is located in the medium strip. During the reconstruction process, discontinuity of about 3 cm was found in the tower at a depth of about 4 m with the upper part moving toward the mountain side. These observations indicate that there was strong horizontal shaking in the transverse direction.

Center Columns at B2 Floor

Referring to Fig. 2, the station can be divided into 3 zones in the longitudinal direction along the station depending on the structural system: zones composed of columns 1-23, columns 24-29, and columns 30-35,

which are designated zone A, B and C, respectively, hereafter (see Fig. 11). Zones A and C are a one story box frame structure whereas zone B has utility rooms adjacent to the platform as well as the B2 floor (concourse).

Damage was the most severe at zone A, in the Nagata

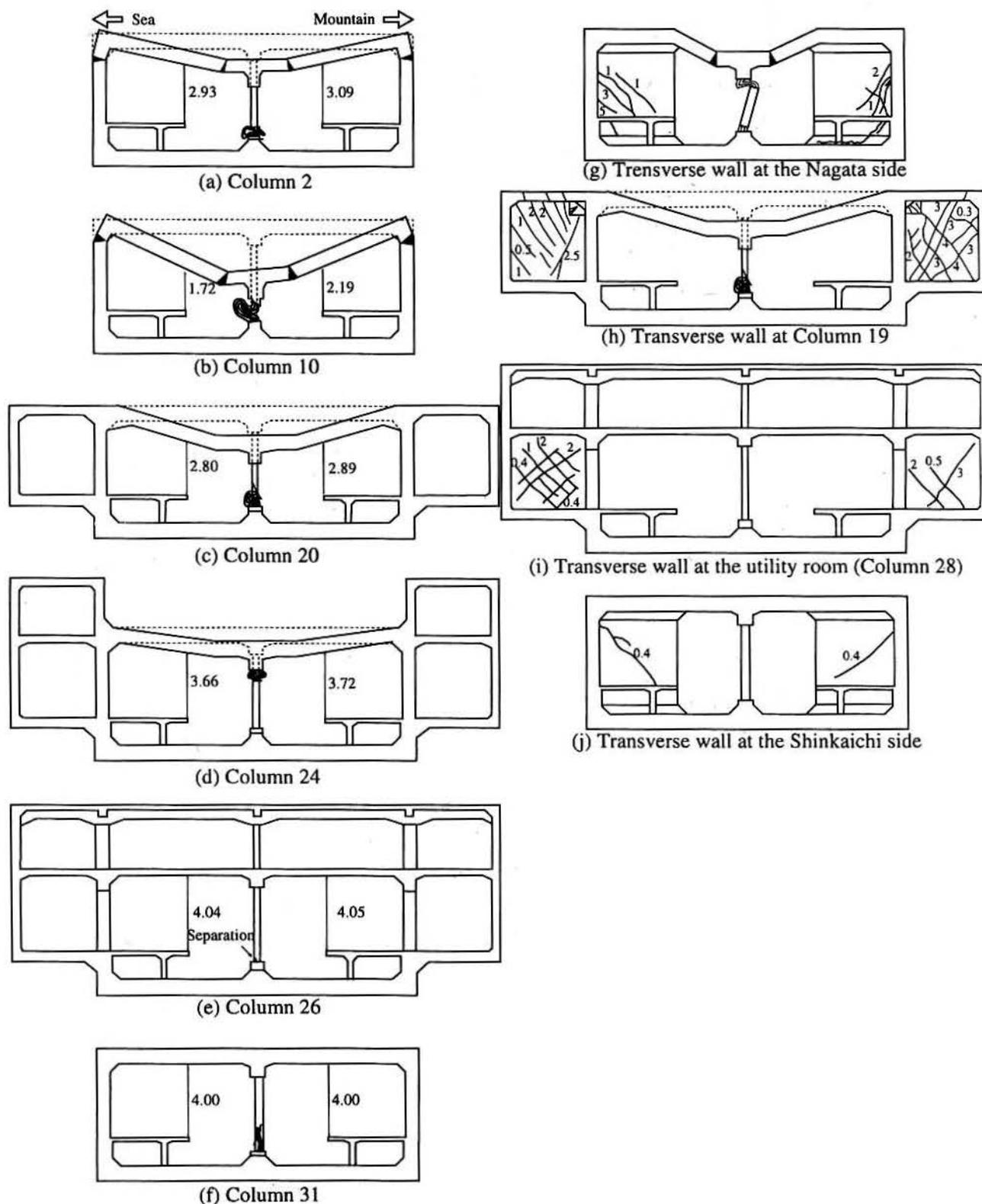


Fig. 12. Schematic figure showing the damage patterns in the transverse direction. Numbers in (a) to (f) are clear height in m measured after the damage, and numbers in (g) to (j) denote crack width in mm

side. Almost all of the center columns completely collapsed and the ceiling slab fell down. As a result, the original box frame structure distorted to an M-shaped section as shown in Fig. 12. Typical damage to the center

columns is shown in Photos. 2 (JGS, 1996) to 6.

There were two types of collapse pattern in the center column in zone A; collapsed portion bends into one direction as shown in Photos. 4 and 5 and Figs. 12(b) and (c), and in two directions in a symmetrical manner as shown in Photo. 6 and Figs. 12(a) and (d). The collapsed portion was pushed toward the mountain side in columns 7, 11, 12, 16 and 19, and toward the sea in columns 2-6, 9, 10, 20, and 21, whereas the collapsed portion was pushed out into both directions in columns 8, 13, 14, 17, 18, and 22-24.



Photo. 1. National road No. 28 running above the Daikai station. Area 90 m long and 23 m wide settled more than 2.5 m at maximum because of the collapse of the station. The 5 story building on the left is the municipal Daikai apartment house

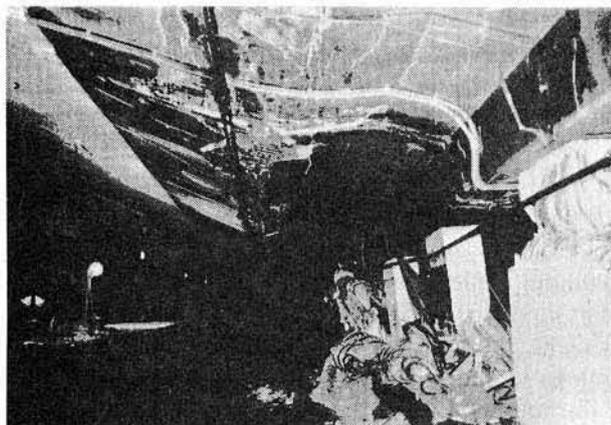


Photo. 2. View of the Daikai station from the Nagata side. Center columns collapsed completely and the ceiling slab subsided

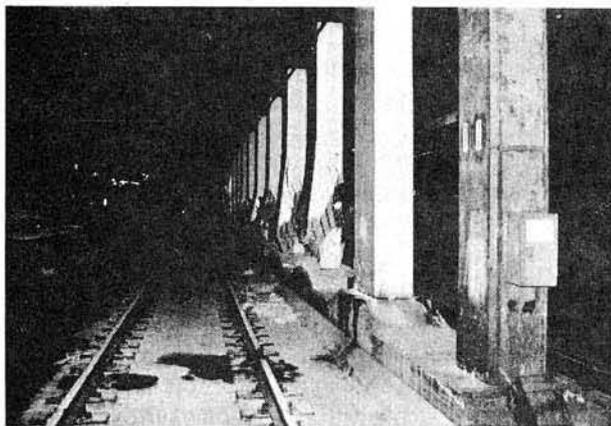


Photo. 3. View of the Daikai station from the Shinkaichi side. Damage was relatively less compared with the Nagata side

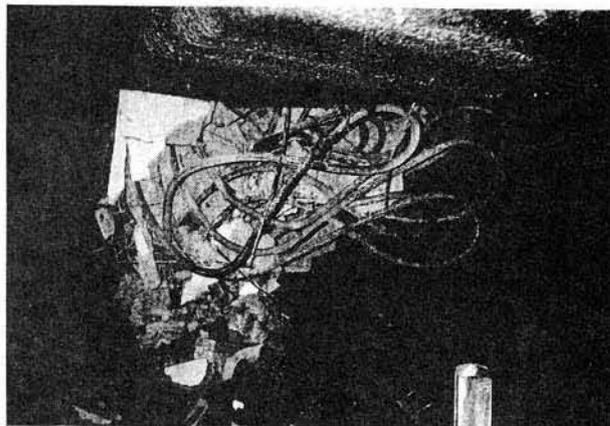


Photo. 4. Damage to center column No. 10 where damage was the severest

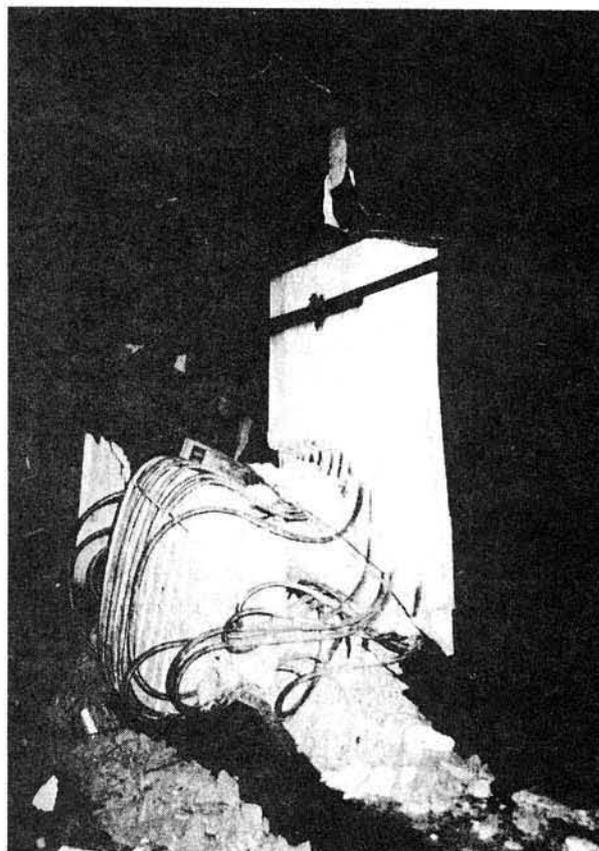


Photo. 5. Damage to center column No. 20

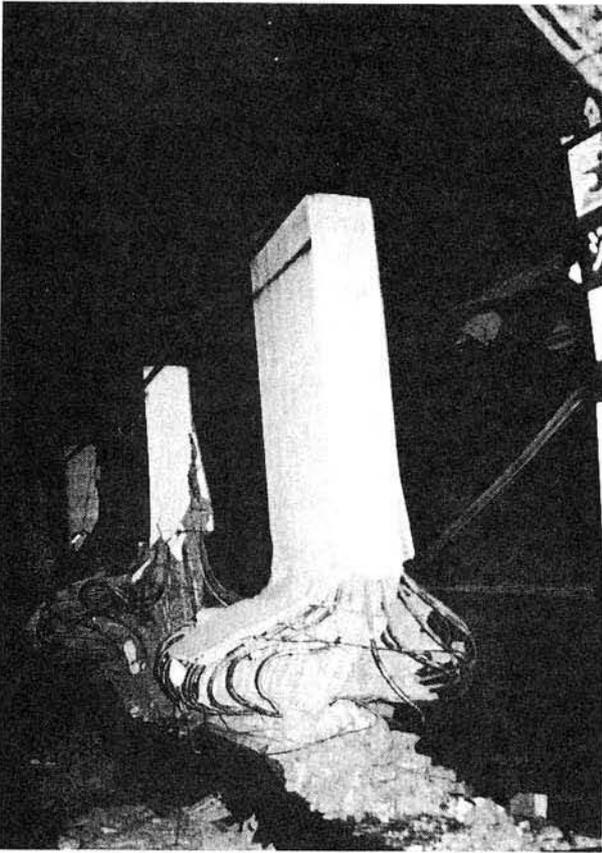


Photo. 6. Damage to center column No. 23

In zone B, as shown in Figs. 11(d) and 12(d), the collapse of the column occurred in the upper portion and reinforcing steel buckled into a symmetrical shape in columns 24 and 25. The upper longitudinal beam connecting the center columns was bent at a point between columns 25 and 26. The small separation of the corner concrete of the center columns was observed at the mountain side of upper portion and at the sea side of lower portion, in columns 26, 27 and 28.

Although the structural system in zone C was the same as that for zone A, damage was less in zone C compared with that in zone A. Figure 12(f) shows the damage to column 31 where the lower part of the center column is damaged and ceiling slab settled about 5 cm.

Photograph 7 shows a close-up of the damaged portion of column 34. It was noted that every other bar buckled. As shown in Fig. 5(a), buckling of the reinforcing steel was constrained by the hoop steel as well as by the bars placed in a zigzag manner connecting the reinforcing steel on opposite sides of the column. Damage shown in Photo. 7 indicates that this additional zigzag distribution of reinforcing steel works well in confining the core concrete.

The clear height between the upper and lower beams was measured at a point between the center columns, which is shown as h in Fig. 11(d). The minimum clear height is 1.15 m. Compared with the design clear height of 4.02 m, settlement of the ceiling slab is about 2.9 m

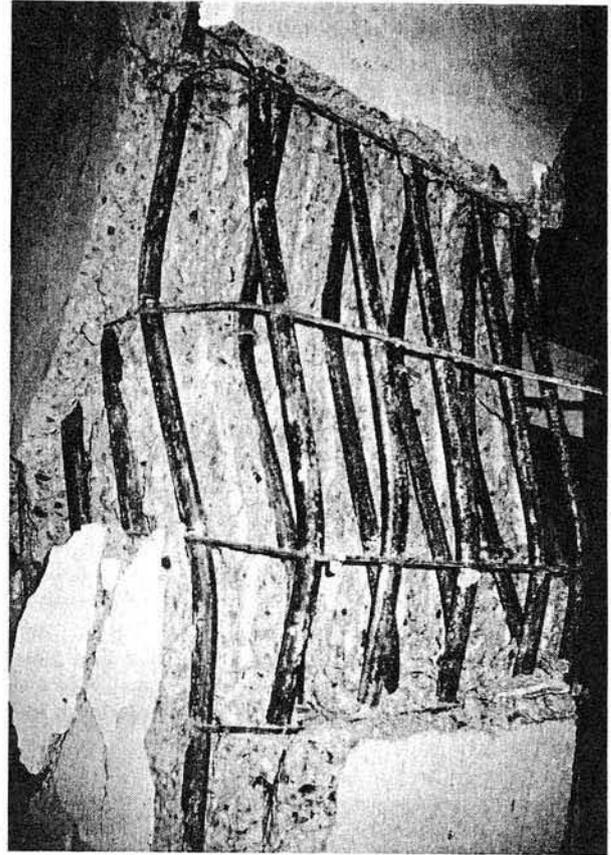


Photo. 7. Damage to center column No. 34. Only every other reinforcing bar buckled indicating that the zigzag arrangement of the reinforcing steel (See Fig. 5) worked well to retain the core concrete

maximum, which is about the same as the settlement of the ground surface shown in Fig. 6.

Cracks were observed in the upper beam between columns 32 and 33 supposedly caused by punching shear on the columns.

Railroad Level and Base Slab

The level of the railroad is measured every 5 meters. The difference of levels between the adjacent points are from 8 to 28 mm, therefore the gradient for each interval is between 1.6 and 5.6%. The measured gradient value is scattered around the design value of 3%. The scatter was larger near the boundary of the station. It is not known whether this measured scatter existed before the earthquake or was caused by the earthquake.

Cracks were not observed on the base slab, and water leakage was also not observed through the base slab. Water leakage was, however, found at some of the construction joints.

Ceiling Slab

In zone A, the ceiling slab kinks and cracks 150–250 mm wide, appeared in the longitudinal direction about 2.15 to 2.40 m from the center line of the columns as shown in Fig. 11(a) and Photos. 2 and 8. Referring to

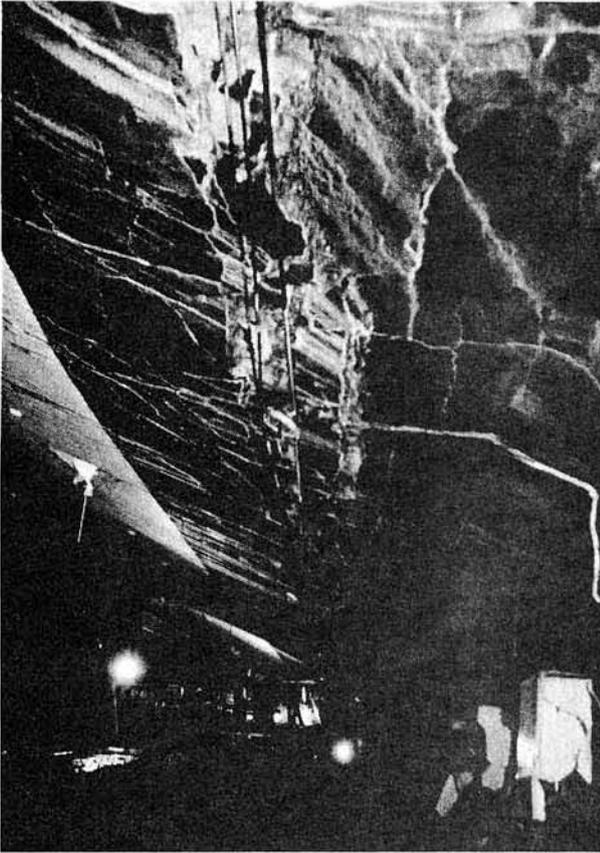


Photo. 8. Damage to ceiling slab: view toward Nagata side from column No. 18

Fig. 5(b), this portion was found to coincide with the portion where sagging reinforcing steel bars in the ceiling slab were bent upward so as to use them efficiently under the action of load shown in Fig. 4. In addition, cracks in the transverse direction were noted at nearly equal distance on the ceiling slab, the widths of which extended up to 70 mm. Almost all of them were located along the edge of the center columns. Cracks were located at about 45 degrees in the longitudinal direction near the end on the Nagata side. In addition, the separation of cover concrete was observed over almost the entire area near the haunch and the intersection between the lateral wall and ceiling slab.

Many small cracks in the diagonal direction were observed on the ceiling slab near the boundary between zones A and B. Cracks in the diagonal direction were also observed at the Shinkaichi side of zone B.

Only a few cracks were observed in the longitudinal direction in zone C.

Lateral Wall

The damage pattern in the lateral walls is shown in Fig. 11(b), (c), (e) and (f). Since a concrete block masonry wall finished with tile was constructed at the inside of the wall, the damage to the lateral wall can not be seen from inside. These finishes were removed except in the portion where designated "region not investigated" in the figure.

Although the damage patterns are similar in both the mountain and sea sides walls, it was a little more severe in the sea side wall. In this wall, separation of cover concrete was observed near both the top and bottom haunches, and vertical cracks 0.1–1 mm wide, run from bottom to top. In addition, diagonal cracks probably caused by large shear stress were observed at the Nagata side end of zone A.

According to the investigation of the exterior surface as shown in Figs. 11(b) and (f), wide cracks in the longitudinal direction were observed along with the intersection with the haunch. Therefore, as emphasized in Fig. 12(a), as the result of the collapse of the center column in zone A, a kink occurred at the upper part of the lateral wall and the intermediate part of the ceiling slab, but not at the end of the ceiling slab.

Under the platform, a significant separation of cover concrete was observed on the mountain side lateral wall for a length of about 40 m; 30 m to 72.5 m from the end on the Nagata side, and this separation of cover concrete was seen on the sea side lateral wall for a length of about 30 m; 35 m to 65 m from the end on the Nagata side. Water leakage was also observed at these separated locations sufficient enough to dampen the area and sometimes occasionally actual flow of water could be seen. Cracks were also observed on the columns that support the platform. In general, the crack width was wider on the railroad side than in the wall side, which indicates that the platform was pushed toward inside.

Crack patterns were found to be similar in the lateral wall under the platform. Looking from Nagata side, three vertical cracks were observed within the first 10 m. From that, cracks were not observed for about 60 m. Vertical cracks at equal distances were observed between 60 m and 90 m. It was concluded that these cracks were originally caused by thermal effects and the crack width was enlarged due to the earthquake.

After the collapse of the center column and ceiling slab, the lateral wall tilted toward inside. The relative movement of the bottom of the upper haunch from the platform was 2.7 cm on the sea side wall and 1.5 cm in the mountain side wall at about 10 m from the end of the Nagata side. At about 30 m distance from the end at the Nagata side where the settlement of the ceiling slab was the most severe, both the seaside and mountain side walls tilted by about 9.0 cm and about 5.9 cm, respectively. In addition, at a location 50 m from the Nagata side, the sea side and mountain side walls tilted about 1.6 cm and 4.5 cm, respectively. The tilt of the lateral wall was hardly observed in zone C.

Deformation of the lateral wall and the slab were hardly observed in zone B.

In zone C, diagonal cracks were observed on the lateral wall near the end of the Shinkaichi side. Apart from the end, there were a few vertical cracks. They would have appeared soon after the construction due to thermal effects, and the width was enlarged due to the earthquake.

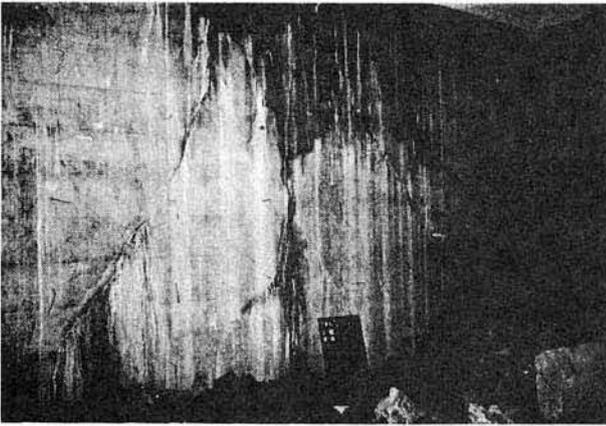


Photo. 9. Diagonal cracks appeared on the lateral wall on the mountain side at the end of the Nagata side

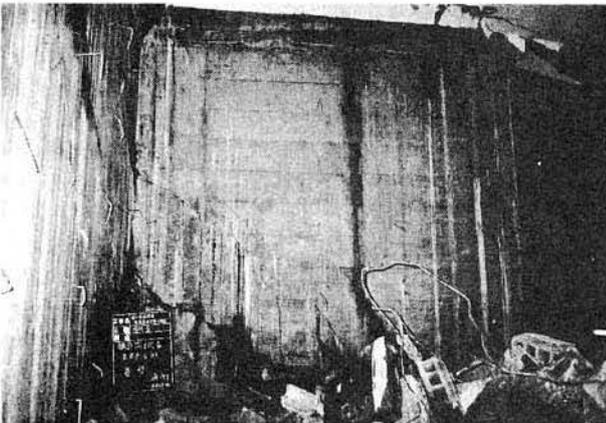


Photo. 10. Damage to transverse wall in the sea side at the end of Nagata side

Transverse Wall

There are several walls in the transverse direction: both ends, utility rooms, etc. The damage pattern of these walls is shown in Fig. 12(g)-(j) and Photos. 9 to 11. Di-

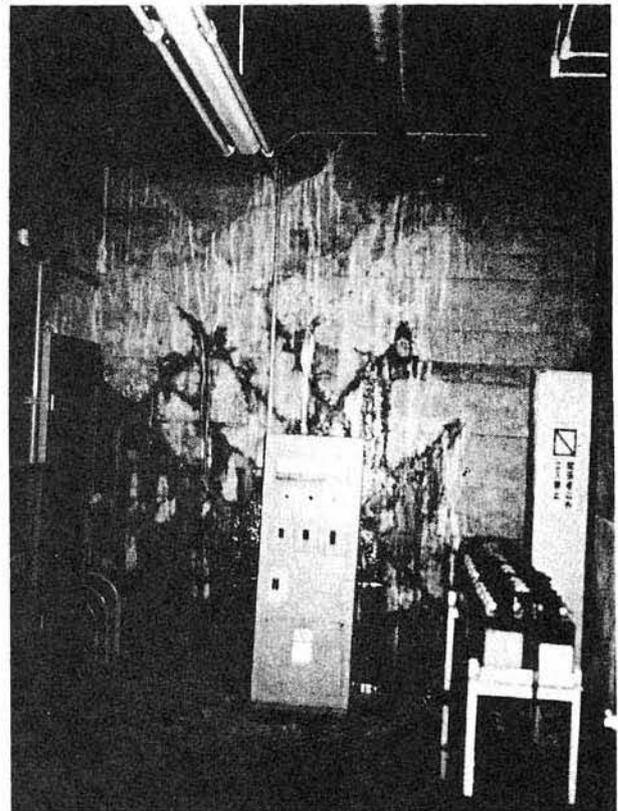


Photo. 11. Damage to transverse wall at the electric facility room

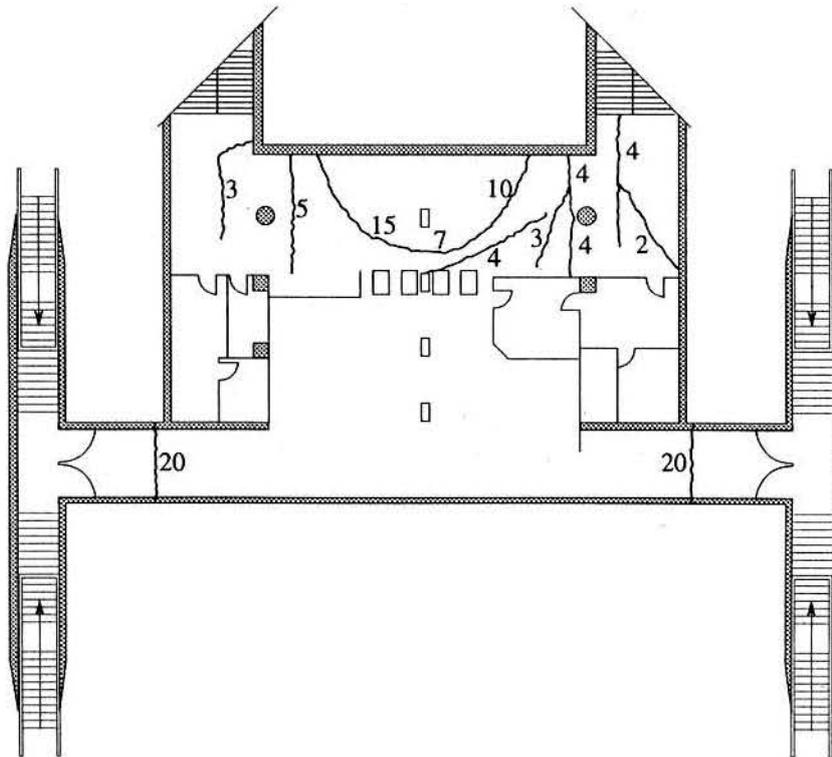


Fig. 13. Crack patterns in the B1 floor: Numbers in the figure are crack width in mm

agonal cracks were observed in all the walls.

Electric Facility Room and Switching Station Room

These rooms were constructed on B2 floor adjacent to the platform and under the concourse. They are surrounded by concrete walls. Many diagonal cracks were observed in the walls in the transverse direction as shown in Fig. 12(i). Very little damage to lateral the wall were observed.

Concourse (B1 floor)

Crack patterns in the B1 floor are shown in Fig. 13. Compared with Fig. 11(a) where crack patterns of the bot-

tom of the ceiling slab are shown, the crack patterns were different on each side. A cracks of semi-circular shape surrounded the location of column 24 and 25. These may have been caused by the collapse of these two columns. Cracks on both the lateral and transverse walls were not investigated.

Railroad Just Away from the Daikai Station

Investigation was also conducted beyond the limits of the station. The damage pattern just beyond the station on the Nagata side is shown in Fig. 14 and Photos. 12 and 13, and on the Shinkaichi side in Fig. 15. Here station 0 in Fig. 14 corresponds to the end of the Nagata

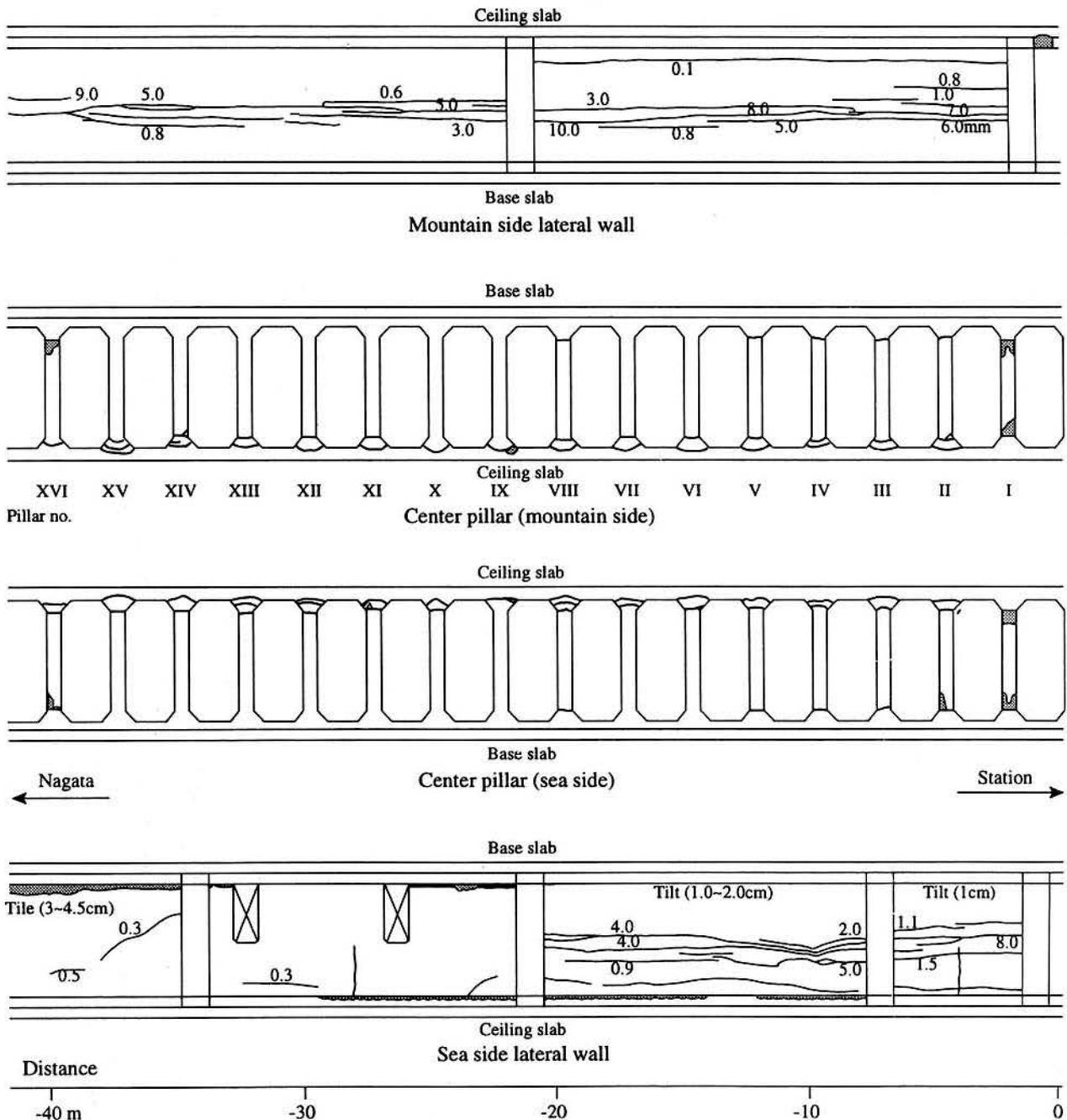


Fig. 14. Schematic figure showing the damage away from the station in Nagata side. Small numbers denote crack width in mm

side of the station and column I which is next to column 1. The columns are numbered in sequence from number 36 on the Shinkaichi side.

pushed inside and separation several centi-meters wide appeared on the boundary between the lower haunch on the Nagata side. Separation of the cover concrete was observed both at the top and bottom of the column as

As shown in Photo. 12, the sea side lateral wall was

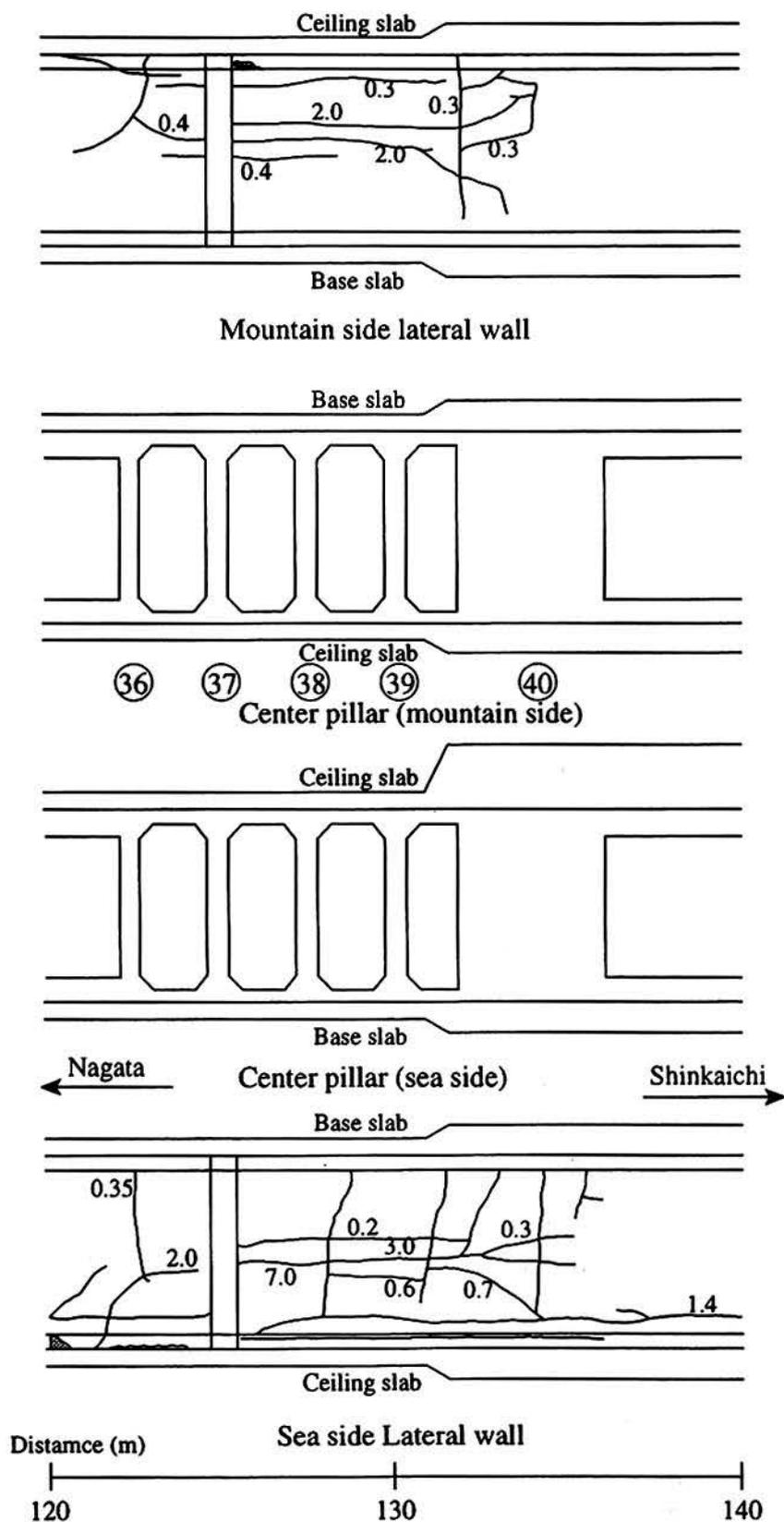


Fig. 15. Schematic figure indicating the damage away from the station on Shinkaichi side. Small numbers denote crack width in mm

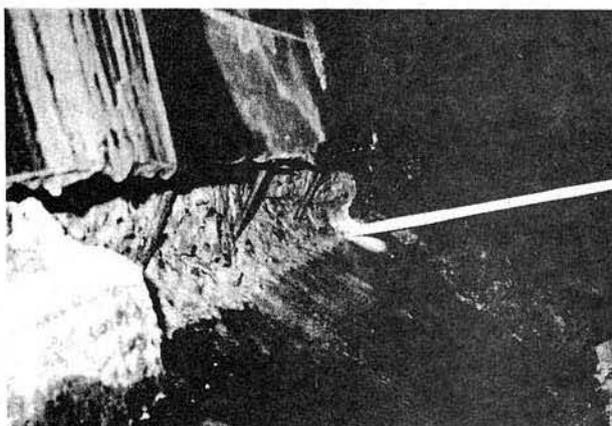


Photo. 12. Damage to lateral wall away from the Daikai station on Nagata side: Lower part of the lateral wall pushed toward the inside for about 1.0 to 4.5 cm along the boundary between lateral wall and haunch

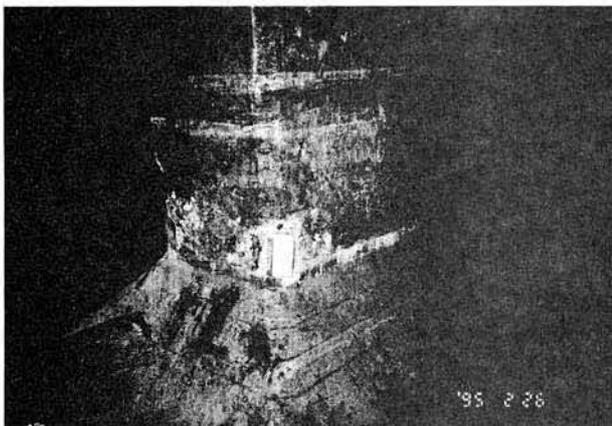


Photo. 13. Damage to center pillar beyond the station on Nagata side

shown in Photo. 13.

The damage was less on the Shinkaichi side than on the Nagata side. Generally, the degree of damage to the lateral wall in these areas was of the same order of magnitude as the damage in the station.

MECHANISM OF COLLAPSE BASED ON DAMAGE PATTERN

Damage of the center columns occurred to various degrees from complete collapse to slight damage in the Daikai station. It is very difficult to clearly define the mechanism of the damage to the Daikai station by only observing completely collapsed columns, because the effect of gravity (axial load) becomes predominant for the residual deformation pattern. Therefore it is better to observe columns that are only slightly damaged.

For column 28, which is one of the slightly damaged columns, a small separation of the column cover concrete was observed at two locations: sea side (bottom) and mountain side (top) of the column. This indicates that the horizontal force acting in the transverse direction

toward the mountain side caused the damage to the column.

The mechanism becomes more clear by focusing the investigation on the slightly damaged column such as columns 22–26 and 29–34. The predominant damage occurred either at the bottom or at the top of the column. This damage seems to have been caused by the bending moment; bending moment around the longitudinal axis seems to be predominant whereas that in the transverse direction is much less effective. This also indicates that the horizontal force acting in the transverse direction caused damage to the columns.

Based on observation of these columns, the mechanism of the damage of the collapsed column in zone A is evaluated to be as follows: 1) Due to strong horizontal force, the member reaches its strength under the combination of bending moment and shear force acting near the end of the column, which resulted in collapse of the end of the column. 2) The load carrying capacity of the box frame was reduced, and therefore excess relative horizontal displacement occurred. Once horizontal displacement becomes large, additional moment due to axial load (so called $P-\Delta$ effect) increases greatly resulting in the complete collapse of the center column.

This mechanism can explain most of the damage which occurred at the Daikai station. As seen in Fig. 11, damage was the most severe in zone A. This can be explained by the fact that the wall in the transverse direction is more in zones B and C than in zone A. Actually, as shown in Fig. 12(h) and (i), many diagonal cracks were observed in these walls, which indicates that a large horizontal force also acted in zones B and C. Since the transverse wall carried much of the load, damage to the center columns was small in this zone. The damage which occurred in the municipal Daikai apartment house and ventilation tower also suggests the existence of a strong horizontal force.

Horizontal force must act not only in the transverse direction but also in the longitudinal direction. Damage caused by the horizontal load in the longitudinal direction, however, is rarely observed. This can be accepted by considering that the total wall dimension is larger in the longitudinal than in the transverse direction. Evidence of horizontal force may be seen in the diagonal cracks on the lateral wall at both ends of the station.

The source of the horizontal force is the next question. Earth pressure may be one of the factors, however does not seem to be the predominant factor, because it works symmetrically. Response of the frame may not be a specific cause of damage because all the structural elements except the center column come into contact with soil, and therefore do not behave independent of the resulting movement of the subsoils. The best possibility is a relative displacement between the base and ceiling levels caused by the subsoil movement. As a result of the response of the subsoil profile due to the earthquake, relative displacement between the ceiling and base levels appears and results in a horizontal force acting on the subway structure. This type of displacement may be negli-

ble in the case of a small structure, but it can be very effective in a large structure such as the Daikai station and/or nonlinear behavior of the subsoil profile becomes predominant.

In addition, the difference in the thickness of the overburden soil may affect the extent of damage between zones A and B. Since the thickness of the overburden soil is larger in zone A (4.8 m) than in zone B (1.9 m), the inertia force acting on the ceiling slab in zone A may be larger than that in zone B.

At present, the evaluation the load transferred from the overburden soil to the ceiling slab is difficult. It is clear that not all the inertia force of the overburden soil was transferred to the ceiling slab, however, research into the evaluation of the soil block which provides inertia force to the subway has not yet been undertaken.

Evidence that vertical force affects the collapse of a station during an earthquake has not been definitely confirmed.

CONCLUSIONS

The Daikai station is the first subway structure that completely collapsed due to the earthquake. A detailed reconnaissance survey of the damage was made in order to determine the behavior of the station during the earthquake. Based on a study of the damage pattern, the mechanism of the collapse of the station is considered to be as follows:

The B2 floor of the station was subjected to a strong horizontal load, which caused deformation of the box frame structure. In zone A where amount of wall in the transverse direction is small, center columns initially collapsed due to a combination of bending and shear resulting from the deformation of the box frame. Then, as a result of the relative displacement between the top and bottom of the columns, additional moment by gravity of the overburden soil became predominant resulting in the failure of the column. Since the walls in the transverse direction carry most of the horizontal force in zones B and C, damage to columns was much smaller compared with that in zone A. Instead, many diagonal cracks

appeared on the walls in the transverse direction, such as walls at both ends of the station and walls in the utility rooms. In addition, less overburden soil is present in zone B because of the existence of the B1 floor (concourse), which reduced the inertia force transferred from the soil to the ceiling slab.

Considering the mechanism stated above, research is required to evaluate the load acting on a large underground structure from the surrounding subsoils. The following items are considered especially important.

- 1) Behavior of the ground to evaluate the relative displacement between the top and the bottom of the structure.
- 2) Soil-structure interaction between the underground structure and surrounding soil to evaluate the load acting on the structure from the surrounding soil.
- 3) Effect of overburden soil which provides an inertia force on the underground structure.

REFERENCES

- 1) ADEP investigation team (1990): "Reconnaissance report of the 1989 Loma Prieta earthquake," Association of Development of Earthquake Prediction (in Japanese).
- 2) Hamada, M. (1992): "Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake, Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes," Technical Report NCEER-92-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo.
- 3) Japanese Geotechnical Society (1996): "Selected photographs on the damage caused by the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake," Soils and Foundations, Special Issue on the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake.
- 4) JSCE investigation team (1986): "Reconnaissance report of the 1983 Nihonkai-chubu earthquake," Japan Society of Civil Engineering (in Japanese).
- 5) JSSMFE investigation team (1994): "Reconnaissance report of the damage during the 1993 Kushiro-oki and Noto-hanto earthquakes," Japan Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (in Japanese).
- 6) Kawashima, K. (1994): Earthquake Resistant Design of Underground Structure, Kajima Shuppan (in Japanese) (in Japanese).
- 7) Kobe city (1980) : Geology of Kobe, Kobe city (in Japanese).
- 8) Tohoku Branch of JSCE investigation team (1980): "Reconnaissance report of the 1978 Miyagiken-oki earthquake," Tohoku Branch of Japan Society of Civil Engineering (in Japanese).

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

矢的照夫¹・梅原俊夫²・青木一二三³・中村 晋⁴・江寄順一⁵・末富岩雄⁶

¹ 神戸高速鉄道(株)専務取締役(〒650 神戸市中央区多聞通3-3-9)

² 正会員 工学 日本鉄道建設公団設計技術室 調査役(〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)

³ 正会員 工学 日本鉄道建設公団設計技術室 主任技師(〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)

⁴ 正会員 工博 佐藤工業(株)中央技術研究所 主任研究員(〒103 東京都中央区日本橋本町4-12-20)

⁵ 正会員 工学 佐藤工業(株)中央技術研究所 主任(〒103 東京都中央区日本橋本町4-12-20)

⁶ 正会員 工修 佐藤工業(株)中央技術研究所(〒103 東京都中央区日本橋本町4-12-20)

兵庫県南部地震により神戸高速鉄道・大開駅は、中柱の圧壊により上床版が沈下し、直上の国道28号線に陥没が生じるという被害を受けた。本報告は、地中構造物の耐震性を評価する上で重要な資料とするため、大開駅の被害状況を明確に示すこととそれを踏まえて被害要因を分析することを目的としている。被害要因推定は、動的解析に静的弾塑性解析を加えた2段階解析により行った。被害状況として、妻壁に見られるひび割れから駅横断方向に強い地震動が作用したこと、上床版の破壊を免れた新開地駅側の中柱の損傷はせん断破壊であること等が推測される。構造物部材の実強度、埋め戻し材の材料特性等に基づいた解析より、側壁等が曲げ降伏に至る時点で中柱が曲げせん断破壊するという損傷過程が得られ、状況と良く対応している。

Key Words : seismic damage, underground structure, site investigation, dynamic response analysis, non-linear frame analysis, bending and shear failure, center pillar

1.はじめに

平成7年1月17日5時46分に発生した兵庫県南部地震により神戸高速鉄道・大開駅は、中柱が圧壊したことにより上床版が折れ曲がり沈下し、直上の国道28号線に最大で2.5mにも及ぶ陥没が生じるという大きな被害を受けた。この被害は、地下鉄道の運行不能という機能損失のみならず、上部道路の交通機能も損失するという大きなものであった。

これまでわが国では、このような地下構造物を有する都市部で大規模地震の洗礼を受けていない。このような構造物の地震被害事例として、1985年メキシコ地震によるメキシコ市の地下鉄は、わずかに側壁継目部のずれや建設中の下水用シールドトンネルのリング継手ボルトの切断等に関する被害の報告¹⁾等しかなく、構造物損傷の程度も軽微である。一方、水道管やガス管の様な比較的浅い位置に埋設される小口径埋設管は過去の大規模地震による被害^{2)~4)}を受けている。地下鉄を含む地中の線状構造物の耐震性評価を行う際、メキシコ地震による被害やわが国における埋設管の被害事例に基づき構造物軸方向に沿った地形・地盤や構造条件の変化に対する配慮が必要であることが指摘¹⁾され、共同溝設計指針⁵⁾等に

反映されている。大開駅の様な構造物横断方向の被害についてはこれまで前例がないといえる。

大開駅の被害要因については被害形態からせん断破壊であろうとの指摘⁶⁾もあるが、一般にコンクリート構造物の破壊モードを破壊状況から判断することは困難であるといわれている。本報告は、現存また今後建設される地中構造物の耐震性検討に有用な資料とするため、大開駅の被害状況を明確に示すこととそれを踏まえて被害要因を分析することを目的としている。まず、被害状況には、構造物損傷の程度、構造物の配筋・強度、周辺地盤の構造・定数等を示す。さらに、兵庫県南部地震により観測された大開駅周辺の強震記録の特性や地盤の振動特性を把握するために実施した常時微動観測の分析結果についても示す。次に、被害要因の分析とは、構造物の損傷モードおよび損傷に至る過程を把握するための検討を示す。そのためには、兵庫県南部地震における構造物の応答を推定し、耐力との比較を行う必要がある。地中構造物は地上の構造物と異なり、見かけの単位体積重量が周辺地盤と同程度以下と小さいことや構造物は周辺地盤の変形に拘束されほぼ周辺地盤と同様に震動するという特徴を有している。その様な構造物の横断面における耐震検討は省略される場

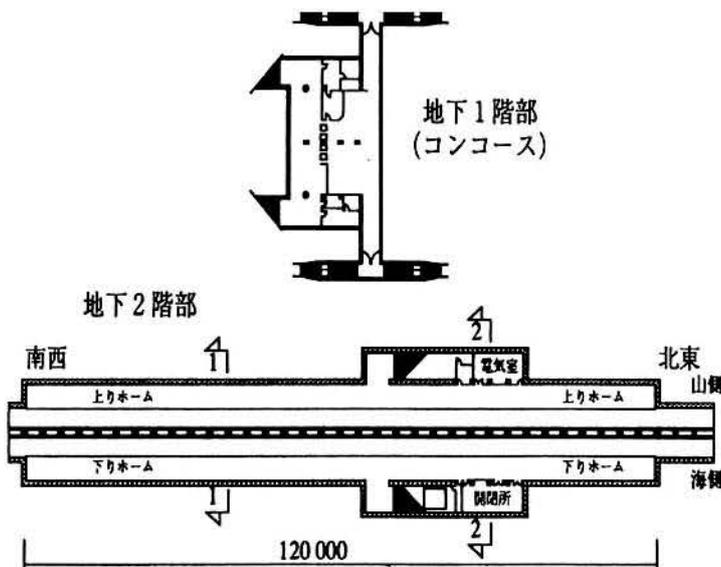


図-1 大開駅平面

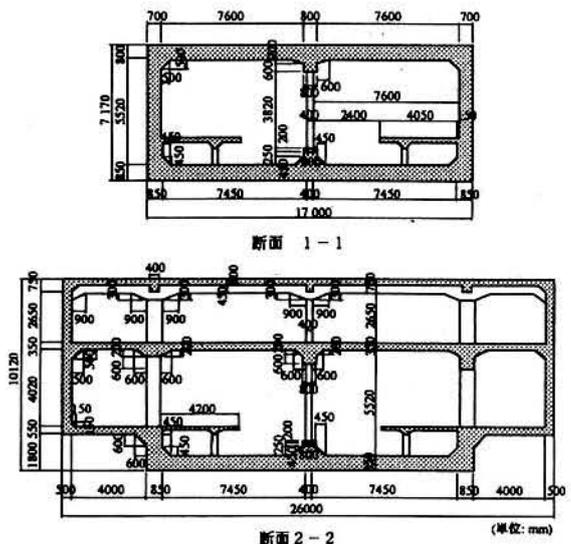


図-2 代表断面

合が多いとの指摘⁷⁾もあるが、震度法、応答変位法および動的解析法の3つのうちいずれかの手法により地中構造物に発生する断面力の評価が行われている^{8),9)}。それら3つの手法のうち、地震時における構造物の実挙動を評価するという観点では実験等との比較により動的解析法が有効であることが示されている¹⁰⁾。動的解析は、限界状態設計法に基づき地中構造物の耐震安全性を評価するために必要な構造物の応答を評価する手法¹¹⁾にも用いられている。構造物の被害要因の分析が本報告の目的であることから、実挙動を評価出来る動的解析手法により構造物の応答評価を行う。その際、地盤と構造部材の両方に関する材料の非線形特性を考慮した動的解析を行うことは、計算機の容量や演算速度の面からかなり困難であり、有用な解析コードは見られない。ここでは実務や設計で用いられている地盤材料の非線形性を等価線形化手法により考慮し、構造部材を弾性体として取り扱う解析手法を用いる。その手法では、ひび割れや降伏などによる降伏ヒンジの形成にともなう応力の再分配や材料の非線形挙動を評価出来ない。そこで、構造部材に発生する断面力およびそれに応じた部材損傷は、動的解析により推定された構造物の応答より構造物部材のうち中柱に最も危険な荷重状態を抽出し、それを部材の曲げモーメントと変形関係の非線形性を考慮した構造物系に静的に作用させることにより得られた断面力と部材耐力の比較により行う。大開駅の被害要因推定は、このように動的解析に静的弾塑性解析を加えた2段階解析により行う。

2.大開駅の被害状況と周辺地盤の状況

神戸高速鉄道は神戸市の三宮や元町から西代を結ぶ東西線7.2km、新開地から湊川を結ぶ南北線0.4kmからなる地下鉄道である。ここで三宮や元町では阪急神戸線および阪神電鉄線と大阪方面の路線と接続、西代では姫路に至る山陽電鉄線と接続、また湊川では六甲山へ至る神戸電鉄線とも接続し、東西と南北を結ぶ重要な路線となっている。これら路線は開削工法により建設され、大開駅はJR山陽本線兵庫駅の北北西約500mの国道28号線下に位置し、昭和39年1月31日に竣工した。

ここでは、被害状況、配筋や強度等の構造特性、地盤特性および兵庫県南部地震における地震動特性を示す。

(1)大開駅の被害状況

a)構造特性

大開駅は図-1、2に示したように改札のある地下1階、プラットホームのある地下2階(以後、一般駅部と呼ぶ)から構成される地下2階の鉄筋コンクリート構造となっている。ただし、2階構造となっているのは改札口のあるコンコース部分のみである。

一般駅部は、上下線に対する2つのプラットホームを有し、ほぼ南西から北東の方向に120mの長さを有している。断面方向の幅は17m、高さが7.17mのボックスラーメン構造となっている。その中央部には、高さ3.82m、幅0.4m、奥行き1.0mの鉄筋コンクリート支柱(以後、中柱と呼ぶ)が3.5m間隔で35本

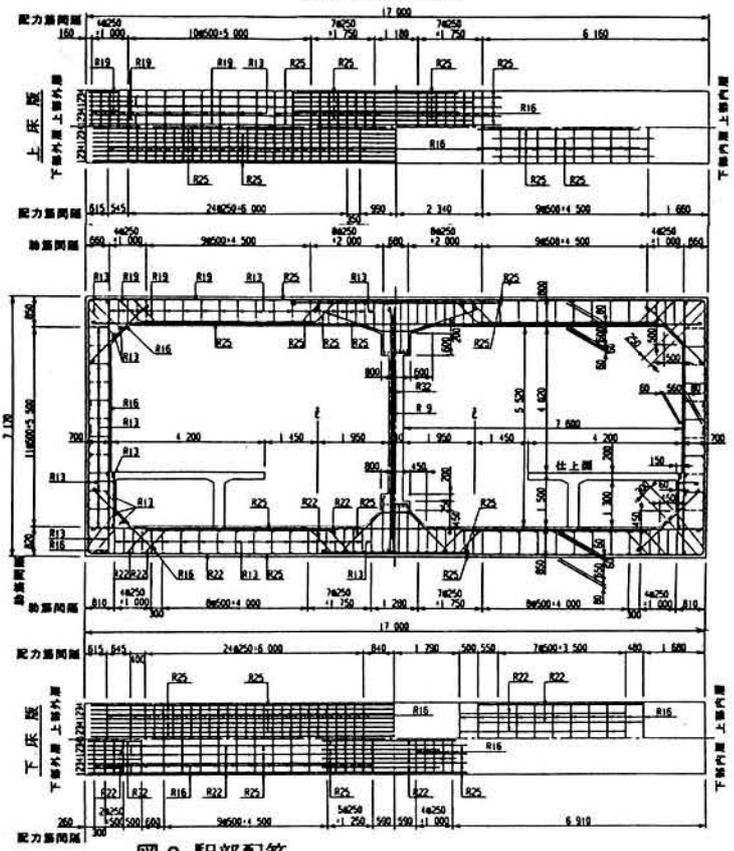
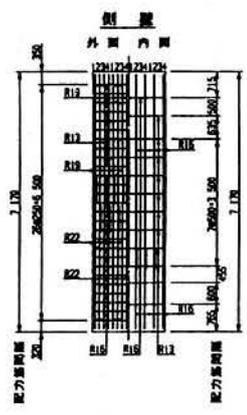
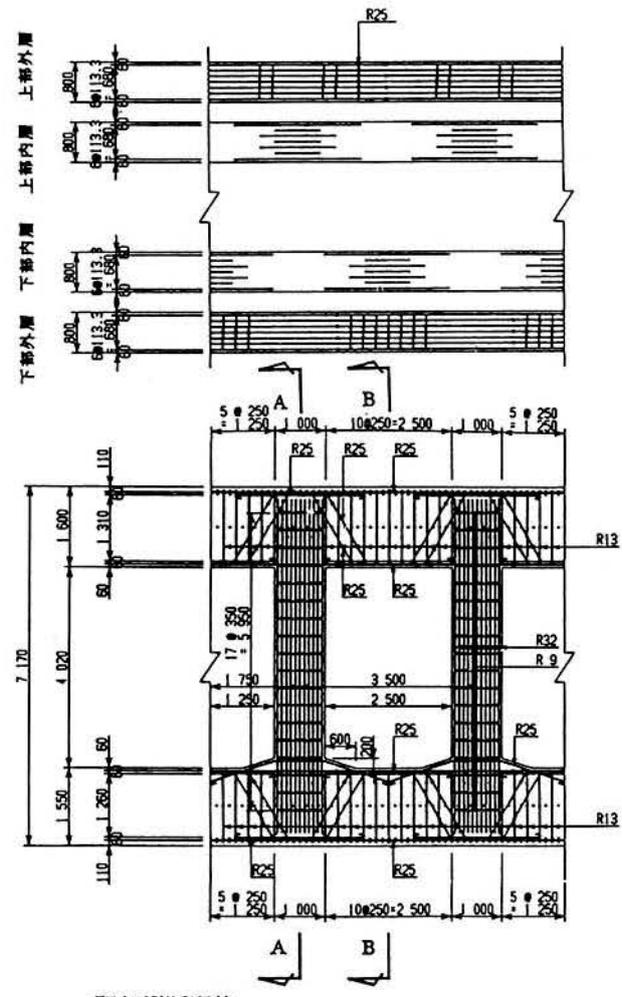
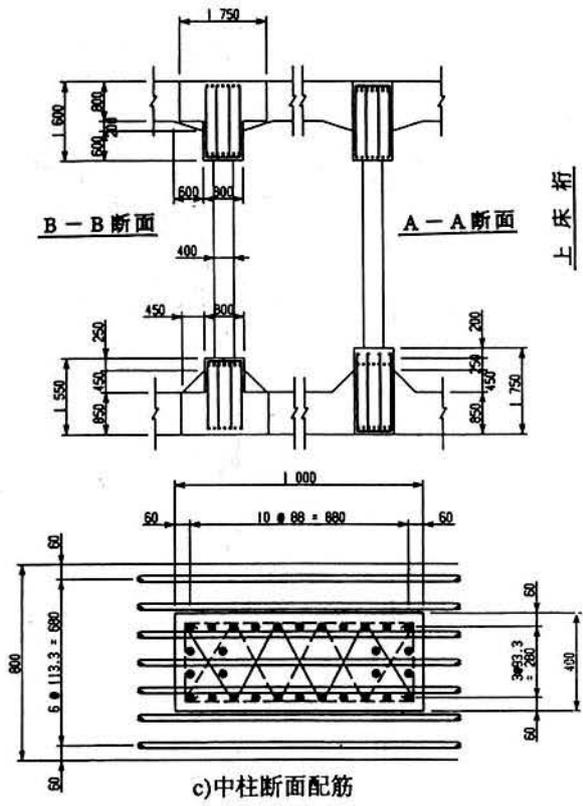


图-3 駅部配筋

表-1 各材料の強度特性

材料	部材	設計基準強度 (kg/cm ²)	実強度 (標準偏差) (kg/cm ²)
コンクリート	上床版 下床版 側壁	210	380 (27)
	中柱	240	
鉄筋	全部材	3120(降伏強度)	

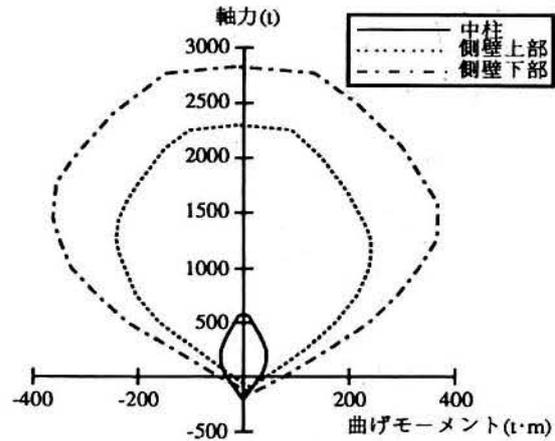


図-4 中柱,側壁の終局曲げモーメントと軸力の関係

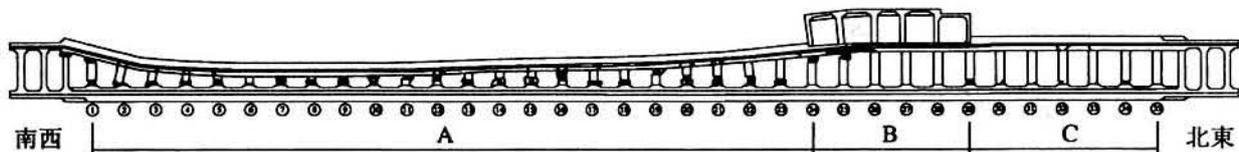


図-5 大開駅縦断方向の被害状況

配置されている。この中柱は上床版(厚さ0.80m)と下床版(厚さ0.85m)中に設けられた梁(それぞれ高さ; 1.6m, 1.75m(内ハンチ部0.2m))と接合されている。コンコース部分には地下2階に電気室および開閉所があり、比較的壁の多い構造となっている。

また、一般駅部の土被りは4.8m程度、コンコース部分では土被りが1.8m程度となっている。

一般駅部の断面配筋を図-3に示す。鉄筋は丸鋼を使用しており、側壁の主筋はφ22, 19, 16, 上・下床版はφ25, 22, 中柱はφ32(30本)である。中柱の帯鉄筋はφ9(c.t.c.350)を使用しており、全体を巻き込む通常の配筋(定着部は直角フック)と稲妻筋と呼ばれる柱両側面の鉄筋を4本おきに交互に巻き込む配筋となっている。

各部材のコンクリートと鉄筋の強度特性を表-1に示す。また、表-1中には設計基準強度もあわせて示している。表-1中の実強度は中柱と側壁を対象として実施したテストハンマー試験より得られた圧縮強度の平均値である。その現位置試験による圧縮強度の評価には経年劣化を考慮するための影響係数は考慮していない。中柱より採取した8試験体(φ150)の圧縮強度の平均は405kg/cm²と、テストハンマー試験による平均値より大きな値となっているがその1σの範囲内であることから、テストハンマー試験の

結果をここでは用いる。これらの強度特性に基づいて算出した側壁と中柱の終局曲げモーメント M_u と軸力 N の関係を図-4に示す。ここで終局曲げモーメントは梅村²⁾が提案するe関数法により算出した。その際、コンクリートの最大圧縮点ひずみは0.2%、終局ひずみは0.35%、鉄筋の降伏応力度は規格値と実効値の差異を考慮し3120kg/cm²(=2400×1.3)とした。なお、曲げモーメントは外側引張りを正、軸力は圧縮を正としている。

b)被害状況

まず、構造物の被害の内、駅部縦断方向に沿った中柱の被害状況を図-5に示す。コンコース部以西(高速長田駅側)の中柱はほとんど圧壊している。また、コンコース部以东(新開地駅側)では中柱の脚部に破壊が生じていた。一方、コンコース部では、高速長田駅側の2本の柱の上部が破壊しているが、被害は中柱の上・下部にコンクリートの剥離がみられる程度と比較的健全であった。ここでプラットホームのある地下2階の被害は、図-5に示す様に場所により状況が異なっている。

被害を程度と構造に応じて、図-5に示す様に駅縦断断面を3つのゾーンに分ける。それら各ゾーンの被害概要を以下に示す。

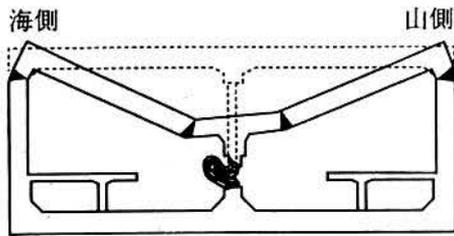


図-6 中柱(No.10)の破壊状況

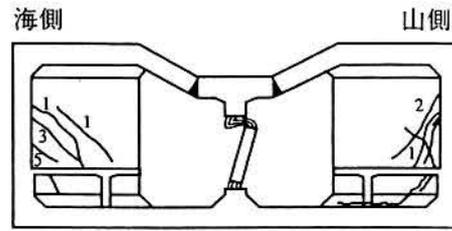


図-7 妻壁のひび割れ状況

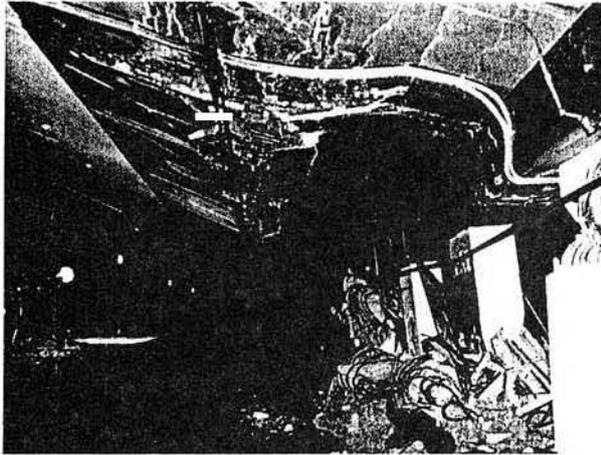


写真-1 中柱の圧壊および上床版の陥没

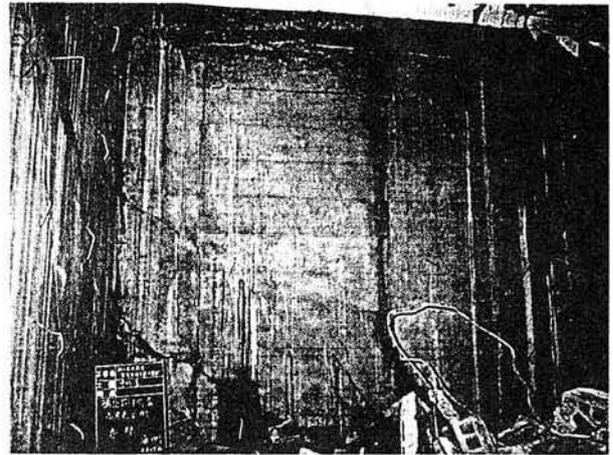


写真-2 妻壁(海側)のひび割れ

<Aゾーン>

図-6、写真-1に示すように中柱が完全に破壊し、上床スラブ(800mm厚)は中央から1.75m~2.00mの位置(折曲鉄筋が曲げ上げられて、正鉄筋の本数が減少した断面)に幅15~20cmの亀裂が発生して折れ曲り最大2.5m沈下した。

側壁上部ハンチの下ではコンクリートが剥離し、内側の主鉄筋が座屈した。この部分の地山側には最大200mmの大きなひびわれが発生していた。側壁厚はプラットホームよりも上では700mm下では850mmとプラットホーム高さで変化している。このプラットホームよりも上の側壁は、山側および海側とも内側に向かって僅かに倒れ込み、プラットホーム直下では側壁のコンクリートが剥離し、かなりの漏水が見られた。この部分の地山側には施工継手があり、継手面でひびわれが発生していた。側壁下部のハンチ付近にはひびわれは認められなかった。

プラットホーム端部にある妻壁のせん断ひび割れの発生状況を図-7、写真-2に示す。その損傷の程度は新開地駅側の妻壁に比べ大きい。

<Bゾーン>

中柱6本の内、中央部にある3本は、柱上端の山側および柱下端の海側のコンクリートにわずかな剥離が認められる程度の被害であった。地下1階部が沈

下した位置にあたる地下2階部の中柱は鉄筋が提灯状に膨らんで圧壊しており、A領域の崩壊に引きずられて地下1階部の下床版は傾いて沈下したことが分かる。

地下2階にある電気室・開閉所の線路直角方向壁のひびわれ発生状況を図-8、写真-3に示す。いずれの壁にもX方向にせん断ひびわれが発生しており、かなりの水平方向地震力が線路直角方向に作用したことが分かる。

<Cゾーン>

図-9、写真-4に示す様に中柱の下部が破壊され、鉄筋が座屈して上面スラブが5cm程度沈下した。中柱の破壊位置では、写真-5に示す様に稲妻筋が鉄筋の提灯状の座屈を拘束し、帯鉄筋の役割を果たしている。この部分の損傷モードはコンクリートの剥離等の破壊状態よりせん断破壊であろうと推定される。

また、側壁にはプラットホーム直下におけるコンクリートの剥離は認められず、漏水も見られなかった。またハンチ付近に明確なひびわれは内側からは認められなかった。

プラットホーム端にある妻壁のひびわれ発生状況を図-10に示す。ひびわれの数等の損傷の程度は高速長田駅側に比べ小さい。

駅横断方向の妻壁や電気室内の壁にみられるせん

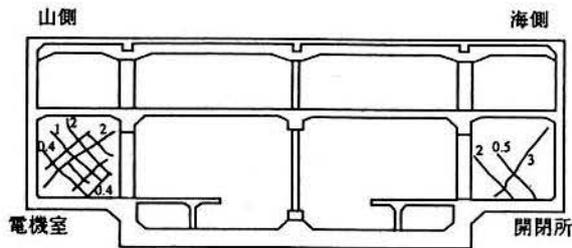


図-8 電気室・開閉所のひび割れ状況

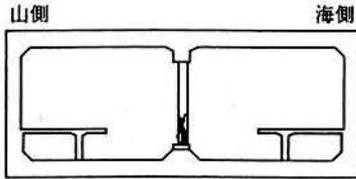


図-9 中柱(No.31)の破壊状況

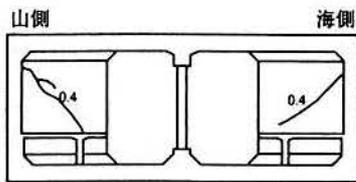


図-10 妻壁のひび割れ状況

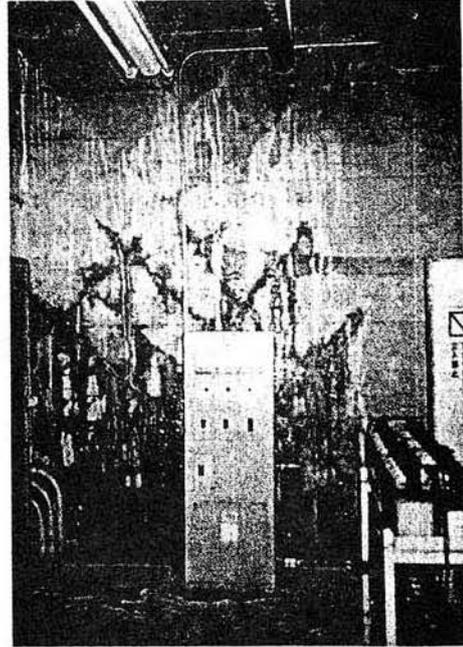


写真-3 電気室のひび割れ状況

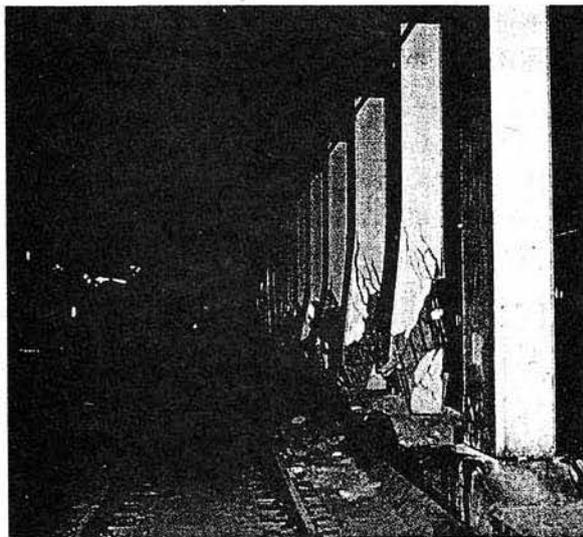


写真-4 中柱の損傷

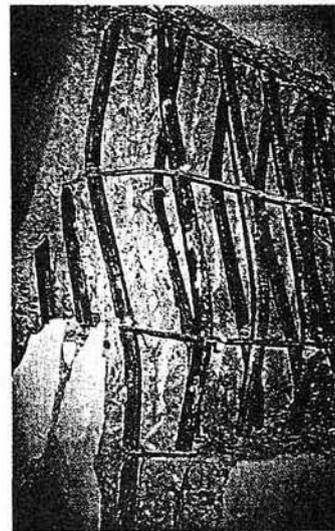


写真-5 中柱の帯鉄筋の効果

断ひび割れの状況やCゾーンにおける中柱の破壊状況に基づいて被害状況から判断できる駅舎Aゾーンの破壊のメカニズムを推定すると、周辺地盤の震動により駅横断方向のボックスラーメンに図-11の様な変形が生じ、中柱に発生した断面力が中柱に作用している上載土に起因する軸力に加わり中柱の耐力以上の断面力が作用し圧壊したものと考えられる。Cゾーンは中柱の破壊という意味ではAゾーンと同様であると考えられるが、妻壁の損傷が高速長田駅側より少ないことから駅横断方向の変形がAゾーンより小さく、上床版が被害の軽微なBゾーンの中床版とプラットホーム端の妻壁などに支えられた正方

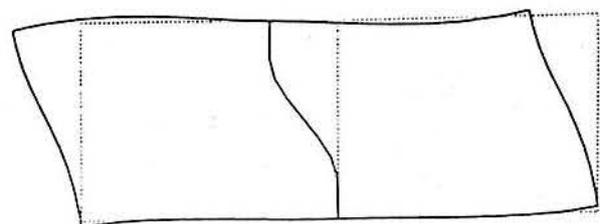


図-11 構造物の変形(実線:地震時,破線:地震前)

形に近い版(断面方向の幅17m×縦断方向長さ21m)として上載土の重量に抵抗し崩壊を免れたものと考えられる。Bゾーンは他ゾーンに比べ上被りが少ないため中柱に作用した常時・地震時の軸力が比較的

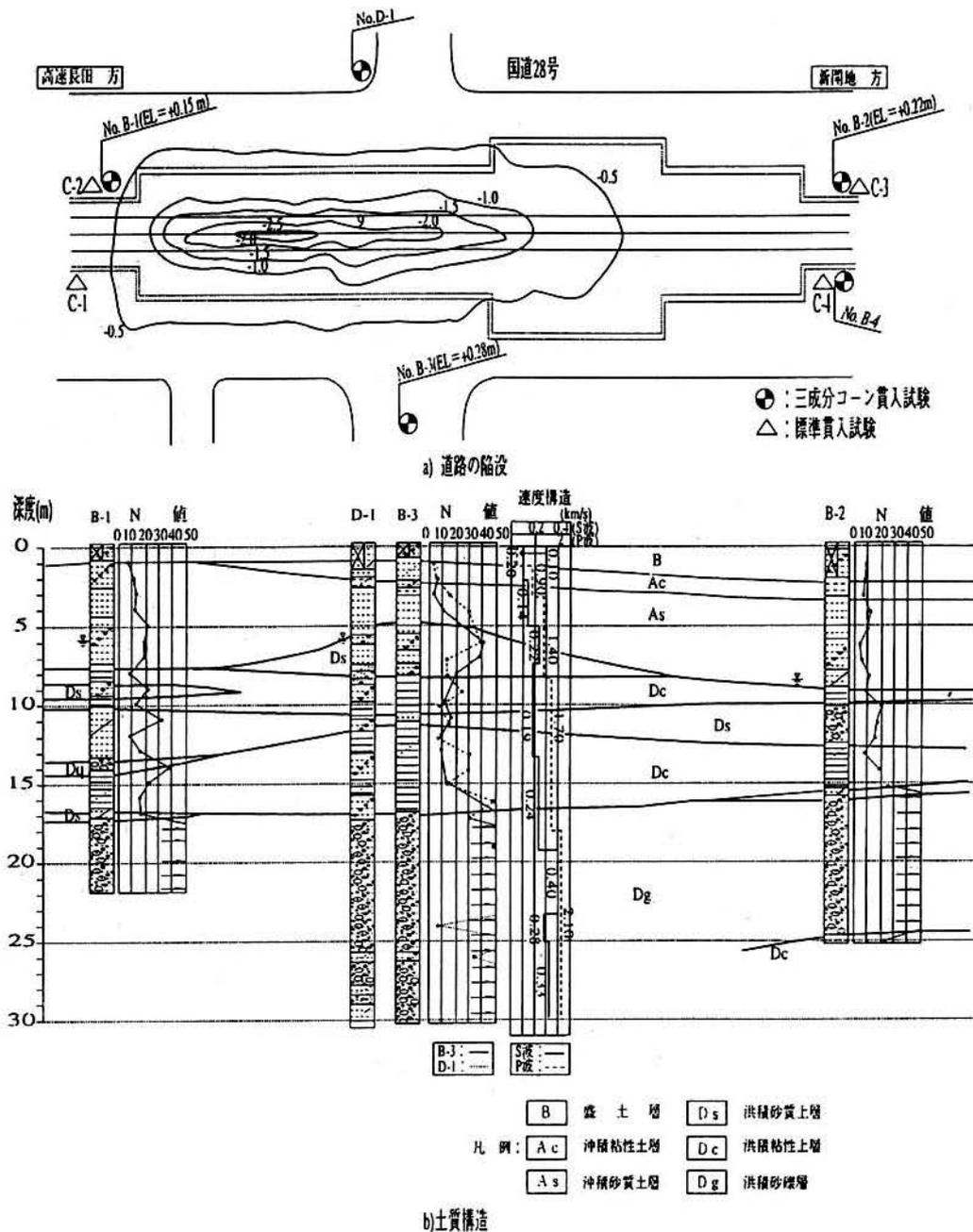


図-12 道路の陥没および土質構造

小さいことに加え、線路直角方向に電気室、開閉所等の壁が多く存在し水平方向の変形を拘束したために、被害が軽微であったと考えられる。

(2)道路の変状および周辺地盤構造

a)道路の変状

中柱の圧壊による上床版の崩壊・沈下により駅上の道路には陥没が生じた。道路の沈下量を0.5m間隔で図-12に示す。図には駅周辺で実施した地盤調査結果に基づく土質縦断構造もあわせて示す。

道路の沈下は図-4中のAゾーンにおける中柱位置

を中心にくの字状に生じ、中柱位置では1.0~2.5mとなっている。特に、高速長田駅側から東方へ約20~35mの位置における沈下量は大きく、最大2.5mとなっている。沈下の影響は、側壁位置より外側にも及んでいる。

b)周辺地盤構造

大開駅周辺地盤の土質縦断構造、N値および速度構造は、図-12に示したとおりである。ここで、土質の縦断構造は大開駅の高速長田駅側、新開地駅側の地点および両者の間の3地点で実施した地盤調査結果に(財)鉄道総合技術研究所が実施した調査結果

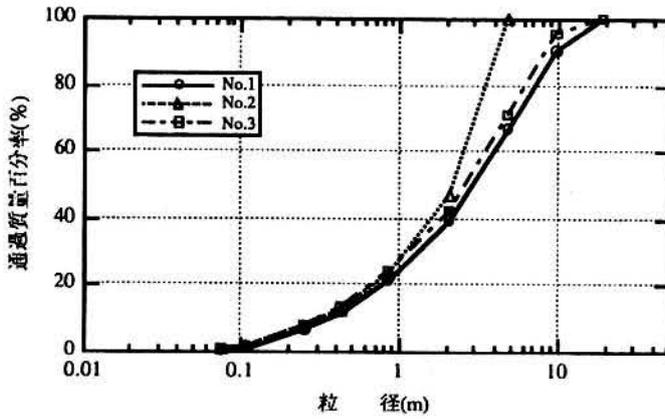


図-13 埋め戻し土の粒度特性

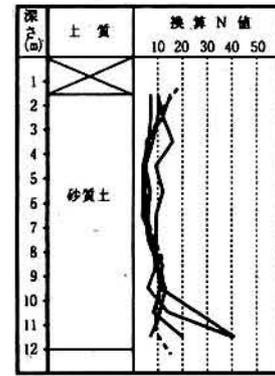


図-14 標準貫入試験,三成分コーン貫入試験によるN値(実線;三成分コーン貫入試験,破線;標準貫入試験)

(No.D-1)を加えた4地点の情報に基づいて推定した。No.D-1地点では弾性波探査が実施されており、得られたS波およびP波速度構造もあわせて示す。新開地駅付近の旧湊川から新湊川の間の神戸高速鉄道沿いの地盤は後背低湿地帯であり、図-12に示した様にGL-15~17m以深には、N値が50以上、S波速度が280~400m/sの支持層が存在している。その上層にはS波速度が100~240m/s、N値が4~13の砂質土、粘性土およびN値が18~41の礫混じり砂層の互層構造となっている。大開駅周辺の海側と山側の調査地点であるNo-3D-1地点の土質はほぼ同様であることから、南北方向の駅周辺の地層はほぼ成層構造であると考えられる。さらに、GL-5~8mにはS波速度が220m/s、N値が30~41の砂礫層がレンズ状に介在している。大開駅周辺の地下水位は地震後の調査ではGL-6~8mと周辺地盤の地震前の調査結果であるGL-3~4mに比べかなり低い値となっている。

次に、大開駅構築に用いた埋め戻し土の特性を示す。埋め戻し土材は均等係数16.1、最大乾燥密度2.025gf/cm³のまさ土であり、その粒度分布を図-13に示す。現位置の6点で実施したRI密度試験より得られた乾燥密度の平均値は1.77gf/cm³であり、地震の震動による締固めの影響はあると考えられるが締固め度は87%となっている。次に、現位置で埋め戻し材の強度特性を把握するために実施した標準貫入試験によるN値および3成分コーン貫入試験より得られた換算N値の深度分布を図-14に示す。GL-10m以浅のN値は5~15となっている。

次に、現位置で採取した不攪乱試料(ブロックサンプリング)を用いた中空ねじりせん断試験機による動的変形特性試験の結果を図-15に示す。試験条件として、等方圧密下での拘束圧0.5,1.0kgf/cm²、異方圧密下での拘束圧0.5kgf/cm²の3ケース実施した。図より条件に拘らず、せん断剛性低下率(G/Go)とせん断ひずみの関係はほぼ同程度となってる。また、

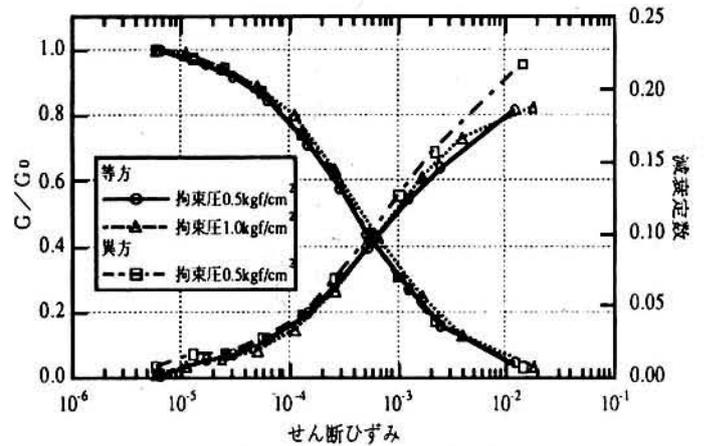


図-15 埋め戻し土の動的変形特性

拘束圧に応じた低ひずみレベルのせん断剛性は0.5kgf/cm²で3.56×10²kgf/cm²、1.0kgf/cm²で5.85×10²kgf/cm²となっている。

大開駅周辺地盤の振動特性を明かにするため、図-16に示す様に新開地駅から西市民病院にかけて神戸高速鉄道に沿った6点とそれに直交する測線に沿った4点の合計10地点で常時微動観測を行った。各観測地点の地盤の固有振動特性を明かにするため、測定された水平方向と鉛直方向の記録よりスペクトル比(水平/鉛直)を求め、図-16に示す。このスペクトル比より得られる卓越周期は表層地盤の1次卓越周期と対応することが良く知られている¹³⁾。図より、各観測地点の卓越周期は0.4~0.6秒であり、地点毎に若干の差異がみられる。

次に、図-12に示した大開駅周辺のS波速度構造よりS波重複反射理論を用いて求めたS波の増幅特性(地盤の伝達関数)により得られた固有周期と微動より得られた卓越周期の比較を行う。理論伝達関数の算出に用いた地盤モデルは表-2に示すとおりであり、GL-30m以深の構造についてはGL-44m以深にS波速度500m/s程度の大坂層群の上部層が存在すると仮定した。地盤の理論伝達関数は図-17に示すとおり1次

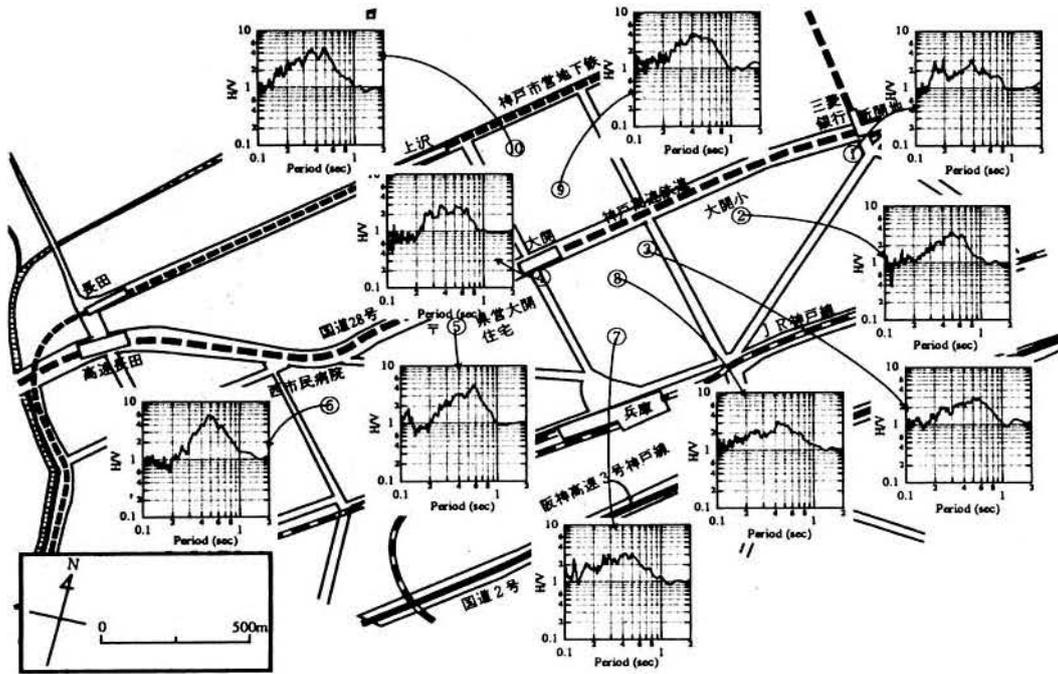


図-16 大開駅周辺における常時微動特性(H/Vスペクトル)

表-2 地盤モデル

層	層厚(m)	単位体積重量(t/m ³)	S波速度(m/s)	P波速度(m/s)	減衰定数
1	2.040	1.50	100	200	0.020
2	3.060	1.60	140	900	0.030
3	3.110	1.80	220	1400	0.025
4	3.235	1.80	190	1700	0.020
5	5.750	1.70	240	1700	0.020
6	22.00	2.00	330	2100	0.020
7	—	2.10	500	2100	0.020

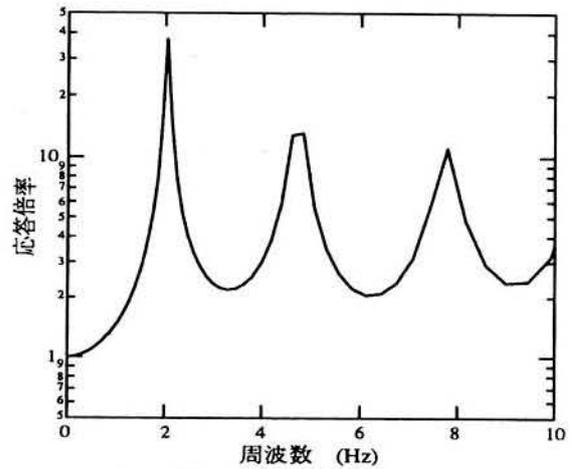


図-17 地盤の伝達関数

の卓越周期は0.5秒(2.0Hz)となり、常時微動より得られた地盤の卓越周期と良く一致している。このことから、表-2に示した地盤モデルは大開駅周辺の震動特性を把握する上で妥当であると考えられる。

(3)地震動特性

神戸市内で観測された兵庫県南部地震の記録のうち神戸大学(関西地震観測研究協議会)、神戸海洋気象台(気象庁)およびポートアイランド(神戸市)の3地点で観測された記録の特性を示す。ここで括弧内は観測機関である。神戸大学は大開駅の東北東約

10kmの地点に位置した花崗岩上、神戸海洋気象台は北東約3.5kmに位置した台地上、ポートアイランドの地中最深部(GL-83m)は東方約4kmに位置した洪積砂礫層上にある。

まず、3地点で観測された記録の水平面における変位の粒子軌跡の比較を図-18に示す。ここでポートアイランドにおける変位の粒子軌跡は、設置方位のずれに関する指摘¹⁴⁾(地表に対して反時計回りに22度ずれている)に基づいて補正している。これより、神戸大学と神戸海洋気象台では顕著な卓越方向が認められるが、ポートアイランドでは神戸大学と

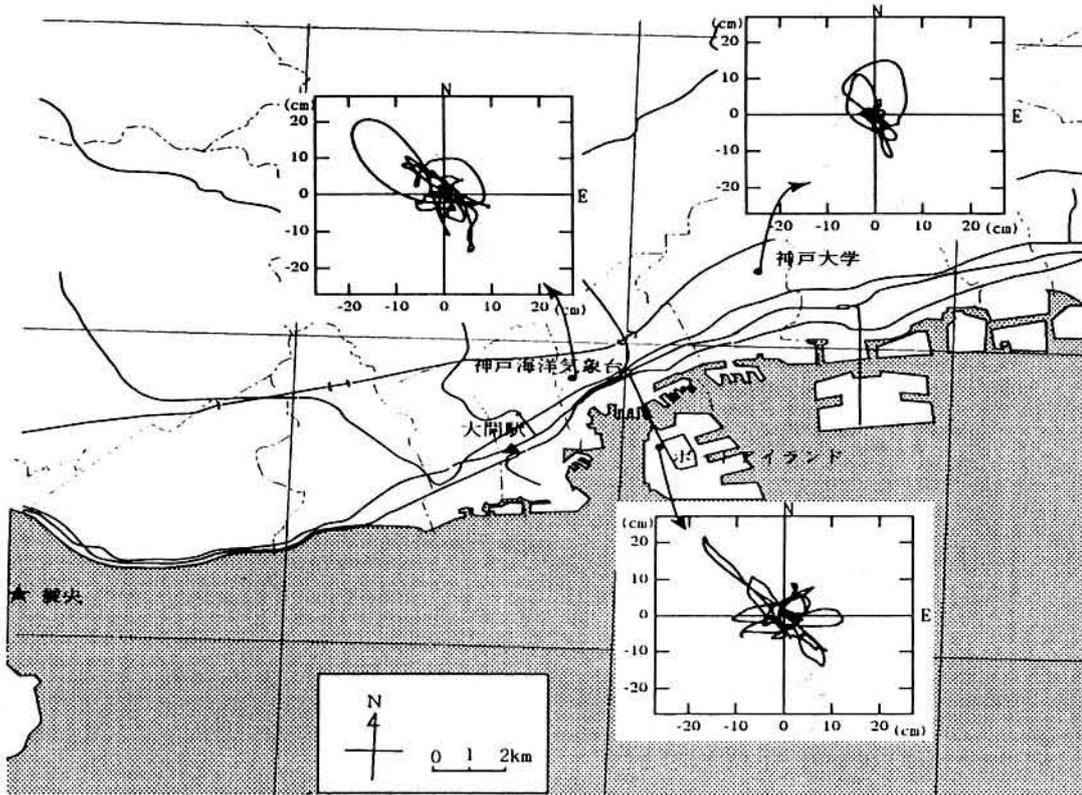


図-18 変位軌跡(単位: cm)

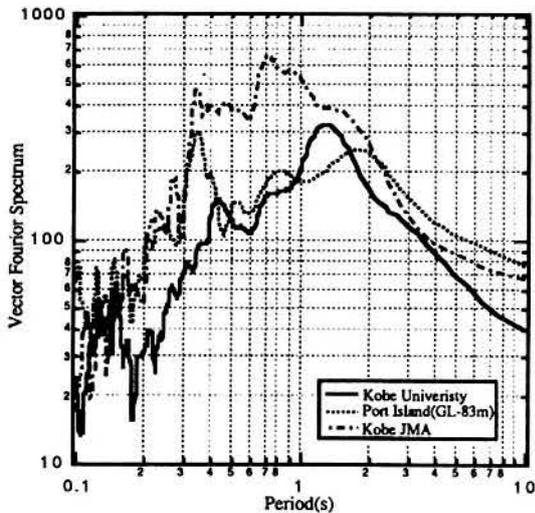


図-19 ベクトルフーリエスペクトル

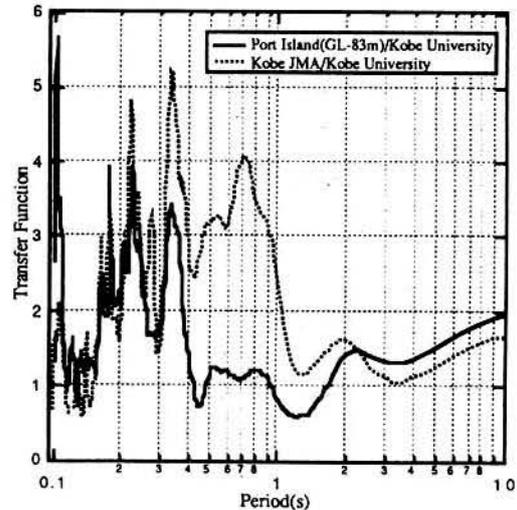


図-20 神戸大学に対する他2地点のスペクトル比

同様な北北西方向の卓越に加え西北西方向の卓越も認められる。また、神戸海洋気象台では、ほぼ大開駅直交方向に振動が卓越していることが分る。

次に、3地点で観測された記録の周波数特性の比較を行うため、図-19に各地点で観測された水平2成分の加速度記録より求めたベクトルフーリエスペクトル¹⁵⁾(ベクトルスペクトル¹⁶⁾をフーリエスペクトルの次元で示したものを示す。神戸海洋気象台を除いた2地点では、1.0~2.0秒および0.3~0.4秒に卓越

がみられる。神戸海洋気象台では、0.7秒および他地点と同様に0.35秒に卓越がみられる。岩盤上の観測点である神戸大学に対する他2地点の地震動増幅特性を明かにするため、神戸大学に対する他2地点のベクトルフーリエスペクトル比を図-20に示す。いずれも、周期0.4秒以下の短周期側にて3倍以上の地震動の増幅がみられる。神戸海洋気象台では周期0.7秒にも増幅が認められる。この様な特定周期帯での増幅は、観測点近傍また観測点上の地盤におけ

表-3 Aゾーンにおける各部材の被害

部材		被害
中柱		完全な崩壊
側壁	上部 ハンチ下	内側：コンクリートの剥離， 内部主鉄筋の座屈 外側：最大150mmのひび割れ， 外部主鉄筋の降伏
	下部 ハンチ上	被害が認められない
上床版		中央から1.75～2.0mの位置で折 れ曲がり15～20cm程度の亀裂
下床版		被害が認められない

る地震動の増幅の影響が神戸大学以外の2地点の記録に含まれることを示している。

4. 被害要因の分析

被害要因の推定は被害の最も大きかったAゾーンにおいて道路の陥没が大きな位置の横断面を検討対象とする。Aゾーンにおける各部材の被害は表-3に示すとおりであり、その各損傷モード、その損傷に至る過程の推定を行う。

(1)分析手法

各部材の損傷モード、さらに損傷に至る過程の推定は、構造物の動的応答つまり発生断面力と各部材の耐力との比較により行う。そのためには、まず兵庫県南部地震による構造物の動的応答を適切に推定しなければならない。その際、地盤のみならず構造物の弾塑性挙動を考慮した解析を実施することが望ましいが、両者の非弾性挙動を考慮した解析を行うことは計算時間等の問題から現実的に困難である。その様な観点から、地盤材料は非線形性を考慮し、構造物は弾性体として取り扱う。その際、部材剛性を弾性時の5割(原子力発電所・屋外重要土木構造物の安全性照査に用いる基準地震動S2地震に対する剛性残存率に相当)に低減することによりひび割れや降伏等に伴う部材の剛性低下を等価線形的に考慮する手法¹¹⁾により、構造物部材剛性のモデル化を行う。しかし、この手法では部材の端と端の間は結合され、塑性ヒンジによる応力の再配分等を評価出来ないため、発生断面力を大きく評価することになると考えられる。そのことから、各部材耐力との比較により部材損傷モード等を定量的に評価することは困難である。そこで、動的解析により得られた断面力と部

材耐力の比較は発生断面力が部材耐力を越えるか否かといった定性的傾向の把握のため行う。

次に、動的解析による発生断面力が部材耐力を越える時点における構造物の挙動に着目し、各部材の損傷モード、さらに損傷の過程を定量的に評価する。その評価に際して、まず着目時点における構造物の応答は周辺地盤の動的な変形言い替えば動的な載荷過程により生じたものであるが、その過程を静的な載荷過程により生じたものと見なす。つまり、地盤～構造物系の動的応答を構造物系の静的載荷過程に置き換える。すると、従来より構造解析に用いてきた部材の弾塑性挙動を考慮した解析手法により、各部材の損傷過程の評価を行うことが可能となる。ここでは、構造部材のみのボックスラーメンモデルを対象とし、荷重増分法による静的弾塑性解析法を用いる。動的応答を静的載荷過程に置き換えるために必要な荷重履歴は、各部材端つまり各節点に作用する荷重の比率が着目時点での発生節点力の各節点間比率に等しいとの仮定に基づき設定した。

この様に動的解析に静的弾塑性解析を組み合わせた2段階解析による手法により、各部材の損傷モードとそれに至る過程の推定を行う。

(2)動的解析による地震応答の推定

a)解析手法

解析には地盤材料の非線形性を考慮出来る2次元有限要素解析コード「Super-Flush」を用いた。兵庫県南部地震による地震動特性の特徴の一つに上下動がかなり大きいことが指摘されていることから、入力地震動としては水平動のみならず上下動も考慮する。一方、上下動を考慮した解析を行う場合、地盤物性のうちその増幅を支配するヤング率や体積弾性定数の値やそれらの非線形性の評価が課題となる。ここで用いる解析コードではボアソン比を媒介としてせん断剛性とヤング率や体積弾性定数が関連づけられているため、せん断ひずみとともにそれらの値が低下することになる。しかし、体積弾性定数はせん断ひずみに依存しないことが指摘¹⁷⁾されている。そこで、まず水平動に対する応答より得られる側方境界の成層地盤における収束せん断剛性と体積弾性定数よりボアソン比を算出する。水平動と上下動を同時入力した際の地震応答は、得られたボアソン比と水平動のみの解析により得られた各層の平均収束せん断剛性を用いた解析により行う。

b)入力地震動

前章で示した3地点の地震観測記録の内、神戸大学の記録を入力地震動とした。神戸大学の記録は、地盤の増幅特性の影響を含む神戸海洋気象台とポー

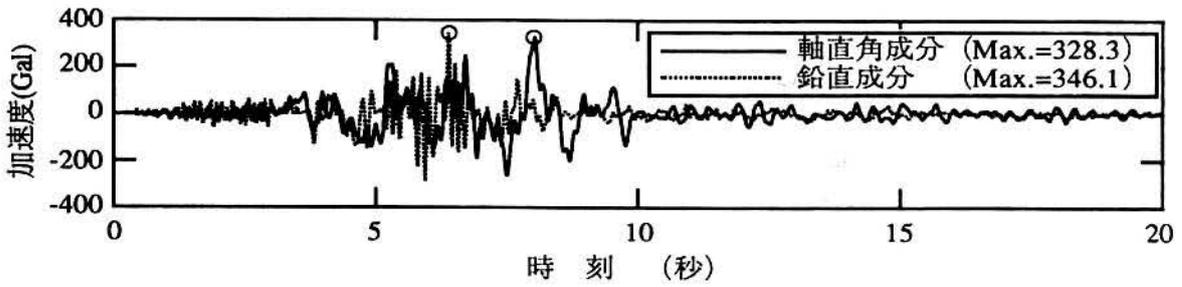


図-21 入力地震動

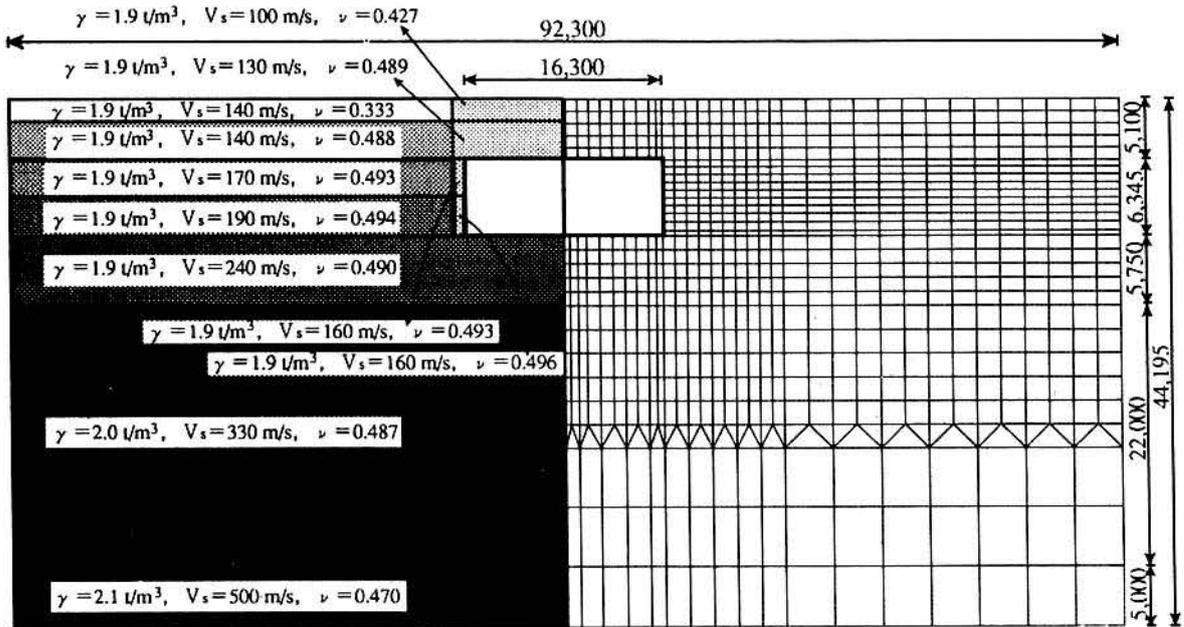


図-22 解析地盤モデル

トアイランド(最深部)の記録に比べ入射波(2E)として取り扱うことが出来るため、大開駅周辺地盤の現実的応答を評価するという意味で有用であるという理由によっている。ただし、神戸大学の記録には、沖積地盤上の観測点の様なP波とS波成分の間に認められる比較の変位振幅の大きなpS変換波成分¹⁸⁾が含まれないこと、水平動と上下動の位相が大開駅地点と異なっていると考えられること、さらに上下動に計器動作上のドリフトが認められるなどの課題もある。

入力地震動の水平・鉛直成分の加速度時刻歴(速度記録のフーリエ微分により算出)を図-21に示す。ここで水平成分は観測されたNS,EWの2成分より大開駅横断方向に変換した成分とした。これら水平・鉛直地震動を同時に鉛直方向に入力することは、入力波の波動特性として水平動はS波、上下動はP波と見なしたことに等しい。

c)地盤および構造物のモデル化

対象断面位置における地盤モデルおよび地盤定数を図-22に示す。対象断面位置における現地盤モデ

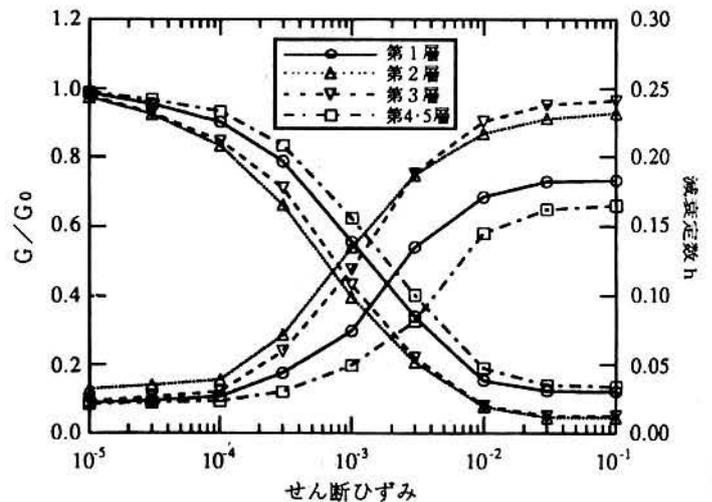


図-23 各層の動的変形特性

ルは図-12に示した弾性波速度の得られている地盤調査位置No.D-1の構造を基本として設定したが、その位置の構造に比べ検討断面位置ではGL-5.1~8.2mに存在する礫混じり砂層が認められない。そこで、

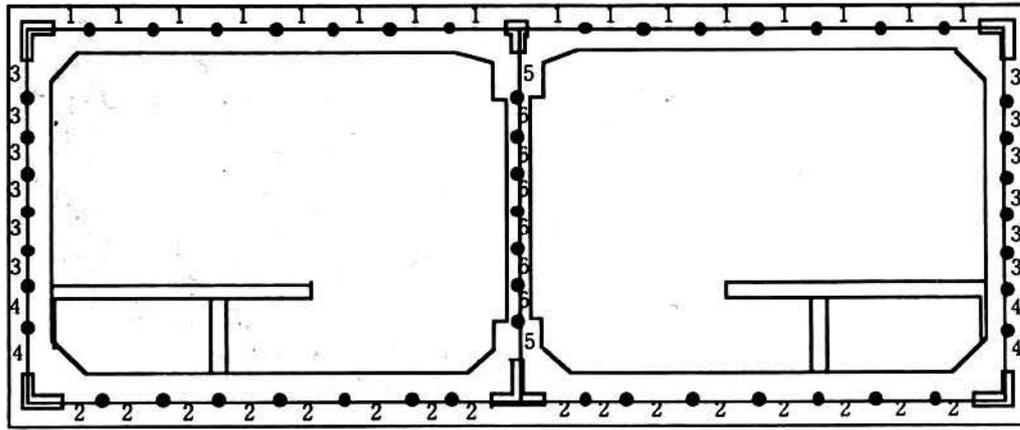


図-24 構造モデル

表-4 各構造部材の定数

部材	部材厚(m)	換算断面積 A(m ²)	有効せん断面積 A/1.2(m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	単位体積重量(tf/m ³)	せん断弾性定数G (t/m ²)	ポアソン比	減衰定数	
上床版	1	0.80	0.86	0.72	0.0487	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
下床版	2	0.85	0.91	0.76	0.0583	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
側壁	3	0.70	0.72	0.60	0.0302	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
	4	0.85	0.88	0.73	0.0549	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
中柱	5	0.80	0.84	0.70	0.0442	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05
	6	0.40	0.16	0.13	0.00224	2.40	1.27×10 ⁶	0.2	0.05

その層に相当する位置のS波速度は上層の砂層と下層の平均的なせん断波速度170m/sとした。また、地表層から順にせん断波速度240m/sの第5層までは地盤材料の非線形性を考慮した。各層の動的変形特性は図-23に示した様に、安田、山口¹⁹⁾により平均粒径D50と平均有効拘束圧との関係式に基づき算出した。ここで、平均粒径D50は指針²⁰⁾に基づいた各層の土質より求めた。せん断波速度が330m/sの第6層以深の層は減衰定数2%の線形材料とした。また、埋め戻し土の動的変形特性は図-15に示した現位置より採取した不攪乱試料の試験結果を用いた。

地盤構造は海側と山側の土質およびN値が図-12に示したNo.B-3とNo.D-1地点ではほぼ同程度であることから水平成層構造と見なし、側方にはエネルギー伝達境界を設けた。底面には、先に示した入力地震波を入射波として入射することから、粘性境界を設けた。

一方、構造物は図-24に示す様にビーム要素にてモデル化した。ただし、隅角部は剛域を考慮し剛体ビーム要素によりモデル化した。各部材の断面積、剛性等は表-4に示したとおりであり、単位奥行き当

りの値である。ここで換算断面積は鉄筋をコンクリート断面に換算した面積であり、有効せん断断面積は平面保持の仮定で求めたせん断力を実際に近いせん断力に変換するために補正を加えた面積を表す。

d)地盤、構造物の動的応答の推定結果

地震応答解析により得られた地盤内の水平・上下成分の最大加速度の深度分布を図-25に示す。面位置の最大加速度は水平成分が663gal以上、上下成分が493gal以上の値となり気象庁震度階の震度7に相当する値となり、大開駅周辺で気象庁が報告した震度階と対応している。また、地盤中の応答の内、構造物の側方地盤(上・下床版間)の最大加速度も側壁から構造物幅(17m)区間内で430~550galと大きな値となっている。さらに、側方境界近傍の値を除き水平・上下成分とも構造物上での値が最も大きな値となっている。また、基盤位置に対する地盤各位置の加速度の応答倍率についてみると、水平成分は上床版位置で1.5~1.7倍、地表で2.1~2.3倍、鉛直成分は上床版位置で1.5倍、地表で1.4~1.7倍の応答倍率となっている。

次に、構造物の最大応答断面力を部材端について

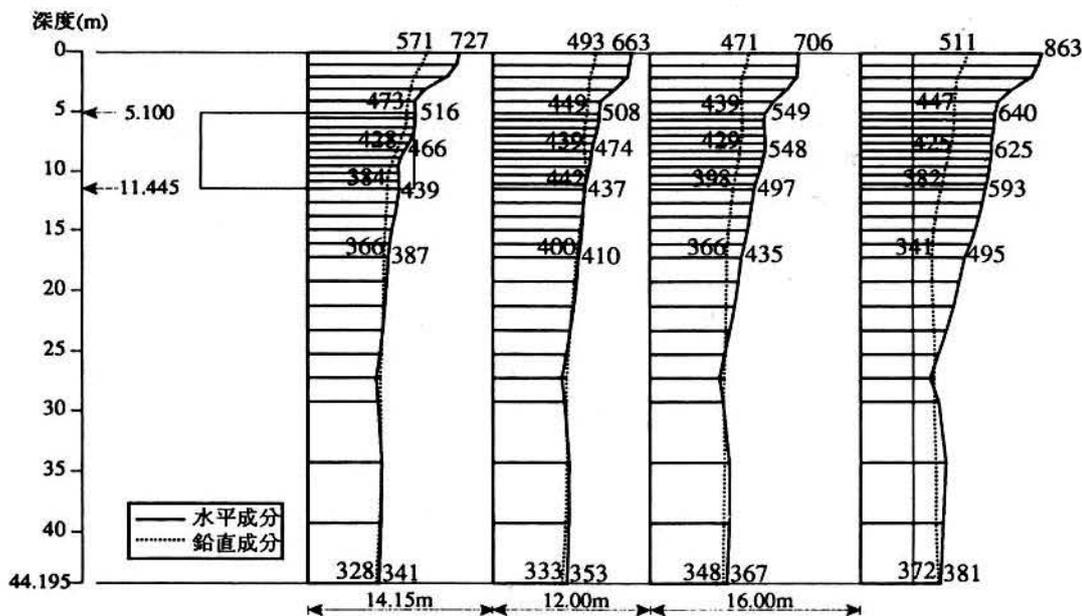


図-25 最大加速度分布



図-26 部材端最大断面力

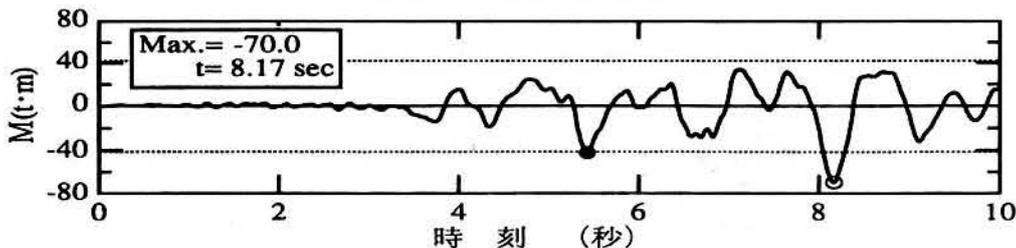


図-27 中柱に発生する曲げモーメント

表-5 各部材の耐力

部材	検討位置	曲げ耐力(t·m/m)			終局せん断耐力(t/m)
		ひび割れ曲げモーメント	降伏曲げモーメント	終局曲げモーメント	
中柱	上端(a)	9.5	36.4	40.7($\mu=1.3$)	19.3
	下端(b)	9.6	36.5	40.8($\mu=1.3$)	19.8
側壁	上端(c)	29.0	56.9	60.8($\mu=3.7$)	42.2
	下端(d)	39.6	83.0	91.5($\mu=5.1$)	41.7
上床版	e	34.3	57.7	62.0($\mu=5.0$)	-
下床版	f	42.7	87.4	92.5($\mu=3.4$)	-

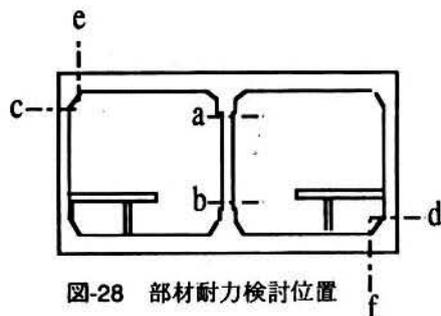


図-28 部材耐力検討位置

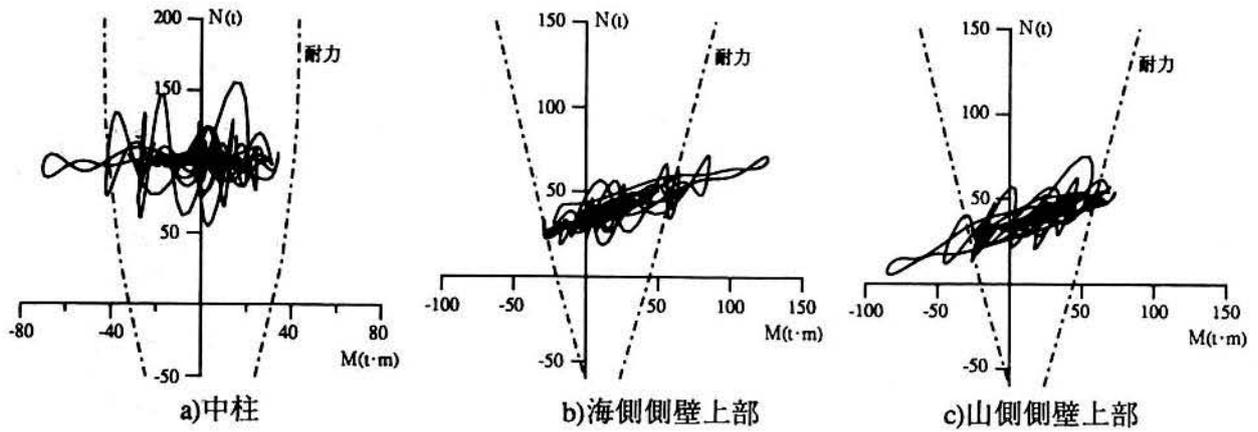


図-29 発生断面力の経時変化

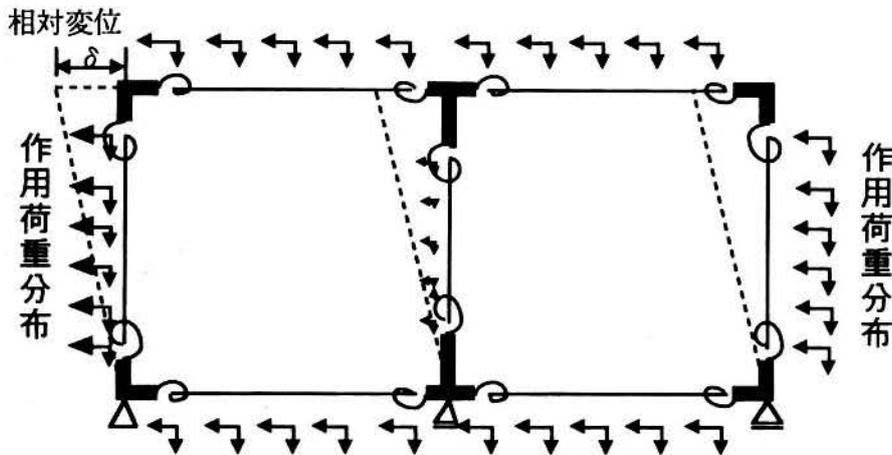


図-30 解析モデル

図-26に示す。図には常時の断面力も合わせて示す。これらの値はいずれも単位奥行き当りの値である。曲げモーメントは、側壁、上・下床版とも外側鉄筋が引張り状態を正、中柱は左側が引張り状態を正としている。中柱の軸力に着目すると、常時に97.1～102.4t前後(約88kgf/cm²)、地震時に55.2～56.4t(約48kgf/cm²)であり、表-1に示した中柱コンクリートの設計基準強度に対する比率は68% [= (88+48)/240]、調査や試験により得られた地震時推定強度の26%とかなり高い値となっている。中柱上端部(梁下)における曲げモーメントの時刻歴と常時軸力に対して算出した終局曲げモーメント(図中破線)の関係を図-27に示す。これより、最大曲げモーメントの発生時点8.17秒近傍のみならず5.3秒近傍にて応答曲げモーメントは部材の終局曲げモーメントより大きな値となっている。側壁や上・下床版の隅角部においても同様な傾向が見られる。

中柱の応答が終局曲げモーメントを最初に越えた時点(5.3秒近傍)における図-28に示す位置の応答軸

力に常時軸力を加えた値に対するひび割れ曲げモーメント、降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメントを表-5に示す。土木学会によるコンクリートと鉄筋のせん断耐力を合わせた式により算出した終局せん断耐力¹¹⁾、各部材の靱性率も合わせて示す。ここで靱性率は、終局曲げモーメント時の部材変位と主鉄筋の引張り降伏時の部材変位の比として算出した。部材の応答は本来ここで示した終局曲げモーメントを越えることはなく、部材の変形で作用荷重つまり作用エネルギーを吸収することになる。中柱の靱性率は1.3と小さいことから、応答曲げモーメントが終局曲げモーメントを最初に越えた時点で破壊するものと考えられる。その時刻において側壁や上・下床版の隅角部の応答曲げモーメントは中柱と同様に終局曲げモーメントより大きな値となる。それら部材の破壊可能性は各部材が作用荷重を吸収出来る変形性能つまり靱性率を有しているかに依存し、次項で検討を行う。

次に、中柱および側壁上端部に着目し、地震時の

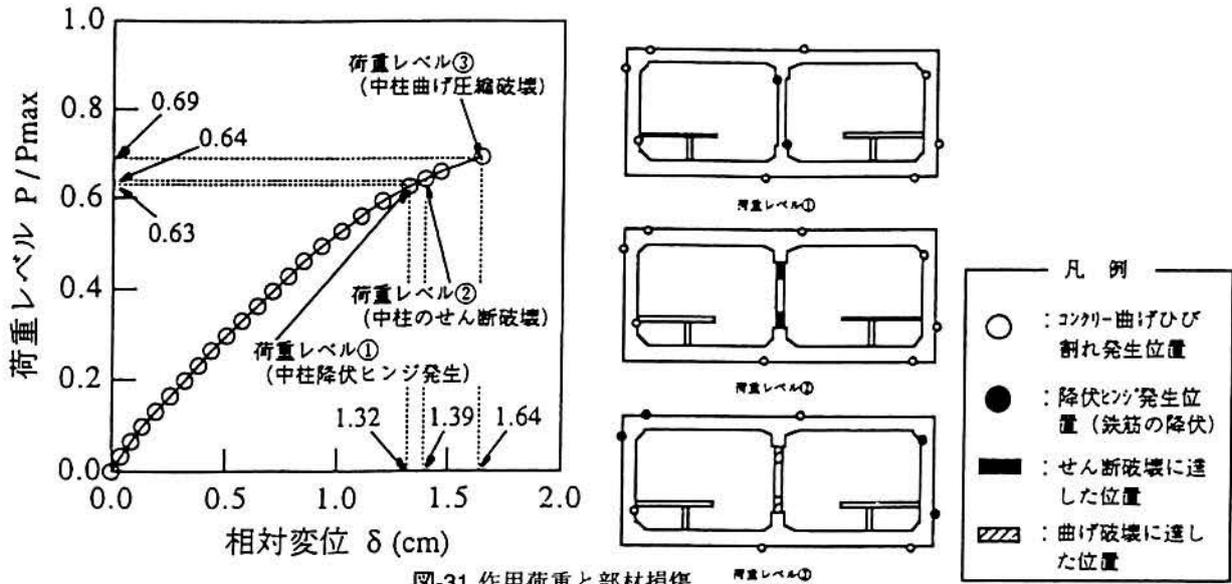


図-31 作用荷重と部材損傷

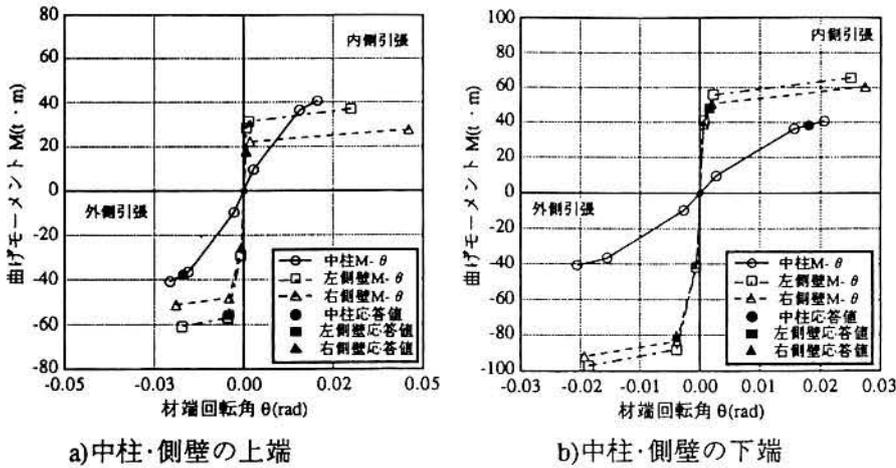


図-32 中柱・側壁の復元力特性と応答断面力

応答軸力の変動が終局曲げ耐力に及ぼす影響を把握するため、常時軸力を加えた作用軸力と地震応答曲げモーメントの経時変化と各部材耐力との比較を図-29に示す。側壁においては応答曲げモーメントの増加とともに軸力が増加するという相関がみられる。一方、中柱の応答断面力は部材の耐力近傍で軸力と曲げモーメントが大きく変動しており、中柱の損傷には両者の変動が密接に関連していると考えられる。

(2)被害(崩壊)モードと過程の推定

a)解析手法

解析には材端剛塑性バネ法を用い、構造物は図-30に示す様に部材の剛域端にバネを設けることによりモデルした。中柱の損傷の把握という観点から、中柱が最初に終局曲げモーメントを越える時刻における構造物の挙動を検討の対象とした。各部材の節点に作用させる水平及び鉛直方向の初期及び増分荷重は、その時刻において動的解析により得られた各

部材端の水平及び鉛直方向の節点力を50分割することにより得られた値とした。また、これら動的応答を静的に評価するための載荷に先立ち、常時断面力解析により得られた各部材端の節点力を各部材の初期断面力を求めるため作用させた。

b)構造部材の非線形性のモデル化および耐力

バネ間の部材は梁要素として表-4の動的解析に用いた部材諸定数を用いた。ただし、側壁部材の初期剛性は剛性低下を考慮しない値とした。バネ部の曲げモーメント～回転角関係はひび割れ曲げモーメント M_c 、降伏曲げモーメント M_y 、終局曲げモーメント M_u に対して逆対称原点指向型トリリニアモデルを用いた。ここで各モーメントは常時軸力と地震時の軸力を重ね合わせた軸力に対して算出した。

c)部材損傷モードおよび過程の推定

まず、作用荷重と上床版と下床版の水平方向の相対変形 δ の関係を図-31に示す。ここで、作用荷重は水平方向に作用した荷重の和を最大作用荷重の水

平成分の和(動的解析により得られた節点力のうち水平成分の和)により正規化した比率として示している。最初に降伏する部材は中柱であり、その時の荷重レベルは0.64、変形は1.32cmである。この中柱が降伏した直後に、中柱にせん断破壊が生じる。その際の他の部材にはひび割れ以上の損傷はみられない。本来は、ここで中柱が上床版の支持柱として役割を果たさなくなり圧壊するものと考えられるが、継続的に荷重を増加すると、荷重レベルが0.69、相対変形が1.64cmになった時点で中柱に曲げ圧縮破壊モードが生じる。

一方、側壁上端や上床版には中柱が曲げ圧縮破壊した時点で曲げ降伏が生じる。それら部材の変形性能を明らかにするため、図-32に中柱がせん断破壊した時点での、中柱と側壁部材端のバネ要素の復元力特性(曲げモーメントと回転角の関係)と発生曲げモーメントの関係を示す。破壊時における中柱と側壁の回転角が異なるのは、中柱が上・下床版の梁と接合し柱高さが3.82mと側壁の上・下床版の内寸より小さいことに起因している。側壁の曲げ破壊に対する変形裕度は中柱が曲げ圧縮破壊時つまり側壁の曲げ降伏時における上・下床版の相対変位1.69cmの3.7倍(側壁の靱性率)以上つまり5.9cm以上となり、地震応答解析により得られた上・下床版位置における構造物また地盤の最大相対変位2.7cm、3.7cmより大きな値となっている。このことから、表-3に示した側壁上部ハンチ下の損傷は、地震力によるものではなく中柱の破壊に起因して上床版が上載土荷重を支えることが出来なくなり破壊したことによる上床版の変形によって生じたものと推定される。

この解析ではAゾーンの崩壊は中柱のせん断破壊により生じたものであると推定されるが、せん断破壊から曲げ圧縮破壊に至る荷重レベルの差異は0.05と小さいことや、部材の強度特性のばらつきを考えれば、損傷モードとして曲げせん断破壊であろうと推定される。

5.あとかぎ

ここでは、まず1995年兵庫県南部地震により地震被害を受けた各種構造物のうち、これまでにほとんど事例のなかった地中構造物の被害が大きかった神戸高速鉄道・大開駅における被害状況を示した。また、被害機構を把握する上で必要な構造特性、周辺地盤特性、周辺で観測された地震動の特性を示した。さらに、周辺地盤の振動特性については常時微動の測定結果を踏まえて評価した。最後に、構造物の損傷モードや損傷に至る過程を2次元動的地震応答解

析と静的弾塑性解析の組み合わせた2段階解析により推定した。この手法は、まず地震時の構造物の応答を推定するために地盤を非線形材料、構造物を損傷の程度に応じた剛性(弾性剛性の1/2)に基づく弾性体とした2次元地震応答解析を行い、得られた中柱の応答断面力が最初に耐力以上となった時点の断面力分布に対して構造物の非線形挙動を評価出来る静的弾塑性解析を行うことにより、損傷の程度や過程を把握しようとするものである。この結果、以下のことが明らかとなった。

- (1)大開駅の被害は損傷の程度から中柱が圧壊し上床版の陥没さらに道路も最大2.5m陥没したコンコースから高速長田駅側のAゾーン、駅部中柱にAゾーンの影響域以外で損傷が軽微であったコンコース、駅部の2階構造のBゾーンさらに中柱は破壊しているが上床版の沈下が5cm程度であるCゾーンの3つのゾーンに分類される。
- (2)Cゾーンにおける中柱の損傷は、せん断破壊によるものであると推測される。
- (3)大開駅周辺での地震動は駅直交方向が卓越していた。
- (4)構造物周辺の原地盤はせん断波速度が140~240m/s程度の砂、粘土および砂礫の互層構造であり固有周期は0.4~0.5秒である。一方、埋め戻し地盤は材料がまさ土からなるN値が5~10程度の地盤である。
- (5)構造物周辺地盤の応答は430~550gal、地表では663gal以上の最大加速度応答を示し、大開駅周辺で報告されている気象庁震度7とも対応している。
- (6)中柱には常時と地震時を合わせコンクリートの設計基準強度の63%、推定実強度の36%と比較的高い軸力が作用していた。
- (7)構造物の実強度や埋め戻し材の材料特性に基づいた解析により、中柱は他部材に降伏等の損傷が見られる前にせん断破壊または曲げせん断破壊に至ったと推定され、被害状況と良く対応している。大開駅上床版の陥没はこのような機構による中柱の破壊により上載土荷重を上床版が支えられなくなり生じたものと推定される。

参考文献

- 1) 川島一彦編著:地下構造物の耐震設計,鹿島出版会,1994.
- 2) 土木学会新潟地震調査委員会:昭和39年新潟地震調査報告書,(社)土木学会,1966.
- 3) 1978年宮城県沖地震調査委員会:1978年宮城県沖地震調査報告書,(社)土木学会東北支部,1980.
- 4) 土木学会日本海中部地震調査委員会:1983年日本海中

- 部地震震害調査報告書,(社)土木学会,1986.
- 5) (社)日本道路協会:共同溝設計指針,1987
 - 6) 土木学会編:土木学会阪神大震災震災調査 第二次報告会資料,pp.133-140,1995.
 - 7) 土木学会編:トンネル標準示方書(開削編)・同解説, p.34,1986.
 - 8) (社)日本水道協会:水道施設耐震工法指針・解説,1979.
 - 9) (社)日本電気協会:原子力発電所耐震設計指針,1987.
 - 10) 渡辺啓行,末広俊夫:数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価,土木学会論文集,No.432/I-16, pp.165-174,1991.
 - 11) 土木学会原子力土木委員会編:原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル, 1992.
 - 12) 梅村魁,青木豊:鉄筋コンクリート柱の塑性理論について,日本建築学会研究報告,1949.
 - 13) 中村豊:常時微動に基づく表層地盤の地震動特性の推定,鉄道総研告,Vol.2,No.4,pp.18-27,1988.
 - 14) 関口宏二,杉戸真太,岡二三生,八嶋厚,田口洋補,加藤要一:兵庫県南部地震における鉛直アレー強震記録に基づく地震動非線形増幅特性と地盤震動解析法の検討,阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集,pp.109-116,1996
 - 15) 中村晋:ベクトルベクトルによる地震動の増幅特性評価とその適用,土木学会論文集,No.519/I-32,pp.161-173, 1995.
 - 16) 中村晋:兵庫県南部地震における硬質地盤の地震動特性,土木学会第50回年次学術講演会梗概集(第1分門), pp.1206-1207,1995.
 - 17) 石原研而:土質動力学の基礎,鹿島出版会,1976.
 - 18) 根憲生他:平成7年兵庫県南部地震における強震動の伝播特性と方向性の検討,日本建築学会大会学術講演梗概集(投稿中),1995.
 - 19) 安田進, 山口勇:種々の不攪乱土における動的変形特性,第20回土質工学研究発表会,pp.539-542, 1985.
 - 20) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 1990.
- (1995.6.29.受付)

DAMAGE TO DAIKAI SUBWAY STATION OF KOBE RAPID TRANSIT SYSTEM AND ESTIMATION OF ITS REASON DURING THE 1995 HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

Teruo YAMATO, Toshio UMEHARA, Hifumi AOKI, Susumu NAKAMURA,
Jyunichi EZAKI and Iwao SUTETOMI

The Daikai subway station of Kobe Rapid Transit System was seriously damaged during the 1995 Hyogoken-nanbu earthquake. The upper floor was collapsed and the route 28 above the floor was settled. These were caused by failure of the reinforced concrete columns. The test hammer test and the laboratory soil test were carried out to obtain the actual concrete strength and dynamic deformation characteristics of filled soil material. Furthermore, in order to make clear the reason why the structure was damaged, 2 kinds of analysis were conducted. First, dynamic response analysis was carried out. Static analysis considering non linear relationship between the moment and rotational angle at the end of the elements of the structure was carried out in which applied load derived from such section force as axial and shear force obtained at nodal point. Cracks at the end wall and failure of the columns indicate that severe lateral seismic force applied to the transverse section of structure. It is concluded that center columns failed due to bending and shear failure mechanism based on the analysis.

論文 神戸高速鉄道・大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能

中村晋¹, 梅原俊夫², 青木一二三³, *柳瀬高人⁴

要旨: 復旧した神戸高速鉄道・大開駅の中柱の耐力や変形性能などの耐震性能を把握するため水平方向交番載荷実験を, 被災を受けた既設柱, さらに現行基準類に基づいて設計した柱についてと合わせて実施した結果, 復旧柱は兵庫県南部地震クラスの地震に対しても十分な耐震性を有していることが明かとなった。さらに, 鋼管を圧縮のみ分担する部材としてモデル化し鋼管によるコンクリートのコンファインド効果を考慮した解析により耐力や変形性能が評価可能であること等が明かとなった。

キーワード: 中柱, 耐力, 変形性能, 水平交番載荷実験, コンファインド*効果

1. はじめに

神戸高速鉄道・大開駅の被害は, 駅横断方向の震動により中柱が曲げせん断破壊し, 中柱が圧壊したことにより生じたと考えられる[1]。中柱の破壊は, 地震力の大きさのみならず, 大開駅の有する構造条件に起因し, かなり高い軸力(100kgf/cm²)が常時作用していること, 引張鉄筋比が2.4%と多く帯筋鉄筋比が0.09%と少ないこと等から, せん断耐力や変形性能が十分でなかったことなどが考えられる。中柱は45×45の角形鋼管により補強したRC柱を3本連ねることにより再構築した。復旧した中柱(以後, 復旧柱と呼ぶ)及び被災を受けた既設柱の耐震性能を実大規模の試験体を用いた水平交番載荷実験に基づき評価した。さらに, 現行設計基準類に基づいて設計された柱の耐力, 変形性能の確認実験も, 現行基準類の課題を把握するために実施した。

本論では, まずそれらの結果を報告するとともに, 高軸力下での実験により得られた耐力や変形性能の評価への既往の評価手法の適用性について検討を行った。さらに, 復旧柱や他の試験体への鋼管また鉄筋によるコンファインド効果を考慮した幾つかの応力~ひずみ関係に関する評価式の変形性能評価への適用性についても検討を行った。

2. 実験概要

試験体は被災した既設柱(Case1), 角形鋼管(t=12mm)を用いた復旧柱(Case2-1,2), 現行の設計指針に基づき曲げせん断を受ける部材として設計した柱(Case3-1,2)の5体製作した。その構造特性の一覧を表-1, 柱の横断面を図-1に示す。各試験体の断面形状は正方形とした。

既設柱のコンクリート強度は, 鋼管が復旧柱の耐力向上に及ぼす影響を把握するため実柱の強度400kg/cm²とは異なる復旧柱の強度と同じ値に設定した。また, 帯筋には稲妻筋をモデル化し9φを使用している。復旧柱については, 主筋は残置下床版の丸鋼と新設部の異形鉄筋が下床版より30cmから60cmの位置でエクロス[®]溶接により接合されていることから, 下床版および上床版近傍を模擬したCase2-1,2の2ケースの試験体を作成した。なお, 鋼管は柱脚部でスタブコンクリートと接しており, 軸力を負担する機構となっている。また, Case3-1,2については軸力を考慮した構造細目に対する明確な規程のない土木仕様(鉄道構造物等設計標準・同解説)と規程のある建築

*1 佐藤工業(株)中央技術研究所, 土木研究部, 主任研究員, 工博(正会員)

**2 日本鉄道建設公団設計技術室, 調査役

***3 日本鉄道建設公団設計技術室, 主任技師

****4 佐藤工業(株)中央技術研究所, 建築研究部, 工修

表-1 試験体一覧

試験体名	Case1	Case2-1	Case2-2	Case3-1	Case3-2	
柱寸法	400×400	450×450	400×400	400×400	400×400	
柱高さ	1.9m(実柱高さの半分)					
軸応力度	100kgf/cm ²					
コンクリート強度	307	315	339	274	275	
使用セメント	早強セメント			普通セメント		
主筋	材質,本数	SR235, 12-φ32		SD345, 12-D32		
	鉄筋比	6.03%	5.32%	5.25%	5.96%	
帯筋	材質	SR235				
	本数	φ9@350	D13@300	D10@100	4-D10@100	
	鉄筋比	0.09%	0.2% (角型鋼管も考慮した場合5.52%)	0.36%	0.71%	
	かぶり	35	31	40		

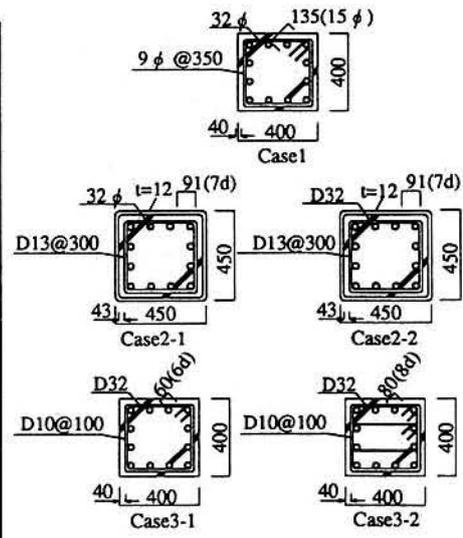


図-1 各ケースの断面配筋

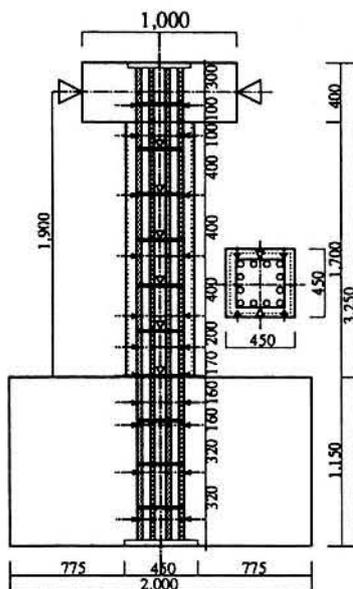


図-2 柱形状,配筋及びひずみ計測位置

仕様(鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説)の2つの試験体を作成した。

試験体の加力軸方向の断面形状の1例としてCase2-1の形状を図-2に示す。その寸法は柱断面の寸法の違いを除いて各ケースとも同一である。スタブ高さは、主筋径の35倍以上の1,150mmとし、定着を確実にするためにスタブ底部に設けた鉄板に溶接している。

水平力と軸力は、それぞれ100tフックユータ、ローラー支承を持つ300tフックユータにより、ピン治具を介して試験体に作用させた[2]。加力スケジュールは、まず7段階の変形角R(2.5, 5, 10, 14.9, 30.3, 40, 50×10⁻³rad)で3回繰返す正負繰返し加力とし、それ以降は変形角R=100×10⁻³rad.まで単調載荷することとした。計測は、試験体各部の変形、鉄筋のひずみ、鋼管のひずみ等について行い、柱の主筋と帯筋のひずみは図-2に示した位置にて計測し、引張りを正の値としている。

3. 実験結果

(1) 耐力及び変形状

各試験体における柱頭荷重と柱頭変位関係(以後、荷重-水平変形関係と呼ぶ)のピーク値を包絡した関係を図-3に示す。図中の荷重と変位の関係は軸力によるP-δ効果を補正している。ここで加力中に破壊したCase1は最大耐力の生じる前にコンクリートに圧壊が生じ、Case3-1は最大耐力の生じる直前に鉄筋の降伏が生じていることから、両ケースの破壊モードは曲げせん断破壊であると考えられる。また、破壊に至らないケースは最大耐力の生じる前に鉄筋の降伏が生じていることから、変形モードとしては曲げ型であると考えられる。

まず、実験による最大荷重と種々の計算手法に基づく終局曲げモーメントより得られる最大荷重及びせん断耐力との比較を表-2に示す。計算には、終局曲げモーメントについて鉄道構造物等設計標準・同解説(以後、鉄道標準と呼ぶ)、道路橋示方書(以後、道示と呼ぶ)および建築系の

鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料(以後、終局強度設計資料と呼ぶ)の3種類、せん断耐力についてはそれら3つに鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説(以後、終局強度型指針と呼ぶ)を加えた4種類を用いた。終局曲げモーメントについては、Case2-2を除き、いずれの評価手法も実験値との差異が1割程度とかなり小さく、せん断耐力についてはCase1の鉄道標準に基づいた値を除き計算値は実験値と大きく異なり、ほとんど計算値が

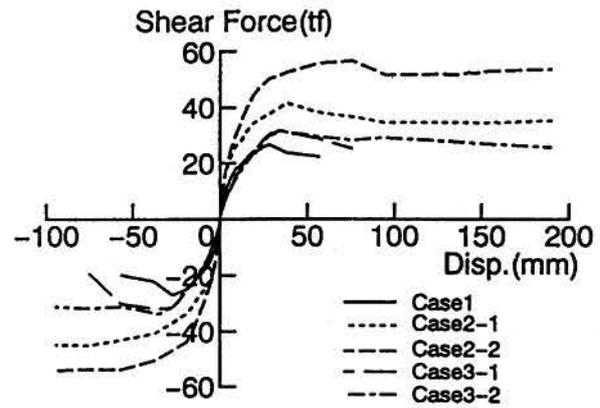


図-3 各ケースの荷重～水平変形関係のヒック包絡線

Case1を除き大きな値となっていることが分る。さらに、表中に示したせん断耐力と終局曲げモーメントより得られた最大荷重の比より、Case1を除きその値はほぼ1.0以上であり曲げ破壊型であることを示している。しかし、実験ではCase3-1も曲げせん断破壊を示している。このことから、比較的高い軸力下でのせん断破壊の可能性の評価としてこの最大荷重比を用いる場合にその値に注意が必要であろう。最後に、復旧柱のCase2-1,2の耐力はCase1に対して、それぞれ1.5, 2.0倍とかなり向上している。

次に、図-3に示した荷重～水平変形関係より靱性率を算出し、鉄道設計標準、町田ら[3]および桧貝ら[4]の評価式に基づく計算値との比較を行う。ただし、柱の構造条件のうち引張り鉄筋比および軸応力はこれら評価式の適用範囲外の値となっている。実験による靱性率を算出する際、降伏変位は、i)主鉄筋が引張りまた圧縮降伏した際の変位 δy_1 , ii)最大荷重に達した際の変位 δy_2 、終局変位は破壊時の載荷変位、また破壊していないケースについて最大載荷変位とした。Case3-1について、町田式が実験値と比較的よい対応を示していることが分る。一方、鉄道設計標準において、終局変位は実験値と比較的良く対応している。最後に、復旧柱Case2-1,2は上下床版間の相対変位に換算して38cm以上の変形能力を有しており、兵庫県南部地震におけるその推定値[1]の10倍以上の値であり、十分な耐震性を有していることが確認された。

(2)主・帯鉄筋ひずみ及び鋼管ひずみの性状

主筋と帯鉄筋の各サイクルの引張り側の柱軸方向最大値分布を図-4に示す。主鉄筋についてみると、丸鋼を用いたCase1とCase2-1は、付着の劣化に起因し脚部で降伏するまで各ひずみの値に大きな差がない。Case2-2, Case3-1,2では丸鋼を用いたCase1, Case2-1とは付着性状の差異に起因し、柱脚部で最も大きなひずみを示し、柱部材では脚部から頂部側へ急激に小さくなっている。帯鉄筋についてみると、Case-1は脚部から35cmの位置のひずみが最大1000 μ 程度)と最も大きな値を示している。Case2-1は全てのひずみはほとんど0であるが、Case2-2はCase2-1とは異なり、脚部から30, 60cmの位置での最大1000 μ 程度の値を示した。Case3-1は、脚部から80cmの位置で先ず降伏に至り、破壊時は40cmの位置の帯筋も降伏した。Case3-2は、外周の帯筋のひずみに比べて中子筋の方が大きく、中子筋は脚部から40cm, 80cmの位置でのひずみが顕著であった。

鋼管のフランジの柱軸方向のひずみ成分に関する各サイクルの圧縮側と引張り側の最大値分布を図-5に示す。圧縮側では、軸方向ひずみが変形角とともに増大し、最大で1400 μ 程度の値となっている。引張り側では100~300 μ 程度と小さく、曲げ引張応力を負担していないことが分る。軸方向ひずみより求めた最大曲げモーメントはCase2-1で約30tf \cdot m, Case2-2で約40tf \cdot mであり、実験の最大曲げモーメント(Case2-1;71.6tf \cdot m, Case2-2:94.6tf \cdot m)の5割程度と耐力に大きな影響を及ぼしている。

表-2 実験および終局曲げモーメント，せん断耐力より得られる最大荷重の比較

Case	実験値 (tf)	鉄道設計標準		道示		終局強度設計資料		終局強度型指針	
		計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
Case1	24.5	25.9 24.4(0.94)	0.95 1.0	26.3 9.9(0.37)	0.93 2.49	27.6 33.0(1.2)	0.89 0.74	- 13.4(0.49)	- 1.83
Case2-1	37.7	38.5	0.98	46.3	0.81	34.1	1.11	-	-
Case2-2	49.8	42.3	1.18	51.5	0.97	39.2	1.27	-	-
Case3-1	28.9	27.1 34.3(1.27)	1.07 0.84	26.6 20.2(0.76)	1.09 1.43	30.2 37.2(1.23)	0.96 0.78	- 31.6(1.05)	- 0.91
Case3-2	29.1	27.1 49.3(1.83)	1.07 0.59	26.6 35.1(1.31)	1.09 0.83	30.2 41.8(1.38)	0.96 0.70	- 56.1(1.85)	- 0.52

*上段は終局曲げモーメントより得られた荷重,下段はせん断耐力,括弧内はせん断耐力と終局曲げモーメントより得られた最大荷重比を表す。

表-3 各ケースの靱性率と各種評価式の比較

Case	実験値 終局変位 (mm)	実驗値				鉄道設計標準		町田式		桧貝式	
		靱性率1		靱性率2		計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2	計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2	計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2
		δy1	μ1	δy2	μ2						
Case1	57.	-	-	27.06	2.1	2.10 (44.4)	- 0.84	(0.71)	- 2.85	2.96	- 0.68
Case2-1	190.以上	51.64	3.68以上	38.26	4.97以上	-	-	-	-	-	-
Case2-2	190.以上	26.12	7.27以上	57.01	3.33以上	-	-	-	-	-	-
Case3-1	76.	27.15	2.80	34.32	2.21	3.93 (99.0)	0.60 0.48	2.99	0.94 0.74	9.08	0.31 0.24
Case3-2	190.以上	34.39	5.52以上	34.39	5.52以上	7.87 (190.5)	0.54 0.54	6.03	0.92 0.92	16.8	0.33 0.33

*ここで鉄道構造物等設計標準における靱性率の計算値中の括弧内は終局変位を示している。

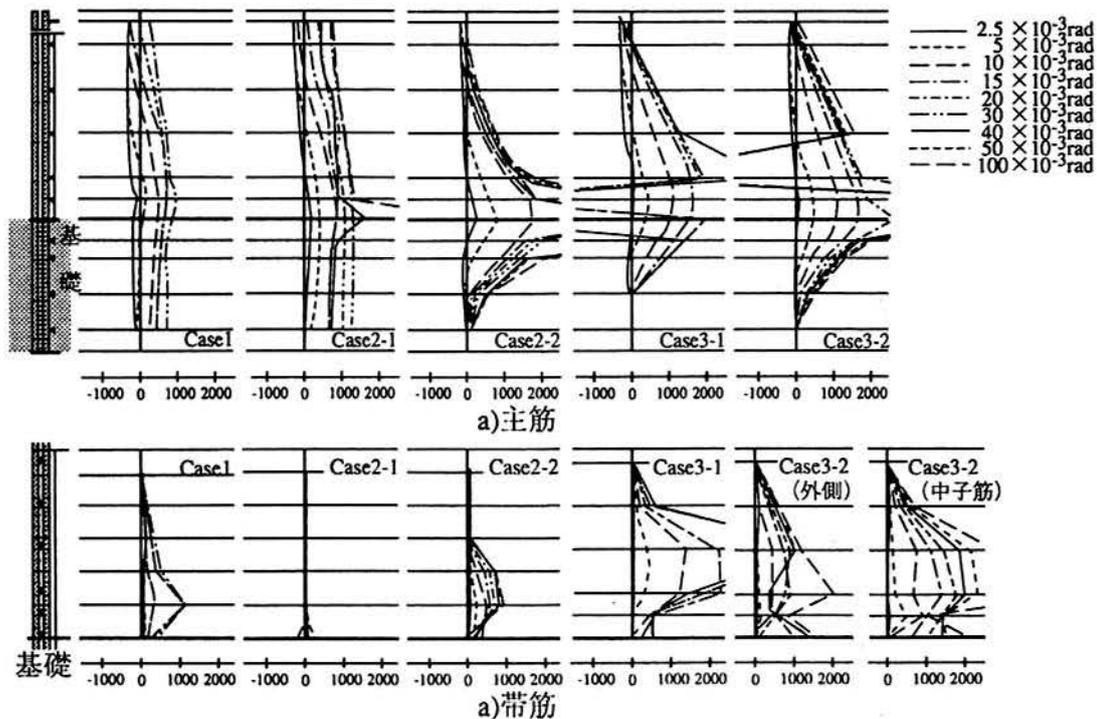


図-4 主筋と帯鉄筋に発生するひずみの各サイクルの引張り側の柱軸方向最大値分布

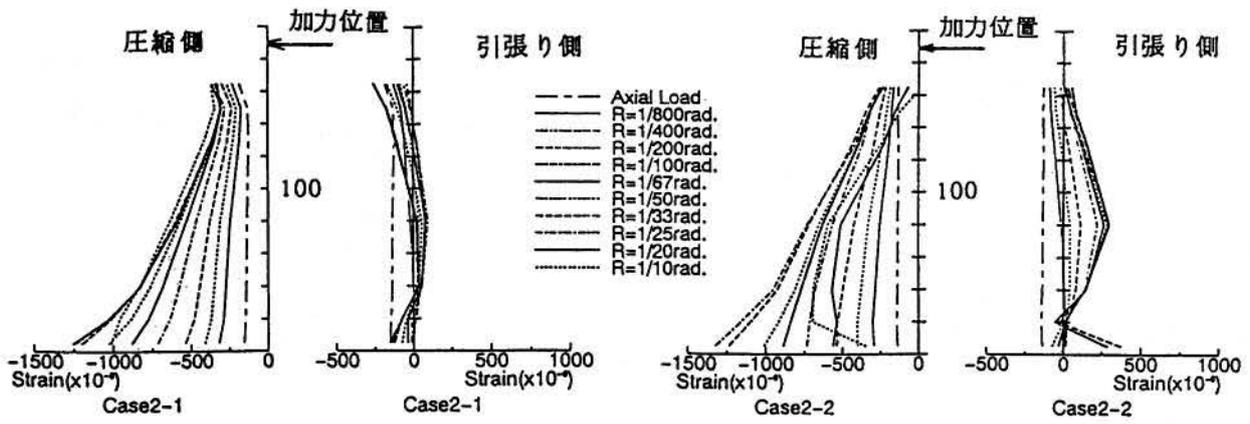


図-5 鋼管フランジ側に発生する柱軸方向ひずみの各サイクル毎の最大値分布

4.解析による荷重-水平変形関係の評価

解析には2次元ファイバー解析を用いた。コンクリートの応力-ひずみ関係には星隈等の提案式[5]、NewRCの提案式[6]および六車の式[7]の3つを用いた。特に、NewRC式は高軸力下での実験結果も踏まえて提案されたものであり、本実験への適用として有用であろうと考えられる。Case2-1,2のコンファイトコンクリートの強度には、図-4より帯筋の発生ひずみが小さいことから鋼管のみのコンファイト効果による強度増加を考慮した。鉄筋の応力-ひずみ関係には、鉄筋降伏までを弾性それ以上のひずみに対して応力が一定となる完全弾塑性を仮定し、降伏応力度には材料試験で求めた値を用いた。部材の変形は加力位置から柱脚部までの曲率の分布を三角形分布と仮定して計算した。

まず、各提案式によるプレーンおよびコンファイトコンクリートの応力～ひずみ関係と試験体毎の圧縮試験によるプレーンコンクリートの応力～ひずみ関係の比較の一例としてCase2-2およびCase3-2について図-6に示す。星隈式の適用に際して、プレーンコンクリートには道示の応力～ひずみ関係を準用している。図より、プレーンコンクリートについては、六車式、NewRC式とも試験結果と良く対応している。一方、星隈式では圧縮強度を道路橋示方書に基づき $0.85\sigma_B$ としているため、他の提案式と異なっている。コンファイトコンクリートについては、Case2-1, 2では提案式により圧縮強度、剛性に大きな差がある。帯鉄筋で補強されたものについては、圧縮強度時のひずみに差が認められるが圧縮強度には差は認められない。3種類の提案式を比較すると、星隈式は全般的に剛性が小さい傾向にある。

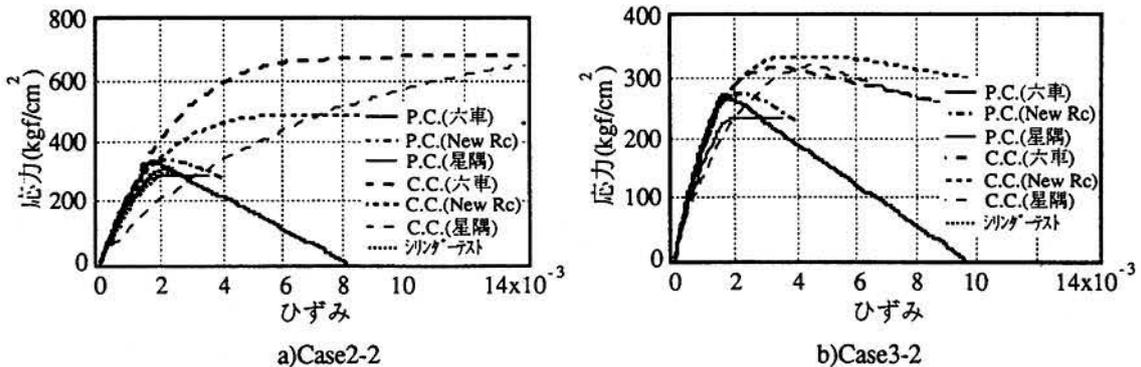


図-6 解析に用いた各ケースのコンクリートの応力～ひずみ関係

次に、解析の実験による荷重-水平変形関係の比較を図-7に示す。実験結果の変形は、全体変形から鉄筋のひずみから求めたスラブからの鉄筋の抜け出しによる変形を減じた部材の変形であり、荷重は軸力によるP- δ 効果を考慮した値である。Case2-1,2において、鋼管は図-5に示した様に引張り側で発生するひずみが小さいことから、圧縮側の鋼管を剛性比から等価断面積を有する鉄筋と置き換えて圧縮縁に配置することにより考慮した。その応力-ひずみ関係は、発生ひずみが

1000~1250 μ 以上とならないことから1000 μ までは弾性でそれ以上のひずみに対しては応力一定(1000 μ 時)となる完全弾塑性形とした。図より、降伏変形付近までの剛性および耐力についてはコンクリートのモデルの違いによらず実験値と解析は比較的よい対応が認められる。降伏変形以降は、コンクリートのモデルにより耐力低下度に差がある。Case2-2では、降伏変形以降もコンクリートの劣化が小さいためコンクリートのモデルの違いに関係なく、実験値をよく追跡している。一方、主筋に丸鋼を用いたCase2-1では、降伏変形以降の挙動を追跡できなくなっている。帯筋で補強したCase3-1,2では、全体的に六車式が実験値と良く一致し、最大耐力近傍ではNewRC式も比較的よい対応を示している。Case1では、破壊形式が異なるが、NewRC式が実験値と比較的良く一致している。

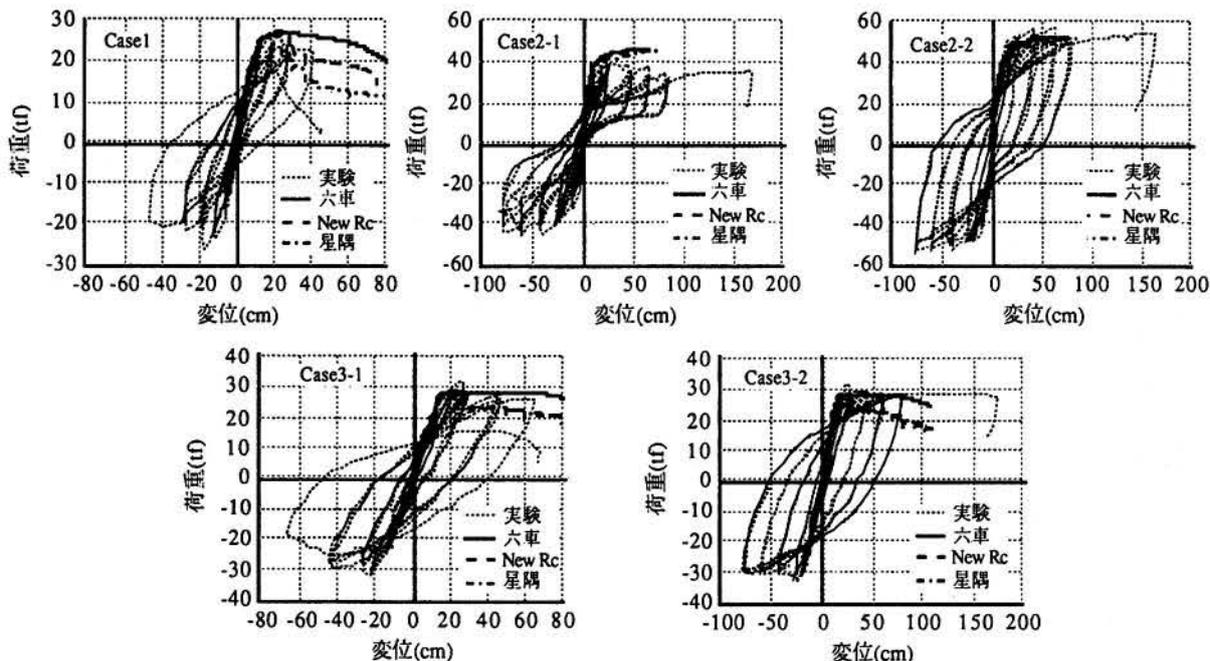


図-7 実験値と解析値の比較

5. あとがき

本論で実施した復旧した大開駅の中柱および被災を受けた既設柱、さらに現行基準類に基づいて設計した柱を対象とした水平方向交番荷重実験より、復旧柱の耐力は被災柱と同様な配筋を有する柱に比べ1.5~2.0倍、変形性能は兵庫県南部地震における大開駅の上下床版間の相対変位の推定値に対して10倍以上の値を有していることや、破壊モードの推定に現行基準類による曲げとせん断の耐力比を用いる場合に必ずしも安全側の値にならないことなどが明らかとなった。

さらに、復旧柱や他の試験体の変形性能評価への鋼管また鉄筋によるコンファインド効果を考慮した幾つかの応力~ひずみ関係に関する評価式を適用した結果、復旧柱の変形性能は鋼管を圧縮抵抗部材として考慮した解析により評価できること、コンファインド効果を考慮した応力~ひずみ関係のモデルとしてNewRC提案式が適当であることが明らかとなった。

参考文献

- [1] 廣戸敏夫他, 神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会, 247-254, 1996,
- [2] 飯田廣臣他, 実験に基づく大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会, 263-270, 1996,
- [3] 町田篤彦他, 鉄筋コンクリート部材の塑性変形性能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.203-212, 1987,
- [4] 松貝勇他, 曲げ降伏後のせん断破壊に関するRC部材の破壊メカニズムに関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, pp.329-334, 1987,
- [5] 星隅順一他, 鉄筋コンクリート橋脚の地震時水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力~ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, 1-11, 1995, 8,
- [6] (財)国土開発技術研究センター, NewRC研究開発概要報告書, 1993, 3,
- [7] 六車他, 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化, セメント技術年報, 1980

佐藤工業(株) 正会員 ○中村 晋,末富岩雄,吉田 望

1.はじめに

1995年兵庫県南部地震により神戸高速鉄道・大開駅は中柱が圧壊したため上床版が折れ曲がり沈下し、直上の国道28号線が最大で2.8mに及ぶ陥没が生じるといふ大きな被害が生じた¹⁾。他の地下鉄においては中柱の破壊という構造的被害はみられるもの機能的損傷はみられなかったことから、地下構造物は地上構造物に比べ耐震性能が優れているという従来からの認識が確認出来たとも言える。一方、地下構造物の有する耐震上の弱点が明らかになったことや、大開駅と同年代に同様な設計思想で建設された構造物が他地域に存在することなどから、大開駅の被害要因を適切に推定し耐震設計法に反映させることは重要であると考えられる。

本報告は、すでに著者らが実施した被害要因の推定で用いた大開駅周辺での地盤震動特性のより現実的なものとするため、大開駅の付帯構造物のうち地震時における地盤内変位分布の推定に有用な換気塔の被害について示すとともにそれに基づいた地盤の震動特性に関する推定について示す。

2.換気塔の被害状況

ここでは図-1に示す換気塔の被害を示す。換気塔は大開駅より高速長田駅側に6.9m離れたトンネル中央部に位置している。その構造は図-2に示した様に線路方向に3.3~3.6m、直交方向に1.3~1.6mの長方形断面を有するRC構造となっている。被害は写真-1, 2に示した様にトンネル上床版上面より1.86mの施工継手位置で、換気塔上部が山側へ約4.0cm移動するというものである。この位置の土被り厚は約5.2mであることから、その換気塔に水平方向のずれが生じた位置は地表から約3.34mとなる。また、この周辺地盤の土質は、このトンネル部も大開駅と同様に開削工法で構築されていることから、駅部と同様に埋め戻し材のまさ土である。

換気塔にずれが生じた位置の下部は、地震時においてトンネル上床版と同様の動きをしていると考えられることから、換気塔上部周辺地盤とトンネル上床版位置の間の地震時地盤変位の差異は少なくともずれ量である4.0cm以上発生していたものと推定される。

3.換気塔周辺地盤の地震時挙動

著者らが被害要因の推定に用いた神戸大学で観測された記録と、ポートアイランドで観測された地中(GL-83m)の記録(入射波成分に分離)を基盤(大阪層群上層のせん断波速度500m/s程度の層)入射とした地盤の非線形地震応答解析²⁾により得られた換気塔に近い地盤における深度方向の最大変位分布を図-3に示す。図-3より、トンネル上床版位置(GL-5.0m)と地表との間の最大相対変位は神戸大学波で1.3cm、ポートアイランド波の対して3.7cmとなった。兵庫県南部地震による主要な地震時地盤変位は、図-4に示すポートアイランド波の変位時刻歴にみられる様に3波である。さらに、それら3波の変位は最大変位方向つまり山側へ偏った傾向がみられる。神戸大学波およびポートアイランド波による地盤変位が、3波とも一方向に偏ったとするとそれぞれ3.9cm、11.1cmとなる。これより、少なくとも神戸大学波に対する地盤の震動では写真-2に示した様な換気塔のずれは生じず、ポートアイランド波による地盤震動程度であった可能性があると推定される。

4.まとめ

大開駅の付帯構造物である換気塔は、トンネル上床版より1.84mの位置で換気塔上部が山側へ4cm程度ずれるという被害を受けた。このずれ量より、地盤が海側から山側へ、換気塔上部とトンネル上床版位置の相対変位で4cm以上の変形が生じる様な震動があったものと推定される。その変形はポートアイランド波を基盤入力波とした地盤震動により生じる可能性があると考えられるが、地盤と構造物の相互作用を考慮した解析によりその照査が必要であると考えている。

参考文献

1)廣戸敏夫他、神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.247-254,1996、2)中村晋、末富岩雄、吉田望、地盤構造の局所的な不整形性が地震動特性に及ぼす影響、第45回応用力学連合講演会講演与稿集、1996

Estimation of Aseismic Ground Displacement around Daikai Subway Station Based on Earthquake Damage, Sato Kogyo Co. Ltd., Susumu Nakamura, Iwao Suetomi and Nozomu Yoshida

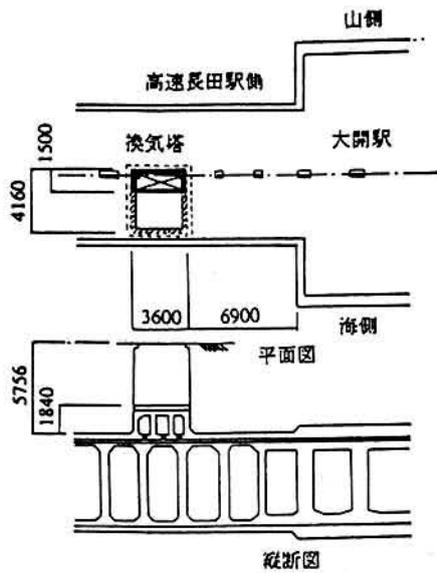


図-1 換気塔の位置および形状

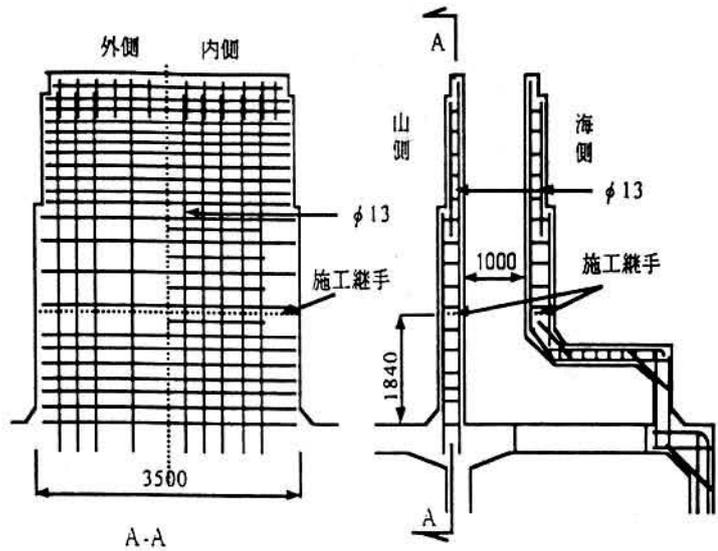


図-2 換気塔の配筋



写真-1 換気塔被害全景
(新開地駅側より撮影)

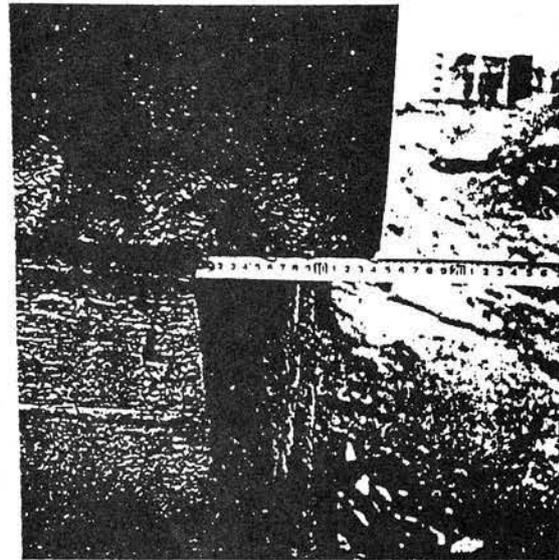


写真-2 換気塔上部の山側へのずれ
(新開地駅側より撮影)

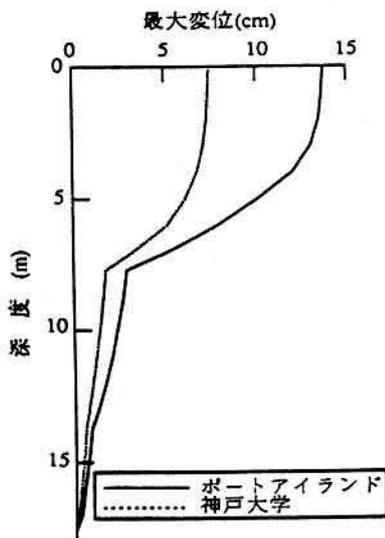


図-3 入力地震波に応じた最大地盤変位分布

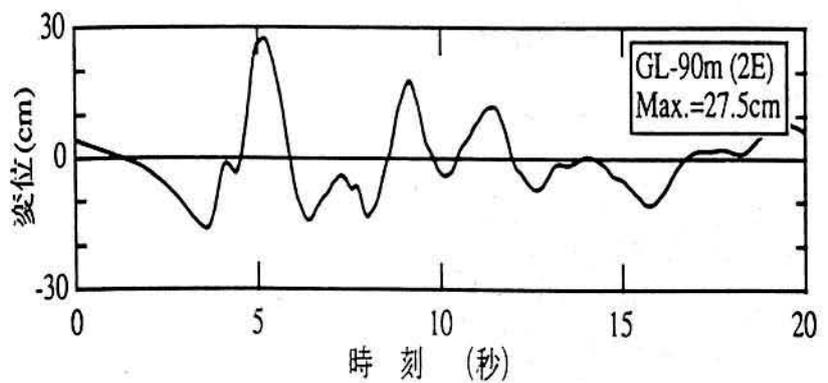


図-4 ポートアイランド波の変位時刻歴波形

DAMAGE TO DAIKAI SUBWAY STATION DURING THE 1995 HYOGOKEN-NUNBU EARTHQUAKE AND ITS INVESTIGATION

N. YOSHIDA, and S. NAKAMURA

**Engineering Research Institute, Sato Kogyo Co., Ltd.
Nihonbashi-honcho 4-12-20, Chuo-ku, Tokyo 103, Japan**

ABSTRACT

A detailed reconnaissance survey was conducted at the Daikai subway station which is the first subway structure that completely collapsed due to an earthquake. A complete collapse occurred at the location of more than half of the center columns, which resulted in the failure and collapse of the ceiling slab, and settlement of the subsoils over the station by more than 2.5 m at maximum. Many diagonal cracks were also observed on the walls in the transverse direction. Judging from the damage pattern, a strong horizontal force was imposed on the structure from the surrounding subsoils. Investigation of the damage mechanism was made through analytical approach. It is concluded that ceiling slab failed by the lack of the load carrying capacity against shear at center column.

KEYWORDS

earthquake, subway station, underground structure, earthquake damage, damage investigation, dynamic analysis, static analysis, nonlinear analysis

INTRODUCTION

The Hyogoken-nanbu earthquake of January 17, 1995 caused severe damage to various structures. Among these, damage to the subway was one of the amazing event, because underground structures have been considered to be relatively safe from earthquake effects compared to structures above the ground, and no significant damage has been reported so far. Figure 1 shows the location of the damaged subway and damage patterns. The general damage pattern is damage to columns. As shown in Fig. 1, the Japan Meteorological Agency seismic intensity in this area was evaluated to be 7 or more, which is equivalent to MM seismic intensity scale of 10 or more.

In many design specifications for the underground line-shaped structures, aseismic design is not usually considered in the transverse direction. The reason for this is that the underground structures are assumed to follow the deformation of the ground during an earthquake and the apparent unit weight of the structure is much smaller than that of the subsoils. Earthquake resistance design of underground structures can be reviewed and evaluated from a study of this damage.

The authors implemented a detailed reconnaissance survey on the damage to the Daikai station in order to assist the investigation of the damage mechanism. Then, the damage mechanism found by the survey was verified through the analytical approach. Two analyses, which consist of dynamic response analysis for soil-structure system and static nonlinear analysis for structure system, were conducted. The results of the survey and the analysis are reported in this paper.

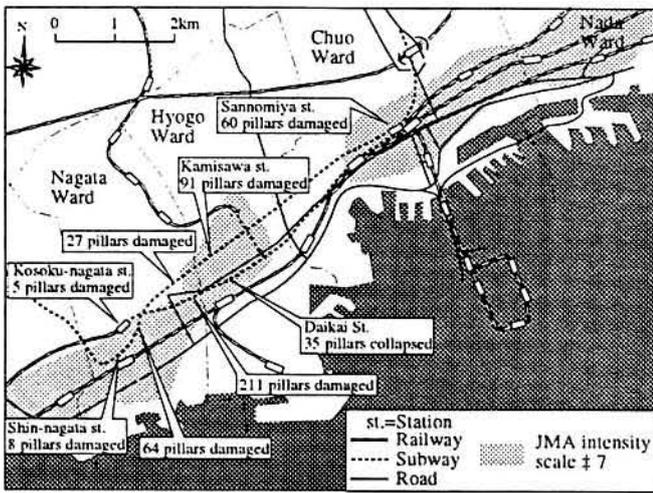


Fig. 1 Location of damaged subways and damage patterns.

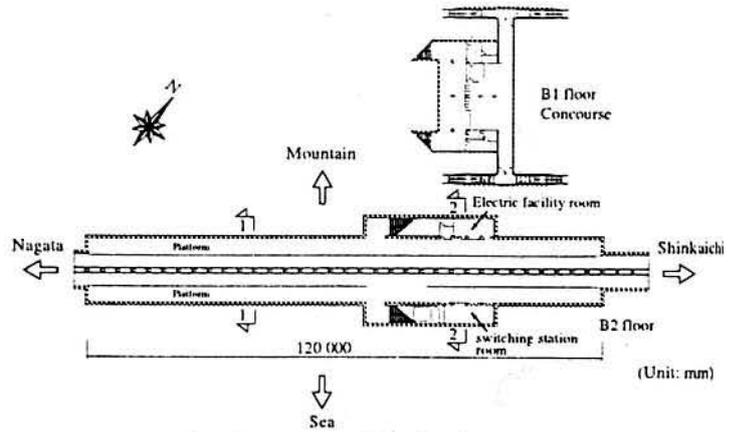


Fig. 2 Plan of Daikai station.

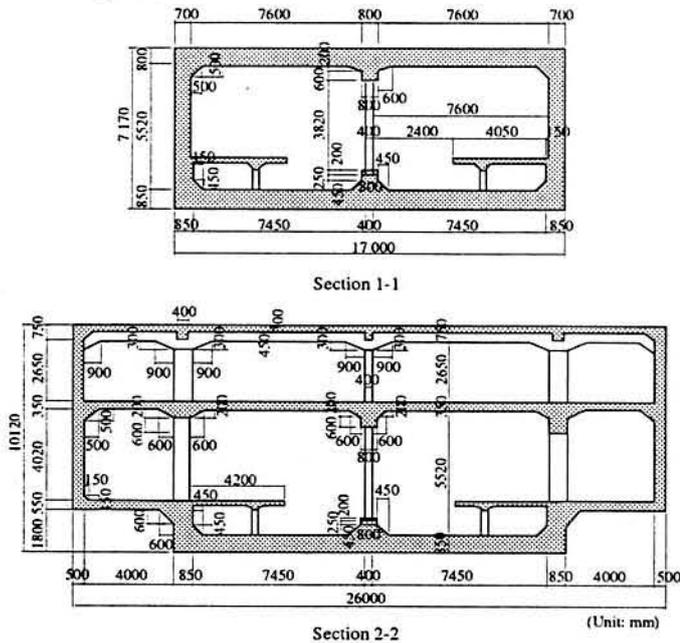


Fig. 3 Typical section of Daikai Station.

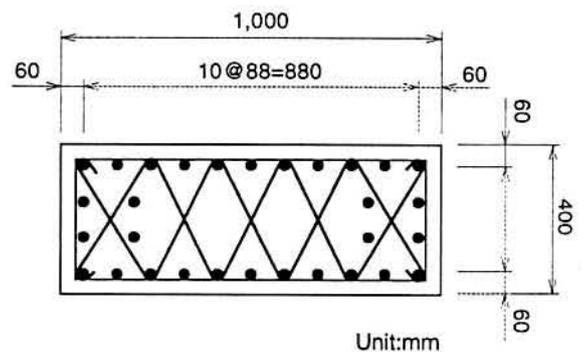
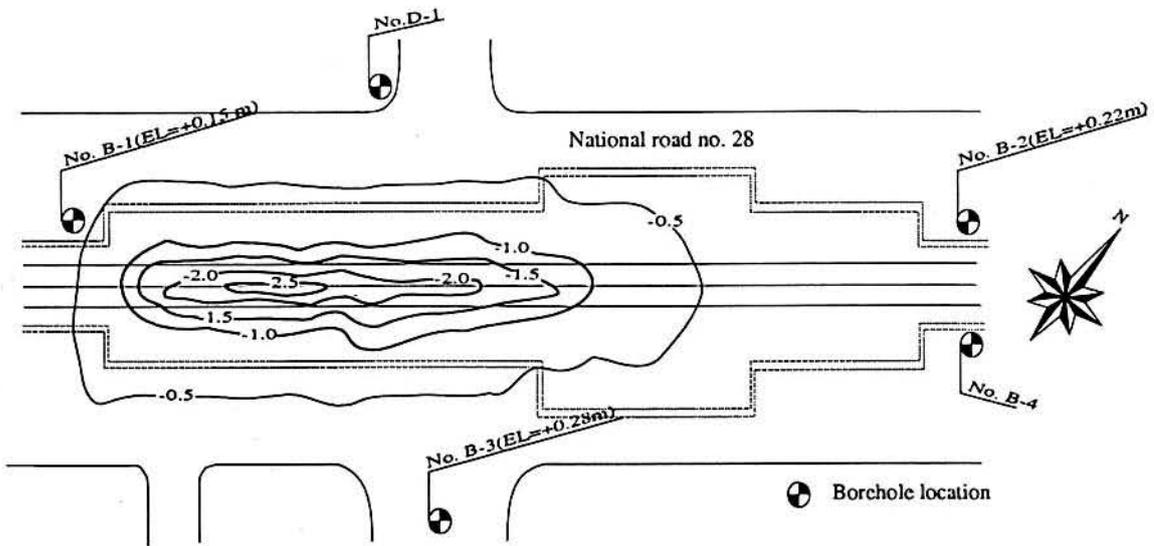


Fig. 4 Reinforcing steel arrangement drawings with respect to center column

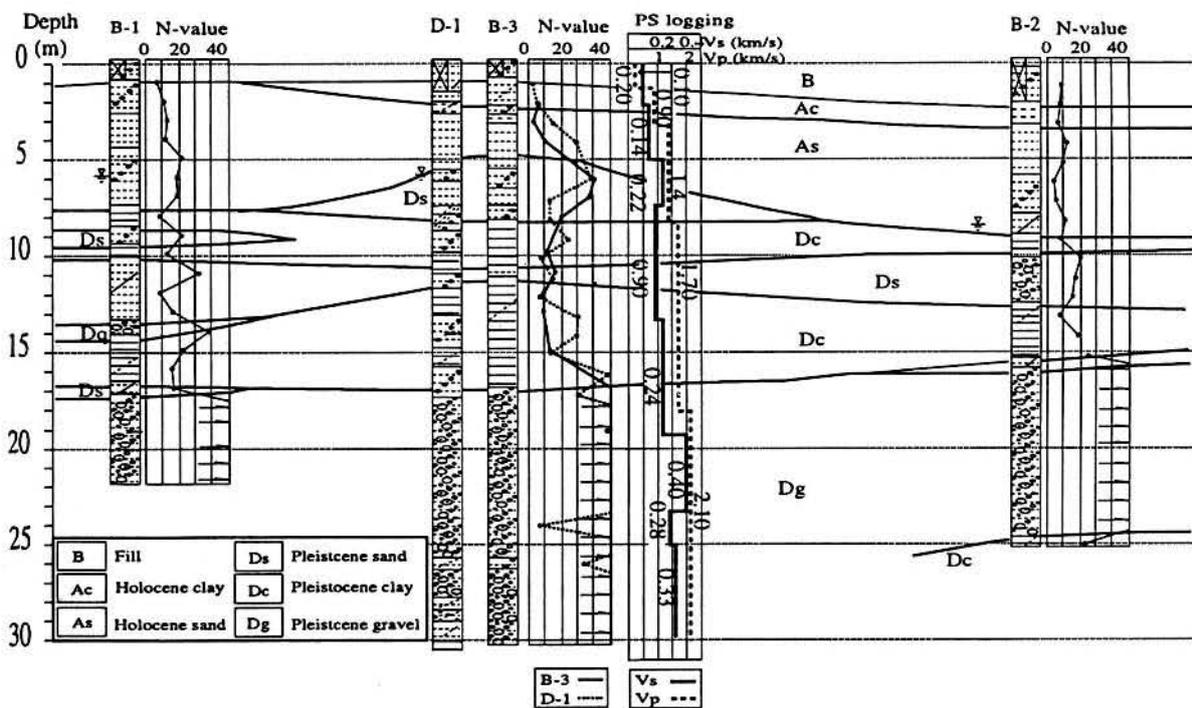
DESIGN AND CONSTRUCTION OF DAIKAI STATION

The Daikai station was constructed right under the National road no. 28 in 1964 using the cut-and-cover method. Figures 2 and 3 show a plan and cross-section of the station. The station is two story reinforced concrete underground structure; B2 floor consists of platforms and rail lines and the B1 floor is a concourse with a ticket barrier. The thickness of the overburden soil is about 4.8 m at section 1-1 and 1.9 m at section 2-2 respectively. The B2 floor is mainly a box type frame structure with columns at the center, measuring 17 m wide and 7.17 m high in the outside dimension, and it is 120 m long in the longitudinal direction. The center column is 3.82m high and has a cross-section of 0.4 m × 1.0 m, and the distance between columns is 3.5 m.

The frame was designed based on a consideration of the weight of the overburden soil, lateral earth pressure, and weight of the frame under ordinary loading conditions, but the earthquake load was not taken into account, which was the normal method being used at that time of the design. Round steel bars with diameters from 16 to 25 mm were used as reinforcing for the walls and slabs, and 32 mm diameter bars were used in the center column. A transverse hoop (9 mm diameter) was placed at every 350 mm in the center column. Figure 4 shows the reinforcing steel arrangement of the center column. The allowable axial force was 4439 kN, which was slightly larger than design axial force of 4410kN. Two tests were made after the earthquake in order to evaluate the strength of the concrete. A strength of 37240 kN/m² with standard deviation of 2646 kN/m² was obtained by Schmidt hammer tests. Average compression strengths of the 8 cylindrical specimens taken from the center column was 39690 kN/m².



(a) Plan and contours of the settlement of the ground surface



(b) Soil profiles

Fig. 5 Settlement of the ground surface (numeral in (a)) and soil profile based on the borehole investigation after the earthquake. Boring No.4 is fill whose SPT-N value is shown in Fig. 6.

GEOLOGICAL SETTING AT DAIKAI STATION

The soil profiles by the investigation made after the earthquake in February, 1995 is shown in Fig. 5. The depth of the water table was between 6 and 8 meters. Referring to another source (Kobe city, 1980), the depth of the base (SPT-N value > 50) was deep on the west side and it consists of silty or clayey surface soil. It becomes shallow toward east; the depth at the Daikai station site is about 15 m and that at the Shinkaichi station is less than 10 m. In addition, sand becomes more predominant toward east.

Standard penetration and cone penetration tests were made near the structure in order to determine the properties of the fill material. Decomposed granite soil was used as the fill material. Fig. 6 compares SPT N-values with N value computed from the cone penetration tests. The N value of the fill is about 10 at all depths except near the bottom. Figure 7 shows strain dependent characteristics of undisturbed samples of the fill material obtained from dynamic deformation tests. The test was made under the isotropic initial stress states with confining pressures of 49 and 98kN/m², and an anisotropic initial stress state with principal stresses of 49 and 29.4 kN/m².

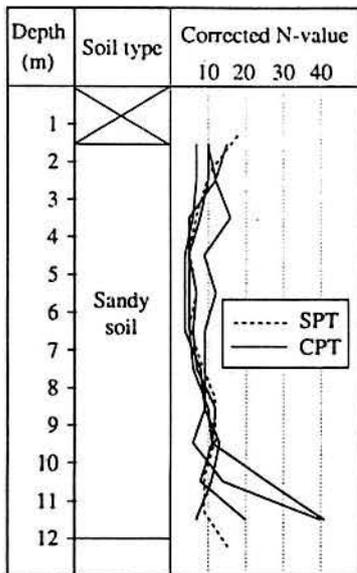


Fig. 6 SPT-N value of fill materials. SPT was conducted at No.4 site in Fig. 5.

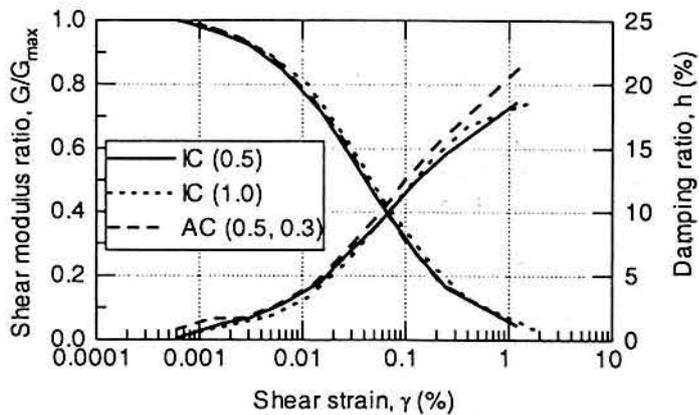


Fig. 7 Strain dependent characteristics of shear modulus and damping ratio obtained from dynamic deformation test on undisturbed samples, where IC denotes isotropically consolidated sample, AC denotes unisotropically consolidated sample, and numbers in the parenthesis are initial effective confining pressure in kgf/cm^2 .

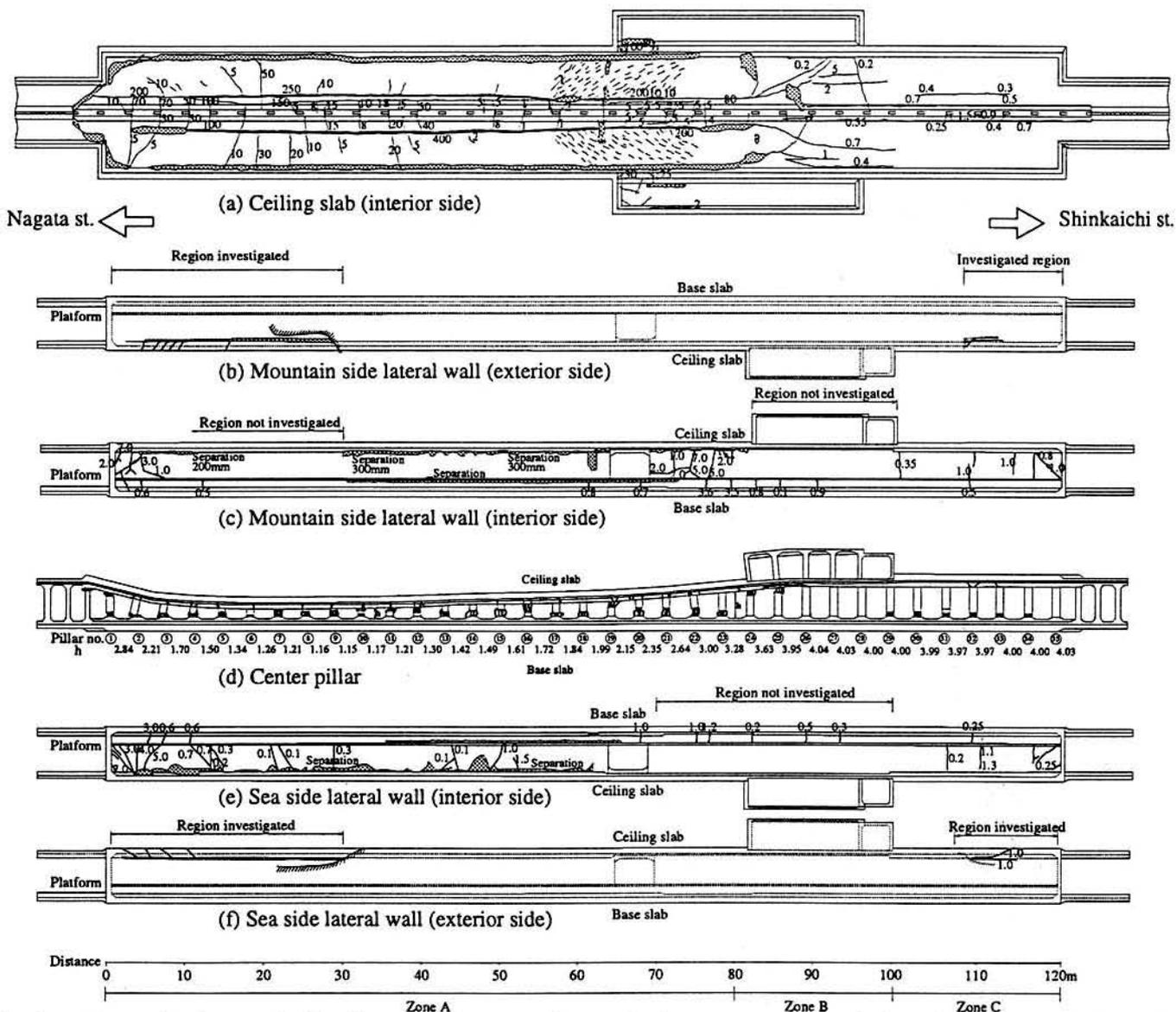


Fig. 8 Schematic figure indicating the damage. Here, h denotes measured clear height, circled number denotes column number. Numeral denotes crack width in mm.

DAMAGE DUE TO EARTHQUAKE

Figure 8 shows schematic diagrams of the damage in the longitudinal direction. The ground of the National road no. 28 for a distance 90 m long and 23 m wide gradually settled up to more than 2.5 m maximum. The contour lines of the settlement of the road surface are shown in Fig. 5, which was measured on January 28. Referring to Figs.2 and 8, the station can be divided into 3 zones in the longitudinal direction along the station depending on the structural system: zones composed of columns 1-23, columns 24-29, and columns 30-35, which are designated zone A, B and C, respectively, hereafter. Zones A and C are a one story box frame structure whereas zone B has utility rooms adjacent to the platform as well as the B2 floor (concourse).

Damage was the most severe at zone A, in the Nagata side zone. Almost all of the center columns completely collapsed and the ceiling slab fell down. As a result, the original box frame structure distorted to an M-shaped section as shown in Fig. 9(a). Typical damage to the center columns is shown in Photo 1. The ceiling slab kinks and cracks 150 to 250 mm wide appeared in the longitudinal direction about 2.15 to 2.40 m from the center line of the columns. In addition, the separation of cover concrete was observed over almost the entire area near the haunch and the intersection between the lateral wall and ceiling slab. In zone B, as shown in Fig. 9(b), the collapse of the column occurred in the upper portion and reinforcing steel buckled into a symmetrical shape for columns 24 and 25. The upper longitudinal beam connecting the center columns was bent at a point between columns 25 and 26. The small separation of the corner concrete of the center columns is observed at the mountain side of upper portion and at sea side of lower portion, in columns 26, 27 and 28. Although the structural system in zone C was the same as that for zone A, damage was less in zone C compared with that in zone A. Figure 9(c) shows the damage to column 31 where the lower part of the center column is damaged and ceiling slab settled about 5cm.

In the lateral wall, separation of cover concrete was observed near both the top and bottom haunches. According to the investigation of the exterior surface, wide cracks in the longitudinal direction were observed along the intersection with the haunch. Under the platform, a significant separation of cover concrete was observed on the both side lateral walls. There are several walls in the transverse direction: both ends, electric facility room, switching station room, etc. Diagonal cracks typically shown in Fig. 9(d) and Photo 2 were observed in all the walls in the transverse direction.

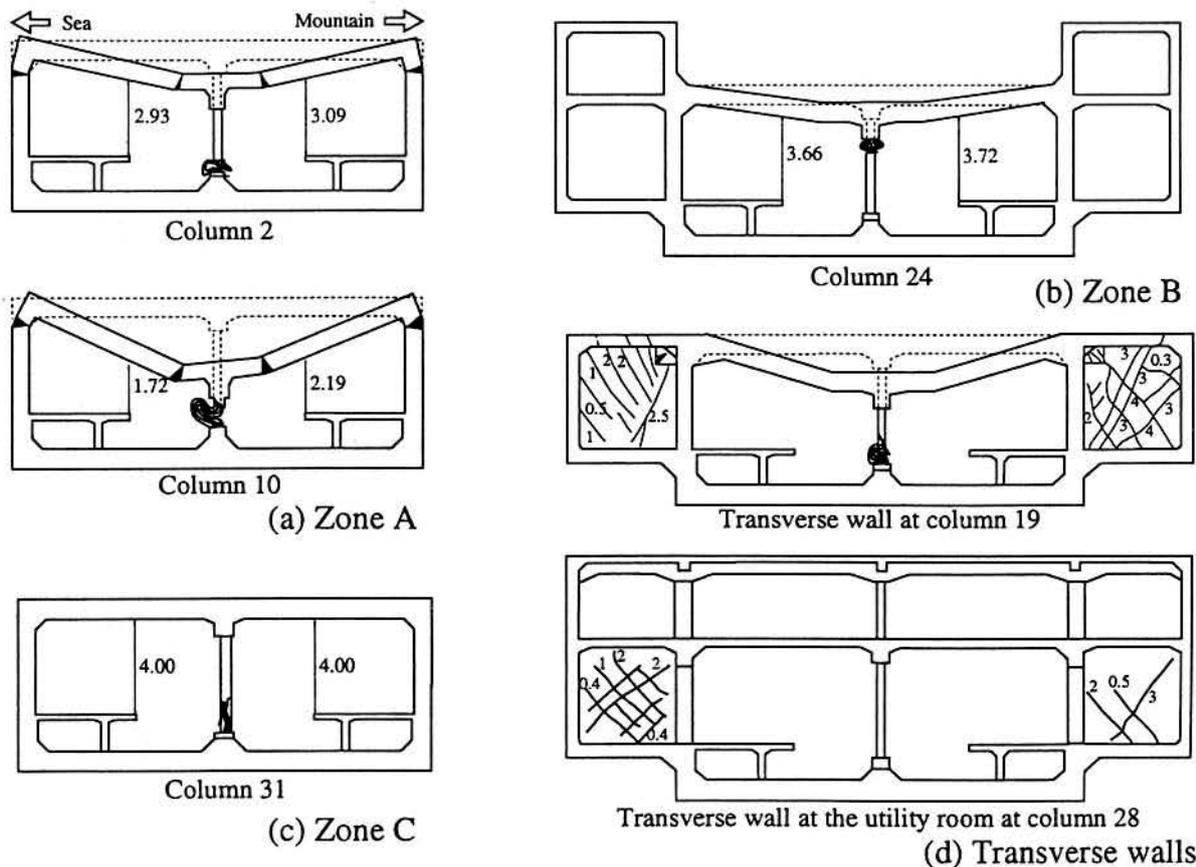


Fig. 9 Schematic figure showing the damage pattern in the transverse direction

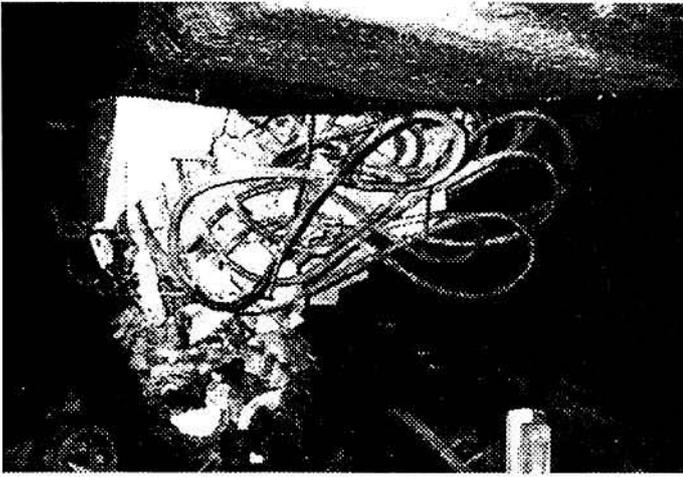


Photo.1 Collapse of no.10 column in Zone A

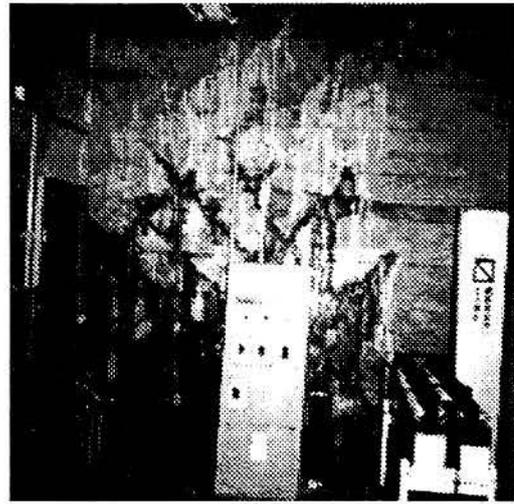


Photo 2 Cracks in the transverse wall in electric facility room

Based on the observation of the damage to these columns and walls, the mechanism of the damage of the collapsed column in zone A is evaluated to be as follows: 1) Due to strong horizontal force, the member reaches its strength under the combination of bending moment and shear force acting near the end of the column, which resulted in collapse of the end of the column. 2) The load carrying capacity of the box frame was reduced, and therefore excess relative horizontal displacement occurred.

ANALYSIS

Two step analyses were carried out each of which considered either nonlinear behavior of subsoils or that of the structure. At first step, in order to appropriately estimate the dynamic response of the structure during the earthquake, dynamic response analysis of soil-structure system was conducted using two dimensional finite element method considering nonlinearity of soil by equivalent linear method. Based on the behavior of the dynamic response, static nonlinear analysis was conducted to estimate the damage process of the frame. These analyses were conducted on one story box frame in A zone where damage was the most severe.

Estimation of dynamic response of structure

The analytical code Super-Flush was used. Both horizontal motion and vertical motions observed at KOBE university were applied as input motion. Dynamic response analysis was first carried out under the horizontal input motion. Then, using converged nonlinear characteristics (shear modulus and Poisson's ratio), dynamic response was calculated by linear analysis under both horizontal and vertical input motion.

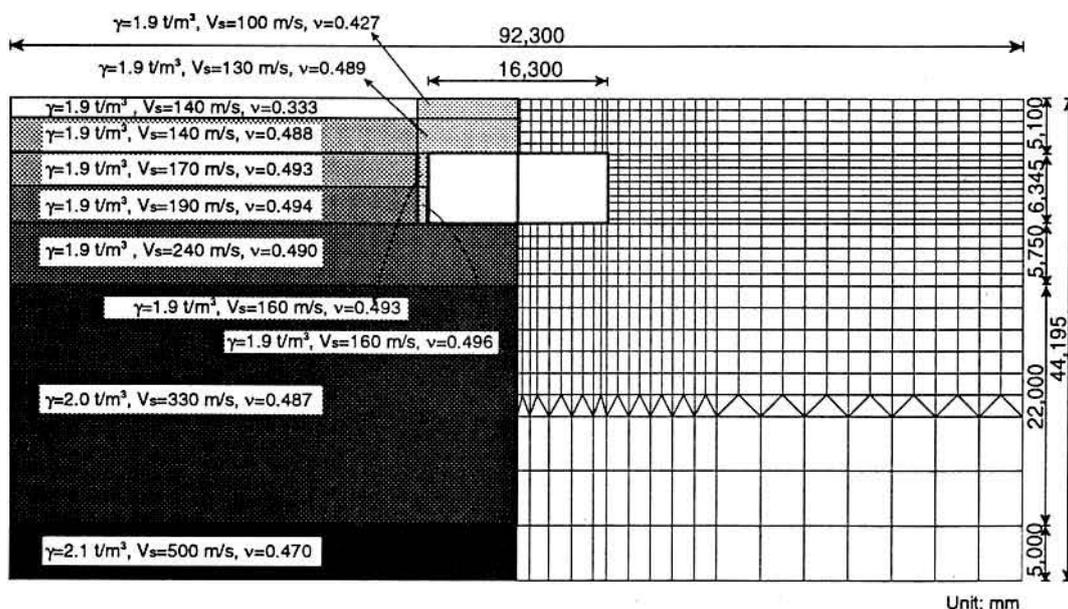


Fig. 10 Soil-structure system used in the dynamic response analysis.

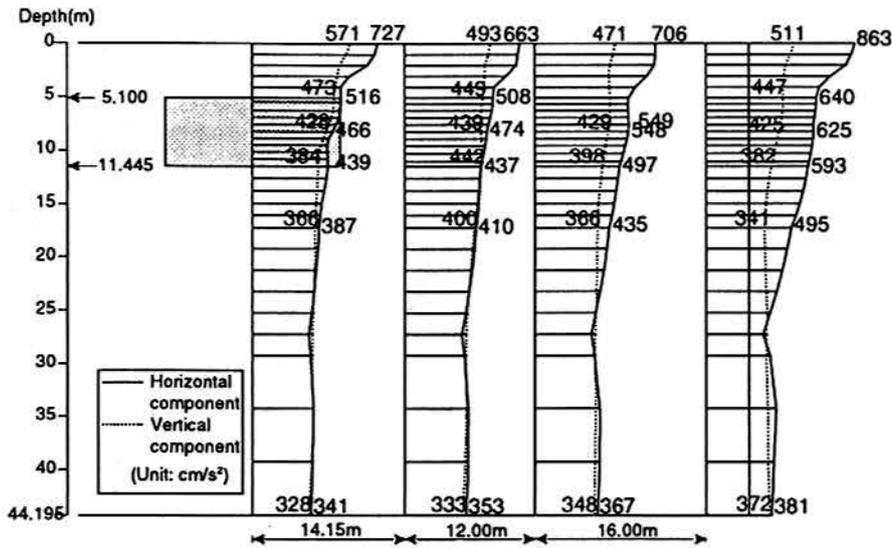


Fig. 11 Peak acceleration distributions

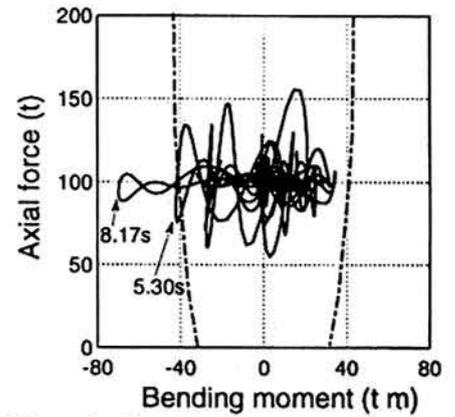


Fig. 12 Bending moment-axial force relationship at the bottom of the center column

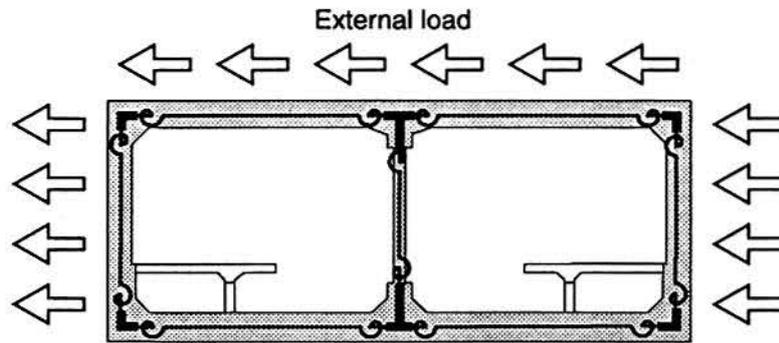


Fig. 13 structure system used in the static nonlinear analysis.

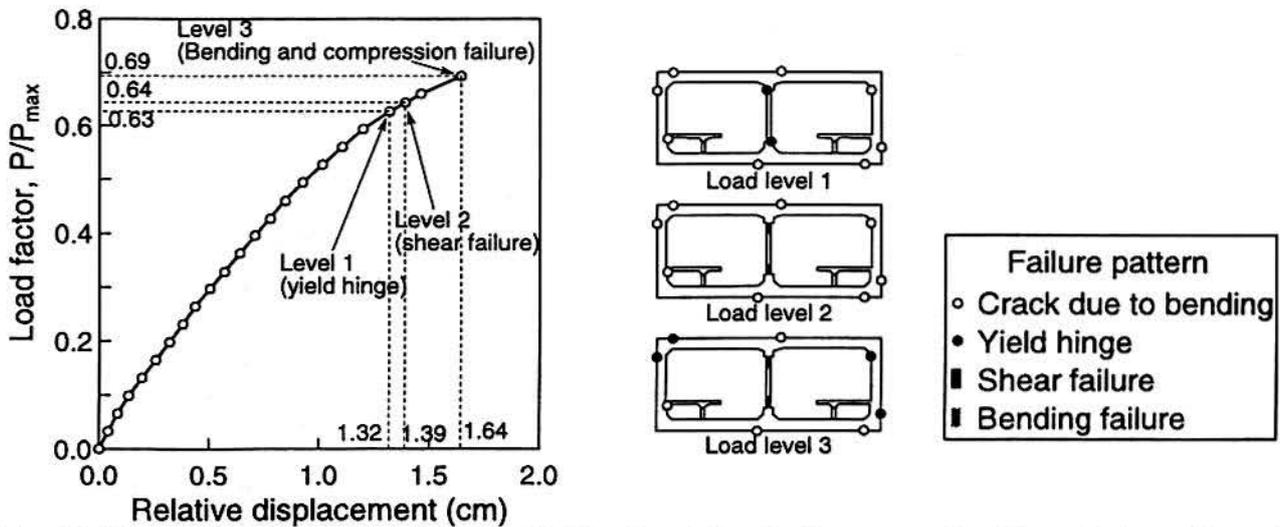


Fig. 14 The relationship between the applied load and the displacement of ceiling relative to base slab

Soil-structure model used in the first step analysis is shown in Fig. 10. Energy transmitting boundary and viscous boundary are used along the lateral and base boundaries, respectively. Ground is assumed to be horizontally layered and the depth of base whose shear wave velocity is 500 m/s is about 40 m. Material property used in the analysis, such as unit weight, initial Poisson's ratio and shear wave velocity, is also shown in Fig. 10. Empirical equation proposed by Yasuda and Yamaguchi (1985) are used as strain dependent characteristics of shear modulus and damping ratio of the subsoil except fill; those shown in Fig. 7 is used for fill material. Structural members are modeled to elastic beam elements considering rigid zone. The rigidity of each member is evaluated by considered the property of both concrete and reinforced bar.

Peak acceleration distributions in both horizontal and vertical directions are shown in Fig. 11 at a length of 14.15, 26.15 and 42.15 meters from the center of structure. Acceleration at the ground surface is more than 400 cm/s², which correspond to the JMA seismic intensity 7 around this area. The relationship between

axial force and bending moment at the bottom of center column is shown in Fig. 12. Here, axial force is the sum of the dynamic response value and initial force under ordinary load condition. In the figure, the ultimate bending moment under given axial force is shown as a chained line. The maximum axial force (sum of forces under ordinary load and increment due to earthquake) is about 1520 kN (13300 kN/m²), which is high in comparison with the strength of concrete. The ratio of the axial stress to the strength of concrete is about 0.36. Response bending moment at the bottom of the center column exceed the ultimate bending moment twice, at around 5.3 and 8.13 seconds, respectively. The same tendency is observed at the response of lateral wall, ceiling and base slab. The ductility of the center column is a very small value, 1.3. The ductility is defined as the ratio of the rotational angle of member at the ultimate bending moment to that at the yield of reinforcing bar with respect to the axial force at 5.3 seconds. Therefore, center column was possible to collapse just after the bending moment exceed the yield bending moment. Furthermore, the ratio of the shear strength of center column calculated by the Standard Specification of Reinforced Concrete (JSCE, 1991) to the converted shear force from the ultimate bending moment is less than 1.0. Therefore, center column was also possible to collapse under shear.

Estimation of damage process

Nonlinear static analysis was carried out. One story box frame is modeled as shown in Fig. 13. Each member is modeled into a beam element. Moment resisting joint is employed at the ends of each member, which is modeled to be a rotational spring. The spring is modeled to tri-linear model, whose three lines corresponds to the behavior until crack, until yield and from yield to ultimate state, respectively. These behavior were calculated based on the total axial force and dynamic response force. Shear force and axial force obtained by the dynamic response analysis were applied to the location where it occurred as the external loads. Here, forces when the bending moment at the center column first exceed the ultimate moment are employed. They are divided into fifty and applied incrementally. These overburden soil load and static earth pressure are considered in the initial state.

The relationship between the applied load and the displacement of the ceiling slabs relative to base slab are shown in Fig. 14. The vertical axis (sum of the applied forces) is the normalized by the sum of the final force. Shear failure of center column occurred when the relative displacement was 1.39cm, just after the yield. Damages more than crack isn't recognized to the other members. After subsequent loading the load, bending combined with compression failure occurred right after the relative displacement and increase to 1.64 cm where normalized load was 0.69. Therefore, failure mechanism of one story box frame in Zone A is that ceiling slab failed the lack of the load carrying capacity of center column.

CONCLUSION

The Daikai station is the first subway structure that completely collapsed due to the earthquake. A detailed reconnaissance survey of the damage was made in order to determine the behavior of the station during the earthquake. Furthermore, the damage mechanism was verified by the nonlinear analyses. Based on these study, the mechanism of the collapse of the station is concluded to be as follows:

The B2 floor of the station was subjected to a strong horizontal load from the adjacent subsoil, which caused deformation of the box frame structure. In zone A where amount of wall in the transverse direction is small, center columns initially collapsed due to a combination of bending and shear resulting in the deformation of the box frame. Then, as a result of the relative displacement between the top and bottom of the columns, additional moment by gravity of the overburden soil became predominant resulting in the failure of the column. Since the walls in the transverse direction carry most of the horizontal force in zones B and C, damage to columns was much smaller compared with that in zone A. Instead, many diagonal cracks appeared on the walls in the transverse direction, such as walls at both ends of the station and walls in the utility rooms.

REFERENCES

- JSCE (1991). Standard Specification of Reinforced Concrete, Japan Society of Civil Engineering
- Kobe City (1980). Ground in Kobe, Kobe city
- Yasuda, S. and Yamaguchi (1985). Dynamic shear modulus obtained in the laboratory and in-situ, Proc. Symposium on Evaluation of Deformation and Strength of Sandy Graves, JSSMFE, pp.115-118

INVESTIGATION, ANALYSIS AND RESTORATION OF THE COLLAPSED DAIKAI SUBWAY STATION DURING THE 1995 HYGOKEN NANBU EARTHQUAKE

Susumu Nakamura	Senior Research Engineer, Sato Kogyo Co.Ltd, Atsugi, Japan
Jyunich Ezaki	Chief, Sato Kogyo Co.Ltd, Tokyo, Japan
Iwao Suetomi	Chief, Sato Kogyo Co.Ltd, Kokyo, Japan
Nozomu Yoshida	General Manager, Sato Kogyo Co.,Ltd. Tokyo, Japan
Masahiko Iwafuji	Deputy Manager, Sato Kogyo Co.,Ltd. Tokyo, Japan

Abstract

Daikai subway station was completely collapsed during the 1995 HYGOKEN NANBU earthquake, which is the first evidence that underground structure was failed due to earthquake. This report describes the result of the detailed investigation of the damage, analysis to make clear the failure mechanism and its restoration work.

Almost all of the center columns in the station were damaged. The collapse of the center columns results in the collapse of the ceiling slab, and settlement of the subsoil over the station by up to 2.5 m at maximum. Many diagonal crack were observed on the walls in the transverse direction. Judging from the damage pattern, a strong horizontal force was imposed on the structure from the surrounding subsoils. Damage mechanism was also investigated based on the nonlinear dynamic response analysis by FEM and nonlinear frame analysis. It is concluded that ceiling slab failed by the lack of the load carrying capacity due to the shear failure of the center columns. Effort and fully worked-out plan as well as cooperation of the residents made rapid restoration of the station possible. Passing through the station by a train became possible 7 months after the earthquake, and the station began operation just one year after the earthquake.

Introduction

The Hyogoken-nanbu earthquake of January 17, 1995 caused severe damage to various structures. Among these, damage to the subway was one of the amazing event, because underground structures have been considered to be relatively safe from earthquake effects compared to structures above the ground, and no significant damage has been reported so far. Figure 1 shows the location of the damaged subway and damage patterns. The general damage pattern is damage to columns. As shown in Fig. 1, the Japan Meteorological Agency seismic intensity in this area was evaluated to be 7 or more, which is equivalent to MM seismic intensity scale of 10 or more.

In many design specifications for the underground line-shaped structures, aseismic design is not usually considered in the transverse direction. The reason for this is that the underground structures are assumed to follow the deformation of the ground during an earthquake and the apparent unit weight of the structure is much smaller than that of the subsoils. Earthquake resistance design of underground structures can be reviewed and evaluated from a study of this damage.

In this report, we will describes the result of the detailed investigation of the damage, analysis to make clear the failure mechanism and its restoration work(N., Yoshida,1996).

Design and Construction of DAIKAI Subway Station

The Daikai subway station construction was begun in August 1962 using the cut-and-cover method, and it was completed on January 31, 1964. Figures 2 and 3 show a plan and cross-section of the station. The station is an two story reinforced concrete underground structure; B2 floor consists of platforms and rail lines and the B1 floor is a concourse with a ticket barrier. The thickness of the overburden soil is about 4.8 m at section 1-1 and 1.9 m at section 2-2.

The main part of the B2 floor is a box type frame structure with columns at the center, measuring 17 m wide and 7.17m high in the outside dimension, and it is 120 m long in the

longitudinal direction. There are 35 center columns in total along the longitudinal direction. The center column is 3.82m high and has cross-section of 0.4m x 1.0m, and the distance between columns is 3.5m. These columns are supported by the upper beam 1.6 m deep and the lower beams are 1.75 m deep. The thickness of the ceiling and base slabs are 0.80 and 0.85m, respectively, and the thickness of the side walls is 0.7 m above the platform and 0.85m below the platform. There are utility rooms (electric facility room and switching station room) under the concourse, therefore the walls are heavily loaded in this region.

The frame was designed based on a consideration of the weight of the overburden soil, lateral earth pressure, and weight of the frame under ordinary loading conditions, however the earthquake load was not taken into account, with the normal method being used at that time of design. Under these loads, a center column is subjected to $N=4410\text{kN}$. The design strength of the concrete was 23520kN/m^2 for center columns and 20580kN/m^2 for other structural components, and design the yield stress of reinforcing steel was 23.52kN/cm^2 . Round steel bars with diameters from 16 to 25mm were used as reinforcing for the walls and slabs, and 32mm diameter bars were used in the center column. A transverse hoop (9mm diameter) was placed at every 350mm in the center column. Figure 4 shows the reinforcing steel arrangement with respect to center column. Since the cross-sectional area of the center column was predetermined and was small, high design strength concrete was used and many of the reinforcing steel bars were placed in the center column in order to sustain design axial load. The allowable axial force (one-third of design strength) is 4439kN , which is slightly larger than design axial force of 4410kN . Two tests were made after the earthquake in order to evaluate the strength of the concrete. A strength of 37240kN/m^2 with standard deviation of 2646kN/m^2 was obtained by Schmidt hammer tests. Average compression strengths of the 8 cylindrical specimens taken from the center column was 39690kN/m^2 .

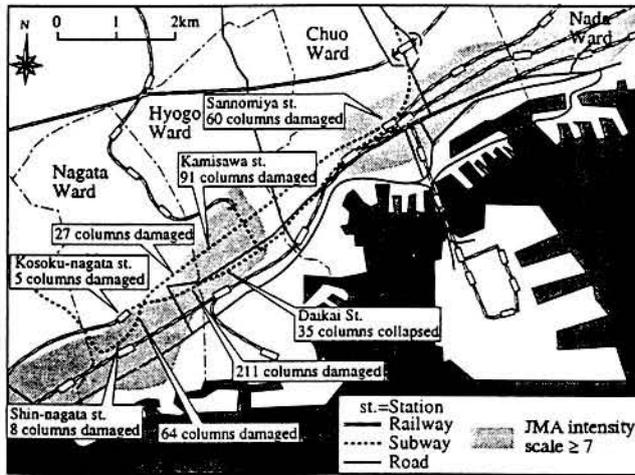


Figure 1 Location of damaged subways and damage patterns.

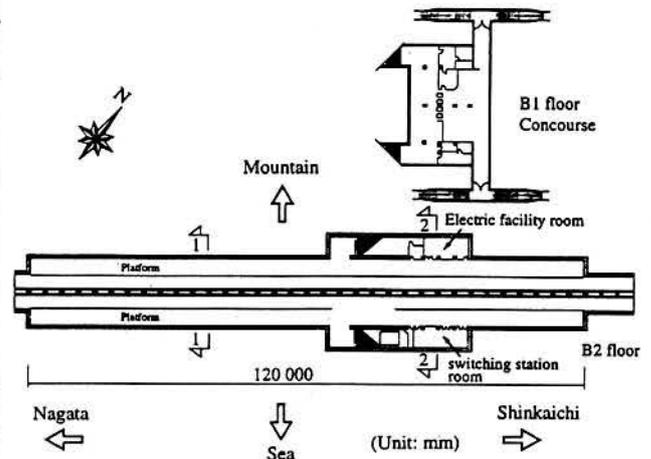


Figure 2 Plan of Daikai station.

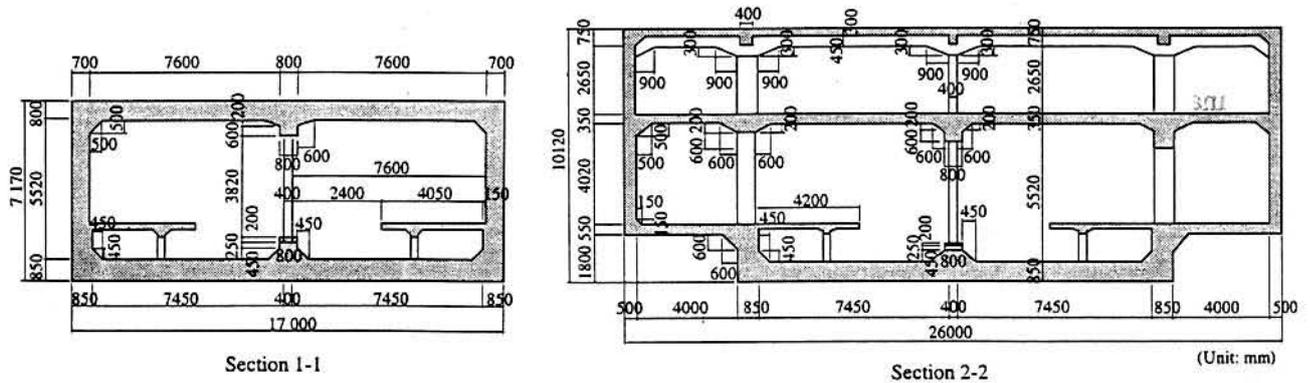


Figure 3 Typical section of Daikai subway station.

Geotechnical Setting

The soil profiles by the investigation made after the earthquake in February, 1995 is shown in Fig. 6. The depth of the water table was between 6 and 8 meters. Referring to another source (Kobe city, 1980), the depth of the base (SPT-N value > 50) was deep on the west side and it consists of silty or clayey surface soil. It becomes shallow toward east; the depth at the Daikai station site is about 15 m and that at the Shinkaichi station is less than 10 m. In addition, sand becomes more predominant toward east. Standard penetration and cone penetration tests were made near the structure in order to determine the properties of the fill material. Decomposed granite soil was used as the fill material. The N value of the fill is about 10 at all depths except near the bottom. Strain dependent characteristics of undisturbed samples of the fill material is referred to S.Nakamura(1995).

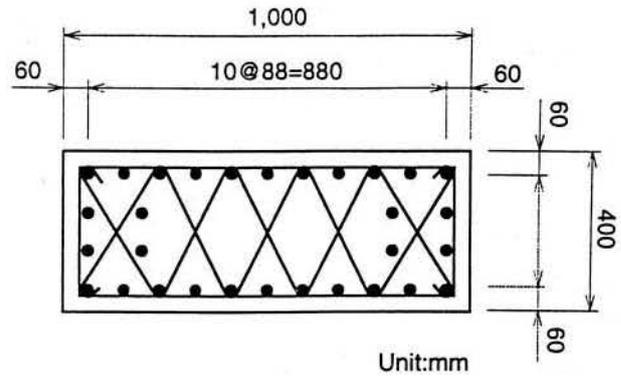
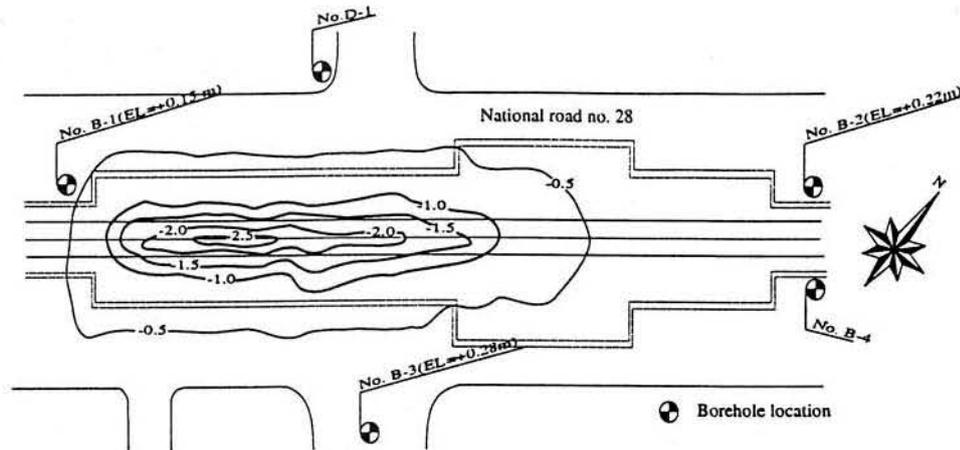
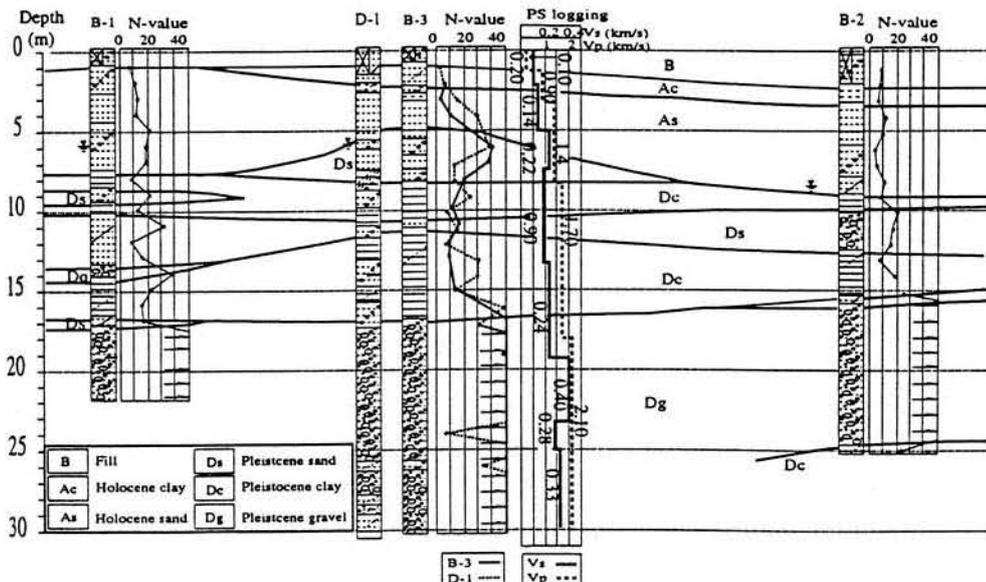


Figure 4 Reinforcing steel arrangement drawings with respect to center column



(a) Plan and contours of the settlement of the ground surface



(b) Soil profiles

Figure 5 Settlement of the ground surface (numeral in (a)) and soil profile based on the borehole investigation after the earthquake. Boring No.4 is fill

Damage due to earthquake

Figure 6 shows schematic diagrams of the damage in the longitudinal direction. The ground of the National road no. 28 for a distance 90 m long and 23 m wide gradually settled up to more than 2.5 m maximum. The contour lines of the settlement of the road surface are shown in Fig. 5, which was measured on January 28. Referring to Figs.2 and 3, the station can be divided into 3 zones in the longitudinal direction along the station depending on the structural system: zones composed of columns 1-23, columns 24-29, and columns 30-35, which are designated zone A, B and C, respectively, hereafter. Zones A and C are a one story box frame structure whereas zone B has utility rooms adjacent to the platform as well as the B2 floor (concourse).

Damage was the most severe at zone A, in the Nagata side zone. Almost all of the center columns completely collapsed and the ceiling slab fell down. As a result, the original box frame structure distorted to an M-shaped section as shown in Fig.7(a). Typical damage to the center columns is shown in Photo 1. The ceiling slab kinks and cracks 150 to 250 mm wide appeared in the longitudinal direction about 2.15 to 2.40 m from the center line of the columns. In addition, the separation of cover concrete was observed over almost the entire area near the haunch and the intersection between the lateral wall and ceiling slab. In zone B, as shown in Fig.7(b), the collapse of the column occurred in the upper portion and reinforcing steel buckled into a symmetrical shape for columns 24 and 25. The upper longitudinal beam connecting the center columns was bent at a point between columns 25 and 26. The small separation of the corner concrete of the center columns is observed at the mountain side of upper portion and at sea side of lower portion, in columns 26, 27 and 28. Although the structural system in zone C was the same as that for zone A, damage was less in zone C compared with that in zone A. Figure 7(c) shows the damage to column 31 where the lower part of the center column is damaged and ceiling slab settled about 5cm. In the lateral wall, separation of cover concrete was observed near both the top and bottom haunches. According to the investigation of the exterior surface, wide cracks in the longitudinal direction were observed along the intersection with the haunch.

Based on the observation of the damage to these columns and walls, the mechanism of the damage of the collapsed column in zone A is evaluated to be as follows: 1) Due to strong horizontal force, the member reaches its strength under the combination of bending moment and shear force acting near the end of the column, which resulted in collapse of the end of the column. 2) The load carrying capacity of the box frame was reduced, and therefore excess relative horizontal displacement occurred.

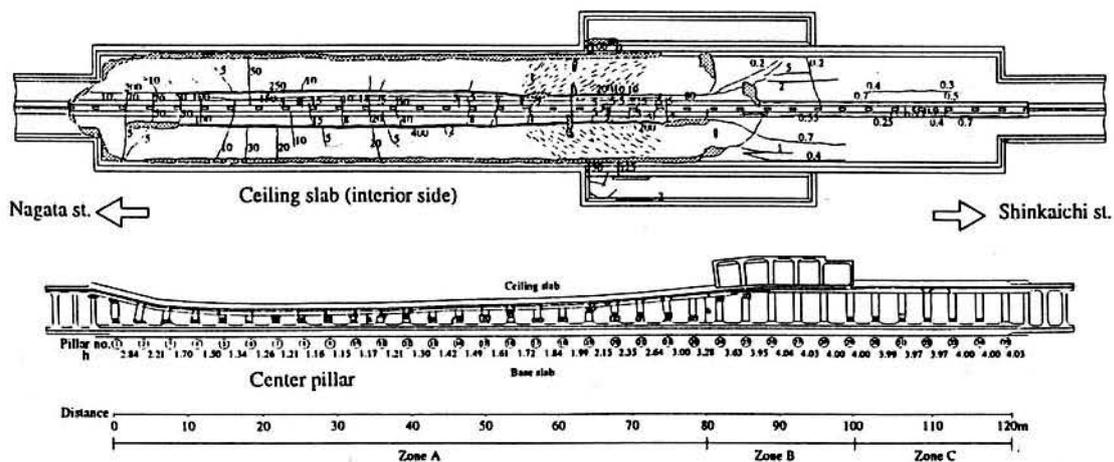


Figure 6 Schematic figure indicating the damage. Here, h denotes measured clear height, circle number denotes column number.

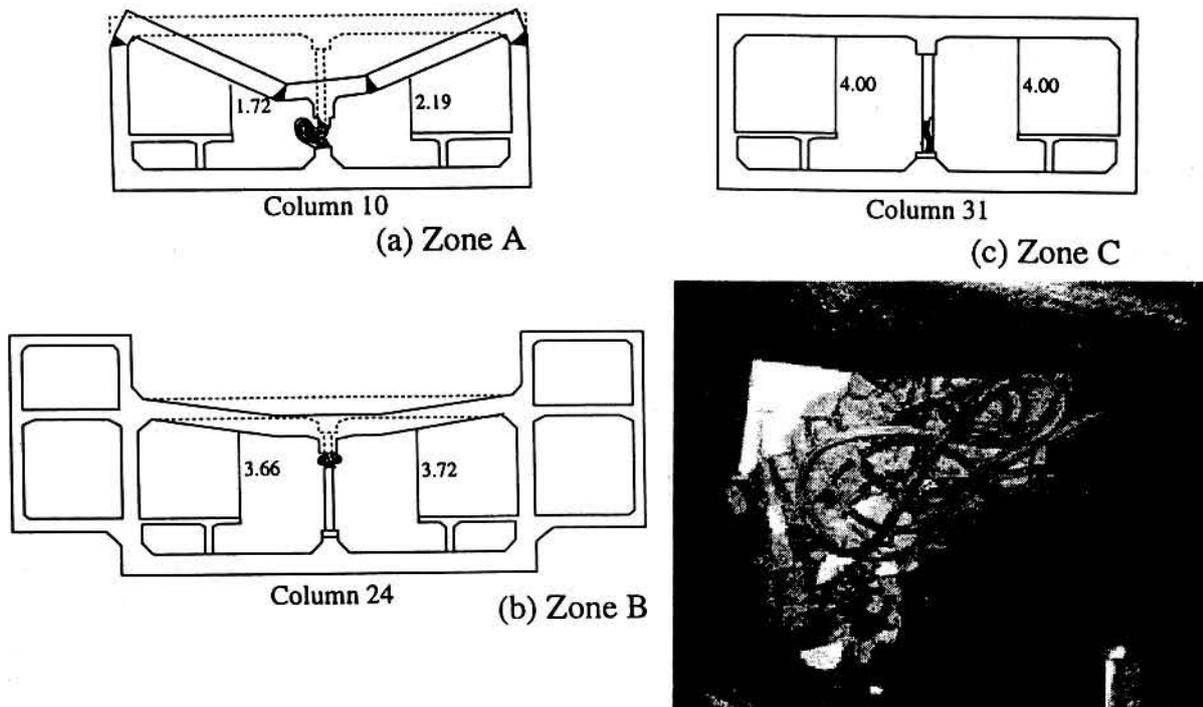


Figure 7 Schematic figure showing the damage **Photo 1** Collapse of No.10 column in zone A pattern in the transverse direction

ANALYSIS

Two step analyses were carried out each of which considered either nonlinear behavior of subsoils or that of the structure. At first step, in order to appropriately estimate the dynamic response of the structure during the earthquake, dynamic response analysis of soil-structure system was conducted using two dimensional finite element method considering nonlinearity of soil by equivalent linear method. Based on the behavior of the dynamic response, static nonlinear analysis was conducted to estimate the damage process of the frame. These analyses were conducted on one story box frame in A zone where damage was the most severe.

Estimation of dynamic response of structure

The analytical code Super-Flush was used. Both horizontal motion and vertical motions observed in the ground (GL-83.0m) at Port Island were applied as input motion. Dynamic response analysis was first carried out under the horizontal input motion. Then, using converged nonlinear characteristics (shear modulus and Poisson's ratio), linear dynamic response analysis was calculated under both horizontal and vertical input motion.

Soil-structure model is shown in Fig.8. Energy transmitting boundary and viscous boundary are used along the lateral and base boundaries, respectively. Ground is assumed to be horizontally layered and the depth of base whose shear wave velocity is 500 m/s is about 40 m. Material property used in the analysis is also shown in Fig.8. Empirical equation proposed by Yasuda and Yamaguchi (1985) are used as strain dependent characteristics of shear modulus and damping ratio of the subsoil except fill. Structure model is shown in Fig.9. Hence, Structural members are modeled to elastic beam elements considering rigid zone. The rigidity of each member is evaluated by considered the property of both concrete and reinforced bar. The member properties are shown in Table.1

Peak acceleration distributions in both horizontal and vertical directions are shown in Fig. 10 at a length of 14.15, 26.15 and 42.15 meters from the center of structure. Acceleration at the ground surface is more than 400 cm/s^2 , which correspond to the JMA seismic intensity 7 around this area. Peak relative displacement with depth is shown in Fig.10(b). The maximum relative displacement between the ceiling slab and base slab is 3.89 cm. This value is almost 50% to the value at that at the length of 42.5 m from the center of the structure.

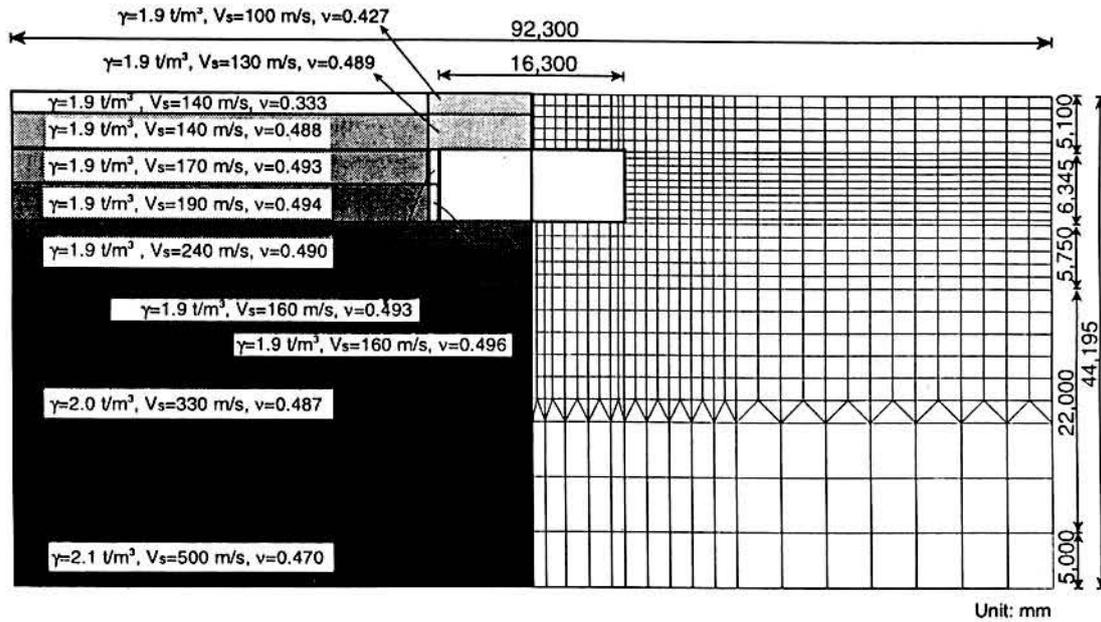
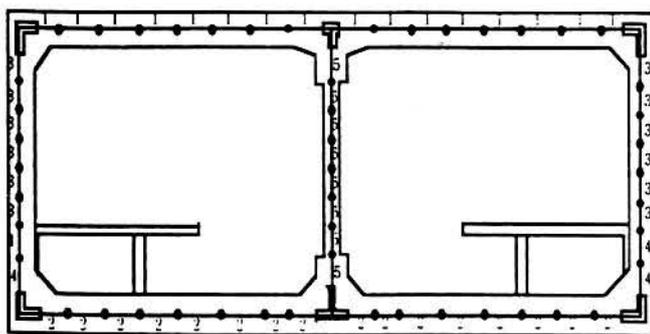


Figure 8 Soil-structure system used in the dynamic response analysis.

Table 1 Member properties of the structure



Member	h (m)	A (m ²)	A' (m ²)	I (m ⁴)	Unit Weight (tf/m ³)	G (× 10 ⁶ t/m ²)	ν	D (%)	
Ceiling Slab	1	0.8	0.86	0.72	0.0487	2.40	1.27	0.2	5.
Base	2	0.8	0.91	0.76	0.0583	2.40	1.27	0.2	5.
Side Wall	3	0.7	0.72	0.60	0.0302	2.40	1.27	0.2	5.
	4	0.8	0.88	0.73	0.0549	2.40	1.27	0.2	5.
Center Pillar	5	0.8	0.84	0.70	0.0442	2.40	1.27	0.2	5.
	6	0.4	0.16	0.13	0.00224	2.40	1.27	0.2	5.

h; thickness, A; Section Area Considering Axial Reinforcement, A'; Effective Shear Area(A/1.2), I; Moment of Inertia of Section, D; Damping factor, G; Shear Modulus, ν; Poisson Ratio

Figure 9 Structure model

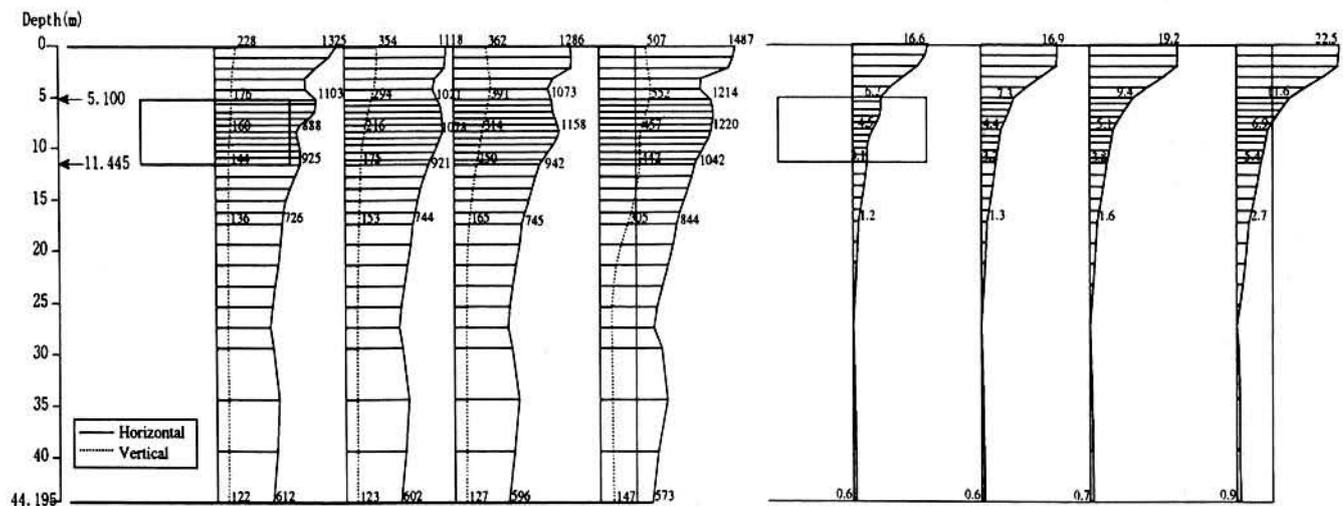


Figure 10 Maximum response of ground with depth

Estimation of damage process

Nonlinear static analysis was carried out. One story box frame is modeled as shown in Fig. 11. Each member is modeled into a beam element. Moment resisting joint is employed at the ends of each member, which is modeled to be a rotational spring. The spring is modeled to tri-linear model, whose three lines corresponds to the behavior until crack, until yield and from yield to ultimate state, respectively. These behavior were calculated based on the total axial force and dynamic response force. Shear force and axial force obtained by the dynamic response analysis were applied to the location where it occurred as the external loads. Here, forces when the bending moment at the center column first exceed the ultimate moment are employed. They are divided into fifty and applied incrementally. These overburden soil load and static earth pressure are considered in the initial state.

The relationship between the applied load and the displacement of the ceiling slabs relative to base slab are shown in Fig. 12. Shear failure of center column occurred when the relative displacement was 2.89cm, just after the yield. The dynamic response of the relative displacement exceeds the ultimate relative displacement at shear failure of the center column maintained to the structure. Therefore, failure mechanism of one story box frame in Zone A is that ceiling slab failed the lack of the load carrying capacity of center column.

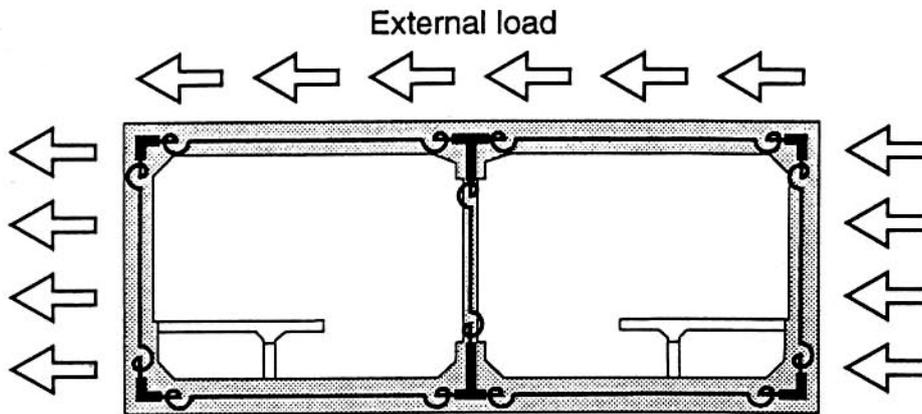


Figure 11 Structure system used in the static non-linear analysis

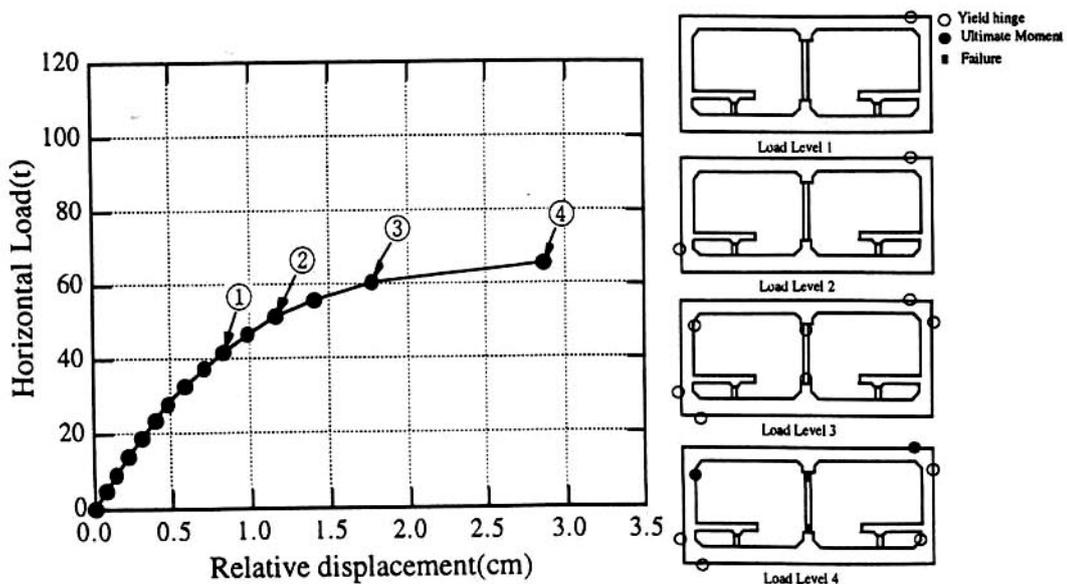


Figure 12 The relationship between the applied load and the displacement of the ceiling slab to base slab

Restoration Work

Restoration of the station was planned soon after the earthquake. The basic idea for restoration is as follows:

- 1) Take off the overburden soil
- 2) Demolish the structure except the base slab and bottom of the lateral wall that were not damaged(see Fig.13)
- 3) Reconstruction the station using the base slab as a structural member

The new design of the station was based on the 'Ad hoc specification on the restoration of railway facilities against the Hyogoken-Nanbu Earthquake Disaster' compiled by the committee of the earthquake resistance design of railway facilities, the Ministry of Transport. The followings are key points for a new design, and the comparison of design criteria between original and new designs is shown in Table.1.

- 1)The Largest record at the bedrock that was observed during the Hyogoken-nanbu earthquake is used in the earthquake resistant design. The earthquake record obtained at GL-83m at Port Island is identified to satisfy this criteria.
- 2)Seismic deformation method is used in analyzing the response of structure against horizontal ground shaking. Vertical component of the ground motion is taken into account as vertical static inertia force.
- 3)Structural members are designed based on the limit state design method. They should be made to have sufficient ductility by designing that shear strength exceeds bending strength.

The relative displacement between the top and bottom slabs are evaluated to be 3.1cm obtained by the seismic deformation method based on the given spectrum. Here, elastic analysis was conducted because design for the reconstruction was an urgent issue. Nonlinear analysis was conducted later in order to confirm the safety of the design. The safety was also confirmed by the laboratory test; The comparison between the original and new design is shown in Fig.14. Figure 15 shows the detail of the center of the column. A new center column is composed of three composite columns. Rectangular steel tube with external width of 450mm was used in order to carry stress. It was also used as a form in order to reduce the reconstruction duration.

Table 2 Comparison of design criteria between original and new design

Item		Original design	New design
Design Method	Ordinary load	Allowable stress method	Allowable stress method
	Earthquake load	Not considered	Limit state design
Load	Earth pressure	Active pressure ($K=0.33$)	Earth pressure at rest ($K=0.5$)
	Unit weight of soil	Above the water table: 1.6tf/m^3	Above the water table: 1.6tf/m^3
		Below the water table: 2.0tf/m^3	Below the water table: 2.0tf/m^3
Earthquake	Not considered	<ul style="list-style-type: none"> • Lateral pressure due to displacement of the ground • Shear stress from overburden soil. • Vertical inertia load $K_v=0.35$ 	
Material	Design strength of concrete	Center column 240kgf/cm^2	Center column 240kgf/cm^2
		Others 210kgf/cm^2	Others 210kgf/cm^2
	Reinforcing bar	Round bar (SS41: $\sigma_v=24\text{kgf/mm}^2$)	Deformed bar (SD295: $\sigma_v=295\text{N/mm}^2$)
Analytical method		Slope deflection method	Deformation method

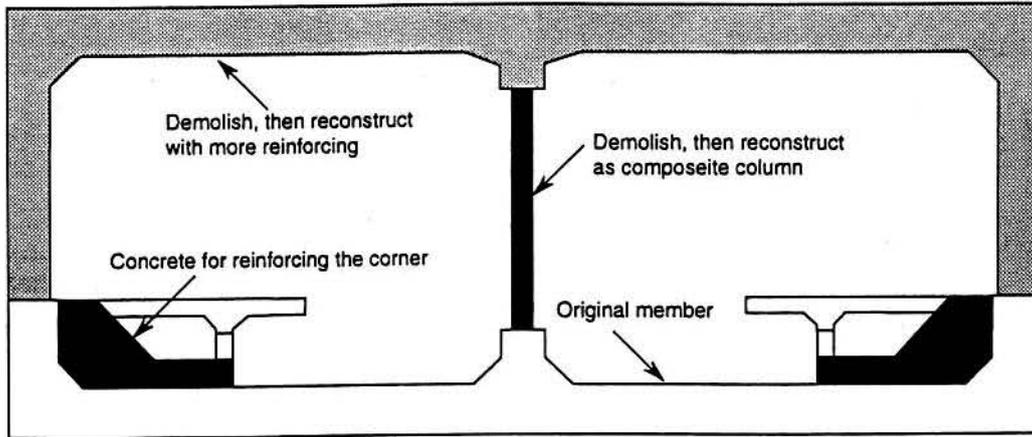
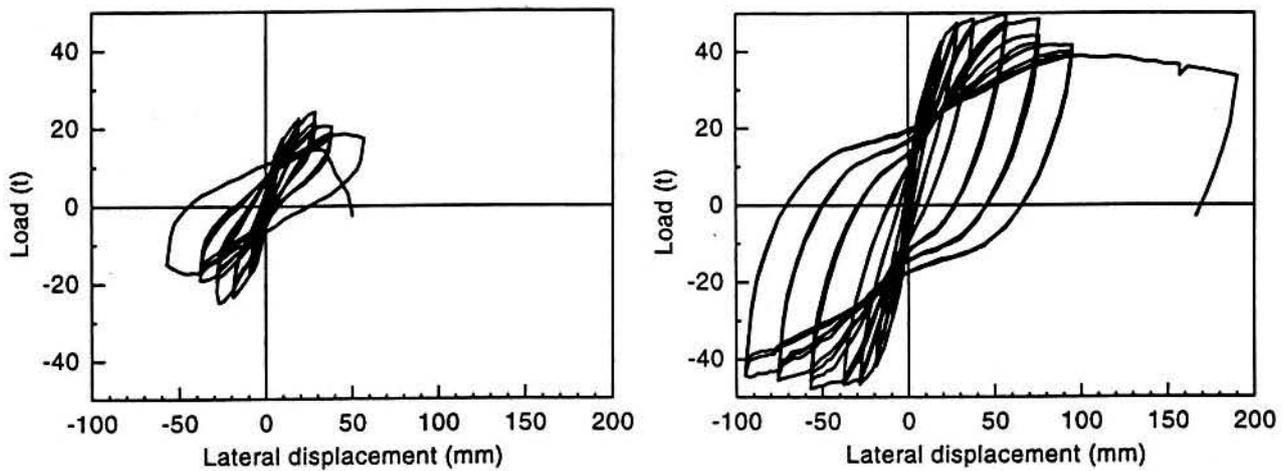


Figure 13 Plan for reconstruction



(a) Original

(b) New

Figure 14 Load-displacement relationships of the center column obtained by laboratory test. A column with cross-section of 40×40 cm is tested. The new column is 2 times strong and several times ductile compared with original center column.

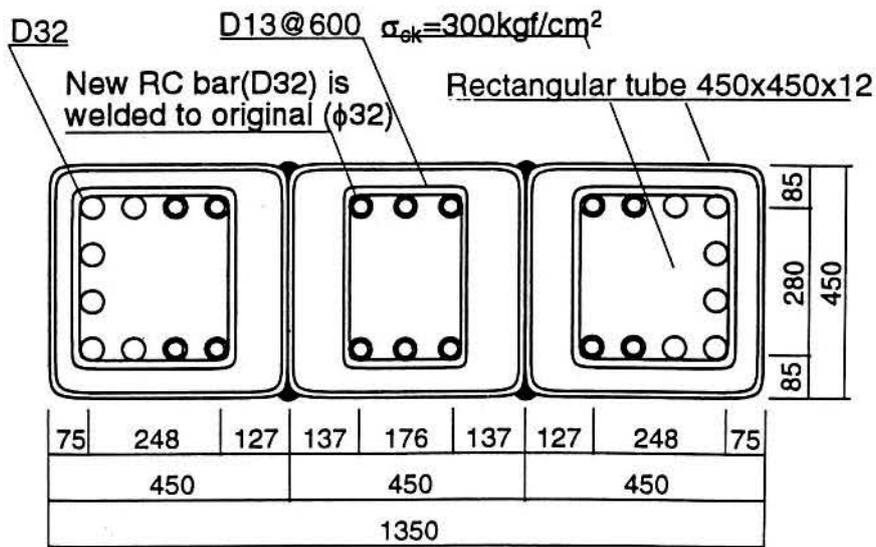


Figure 15 Detail of the new design of the center column

Rapid restoration was one of the main interest, which requires large space for demolishing and reconstruction of the structure, underground wall was first made exterior of the station. In order to satisfy the requirement, soil mixing all method in corporation with ground anchor was employed. Excavation works could be finished with a duration of about 2 months. Demolition of this types of large scaled structure in the city area may be also a first experience in Japan. It may create large vibration and noise. In order to reduce it, middle size breaker was used. In addition, cooperation of the residence nearby, the demolition work can be done until 10 p.m. Because of these effort, demolition of the structure could be finished for about 1 month. Photo 1 shows typical demolish process.

The station, with 120m long, was separated into 6 blocks each of which is 20m long at the time of reconstruction. Reconstruction of the new station was started at the section where excavation and demolition had finished. The center columns were first constructed, then lateral walls were made. More than 200 workers were employed in this process. As described, since the reconstruction work can be done till late at night, reconstruction of the station, which used 400 tons of reinforcing bar and 2450m³ of concrete, could be finished within about 1 month. All the effort was made for rapid restoration, as mentioned above. As a results, a train could pass through the station on August 13,1995. Platform and other facilities were made after that. the new station was opened to use just one year after the earthquake, January 17, 1996.

Conclusion

The Daikai station is the first subway structure that completely collapsed due to the earthquake. A detailed reconnaissance survey of the damage was made in order to determine the behavior of the station during the earthquake. Furthermore, the damage mechanism was verified by the nonlinear analyses. Based on these study , the mechanism of the collapse of the station is concluded to be as follows:

The B2 floor of the station was subjected to a strong horizontal load from the adjacent subsoil, which caused deformation of the box frame structure. In zone A where amount of wall in the transverse direction is small, center columns initially collapsed due to a combination of bending and shear resulting in the deformation of the box frame. Then, as a result of the relative displacement between the top and bottom of the columns, additional moment by gravity of the overburden soil became predominant resulting in the failure of the column. Since the walls in the transverse direction carry most of the horizontal force in zones B and C, damage to columns was much smaller compared with that in zone A. Instead, many diagonal cracks appeared on the walls in the transverse direction, such as walls at both ends of the station and walls in the utility rooms.

Effort was made for rapid restoration. Passing of a train through the station became possible for about 7 months after the earthquake. and the new Daikai station opened operation just 1 year after the earthquake.

References

- Kobe City (1980). Ground in Kobe, Kobe city
- Yasuda,S. and Yamaguchi, 1985,. Dynamic shear modulus obtained in the laboratory and in-situ, Proc. Symposium on Evaluation of Deformation and Strength of Sandy Graves, JSSMFE, pp.115-118
- S. Nakamura, N. Yoshida and T.Iwatate, 1996, DAMAGE TO DAIKAI SUBWAY STATION DURING THE 1995 HYGOKEN-NANBU EARTHQUAKE AND ITS INVESTIGATION, THE 1995 HYGOKEN-NANBU EARTHQUAKE - Investigation into Damage to Civil Engineering Structure -, Committee of Civil Engineerings Society of Civil Engineers,pp.287-295
- N. Yoshida, S. Nakamura, M. Iwafuji and H. Yoshimura, 1997,Survey and Restoration of the Daikai Station damaged during the 1995 Hyogoken Nanbu earthquake,Tunnel&Tunneling (submitted)

被害程度の差異に着目した地下鉄の被害要因分析

佐藤工業(株) 中村 晋
 ○江崎順一
 末富岩雄

本論では、まず地下鉄の被害状況のうち中柱の被害の地域性を示し、次い最も損傷の大きな神戸高速鉄道・大開駅、及び大開駅と同様な構造形式を有しているが被害の少ない神戸高速鉄道・高速長田駅を対象とし、その2駅における被害状況に差異が生じた要因を明かにするための検討を実施した。その結果、(1)中柱の被害は地域性があること、(2)高速長田駅の被害が大開駅に比べ少なかったのは、高速長田駅近傍の地盤が大開駅に比べ硬質であったため、変位自体は高速長田駅の方が大きいもの上下床版間の地震時の変形が大開駅に比べ小さいことに起因していることなどが明らかとなった。

1 はじめに

兵庫県南部地震による神戸高速鉄道の大開駅をはじめとする地下鉄の被害は、近代様式の地中構造物の地震被害として初めてといえるほど大きなものであった。それらの復旧作業は驚くべき早さで実施され、地震発生より1年後の1996年1月17日の大開駅の開業により全て終了した。さらに、地震後に各機関が実施した被害調査もほぼ終了し今年度内に各機関の報告書が出版¹⁾また出版される予定となっている。このように地震後の緊急性の要求される作業が終了した現在、被災要因の解明という今後の設計、耐震補強を行う上で重要な課題に着手することが急務であると考えられる。

被災要因の解明については、被害の著しかった神戸高速鉄道・大開駅²⁾や神戸市営地下鉄・上沢駅^{3,4)}等の個別の構造物を対象とした試みが実施されている。しかし、その様な個別の取組では、面的な広がりやを有し、地点毎に異なる被災状況を総合的評価することは困難である。そのことから、ミクロ・マクロ両面で地中構造物の被害をとらえ、その要因を総合的に解き明かすための研究を行うことが必要であると考えられる。

本論では、まず被災状況の内中柱の被災地域を概観し、マクロの特徴を示す。次に、被災地域の中で被災の程度が異なり、被害要因を検討するために必要な情報が比較的そろっている神戸高速鉄道・大開駅と同・高速長田駅に着目し、両駅の被害機構およびその差異について検討を行った結果を示す。

2.地震被害の概要

地下鉄の被害は、中柱の破壊また損傷、側壁の亀

裂等の様に地下鉄構造物を構成する各構造部位に発生している^{5,6)}。ここでは、それら損傷部位のうち、構造物の崩壊につながると考えられる中柱に着目する。中柱が被災した地域は、神戸市営地下鉄・三宮駅から新神戸駅間を除くと図-1に示す様に、神戸高速鉄道関連路線では西代駅から大開駅の東部、神戸市営地下鉄では新長田駅から湊川駅の間、及び大倉山駅と限定されていることが分る。また、図より除いている神戸市営地下鉄・三宮駅から新神戸駅間も1つの地域であることから、中柱が被災した地域は大きく2つに分けられることが分る。

次に、神戸高速鉄道・高速長田駅から新開地駅までの駅部及び駅間トンネル部における中柱の被害状況を表-1に示す。被害率についてみると、大開駅、大開駅から高速長田駅間の駅間トンネル部、大開駅から新開地駅間の駅間トンネル部、高速長田駅の順

表-1 神戸高速鉄道における中柱の被災状況

		総本数	被災柱数	
			破壊・崩壊	軽微な損傷
駅部	大開駅	35	31(89)	4(11)
	高速長田駅	40	5(13)	11(28)
駅間 トンネル部	新開地駅から大開駅	335	54(16)	-
	大開駅から高速長田駅	375	175(47)	74(18)
	高速長田駅から西代駅	180	-	8(4)

になっている。構造が類似している大開駅と高速長田駅間の被害の差異は顕著でありその差異を明かにすることは、中柱の被災地域が限定されているこ

キーワード：地中構造物，中柱，被害要因分析，地震応答解析，静的弾塑性解析
 佐藤工業(株)中央技術研究所土木研究部,0462-41-4784

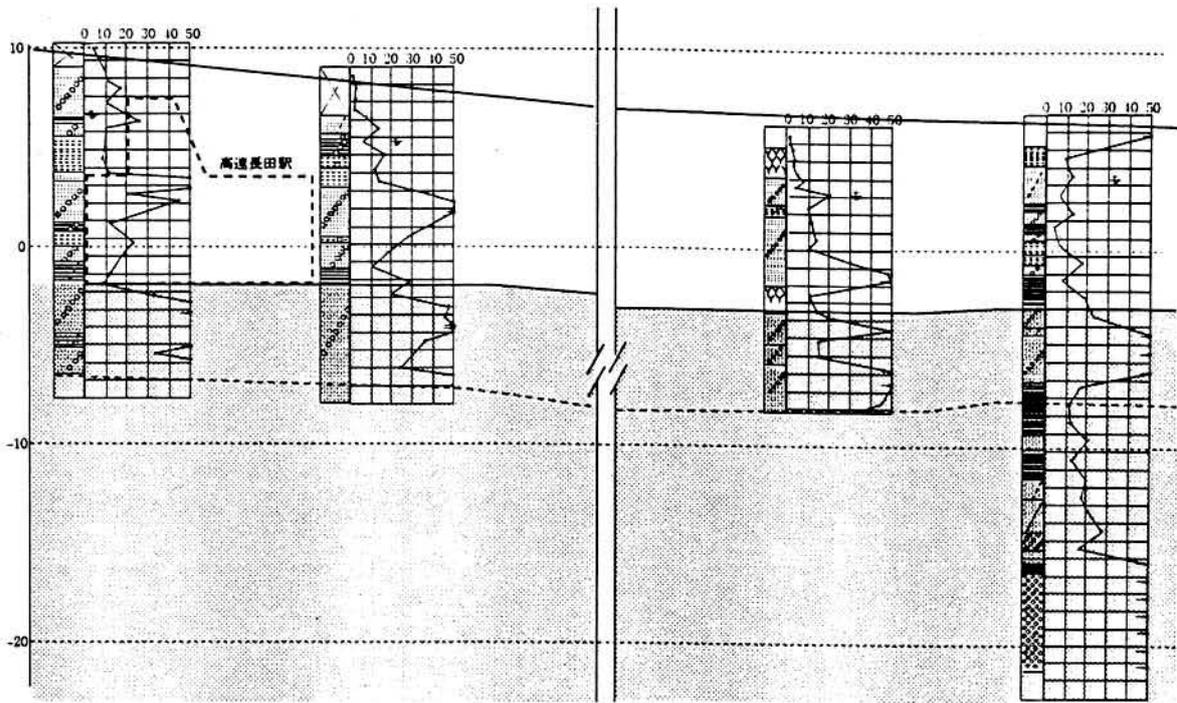


図-3 高速長田駅周辺地盤の構造

ると、大開駅ではN値20～40程度の砂礫層がレンズ状に介在しているものの中柱の崩壊が著しい高速長田側ではN値が10～20の砂、粘土および砂礫の互層となっている。一方、高速長田駅についてみると、上層部にはN値が20～40程度の比較的硬質な砂礫層、下層部にはN値が10～20程度の粘土層と砂礫層の互層が存在している。これより駅側面つまり構造物位置では、高速長田駅周辺地盤が大開駅に比べ硬質であり、構造物下の地盤は大開駅が高速長田駅より硬質であろうと推定される。

4. 被害要因分析に基づいて推定される神戸高速鉄道・大開駅及び高速長田駅の被害状況比較

(1) 検討手法

大開駅及びそれとほぼ同様な構造形式、土被り厚を有する高速長田駅の被害状況の差異を明かにするための検討を行う。両駅の一般駅部はRC構造からなる1層のボックス形式を有している。その様な形式の地中構造物が破壊する際の部材の損傷モードとして(a)側壁が3ヒンジ構造になる場合と(b)中柱が破壊する場合の2つが考えられるが、ここで検討の対象とする損傷モードは大開駅に象徴されるような中柱の破壊とした。被害要因分析とは、その様な破壊モードの生じる可能性について解析的な検討を行うことを意味する。

分析は、図-4のフローに示す様に構造物の損傷時における中柱位置の上下床版間の水平相対変位

(U_{rmax})と地震時に生じる中柱位置の上下床版間の水平相対変位(U_{dmax})の比較により行う。ここで、 U_{rmax} は構造物の保有する変形能(以後、水平保有変形能と呼ぶ)に相当し、 U_{dmax} は構造物の地震時応答変位(以後、応答変位と呼ぶ)に相当する。一方、このように間接的に構造物の損傷を評価する手法に対して直接的に構造物の損傷を評価する手法として、Shawkyら⁷⁾や田尻ら⁴⁾による地盤及び構造物の非線形性を考慮した2次元有限要素法を用いた地震応答解析による方法ももちろん有用であるが、モデル化等の容易さや設計・診断への適用性という観点から図-4に示した手法を用いた。

この手法は矢的らによる2次元有限要素法を用いた地震応答解析と静的弾塑性解析を組み合わせた2段階解析手法²⁾を基本としている。これより、 U_{rmax} は地盤～構造物系の2次元地震応答解析により構造物への作用外力を求め、それを構造部材の非線形性を考慮した構造モデルに静的に作用することにより求めることができる。一方、その特性を応答変位法により求めることも可能であるが、構造物へ作用する外力を地盤バネを介して間接的に評価することに課題あり、その設計法としての有用性は否定するものではないが被害要因の分析という観点では必ずしも適切ではないと考えられる。また、 U_{dmax} は地盤～構造物系の2次元地震応答解析により直接得られる。その際、構造部材の非線形性が応答に及ぼす影響を考慮するため、側壁の剛性を低減している。

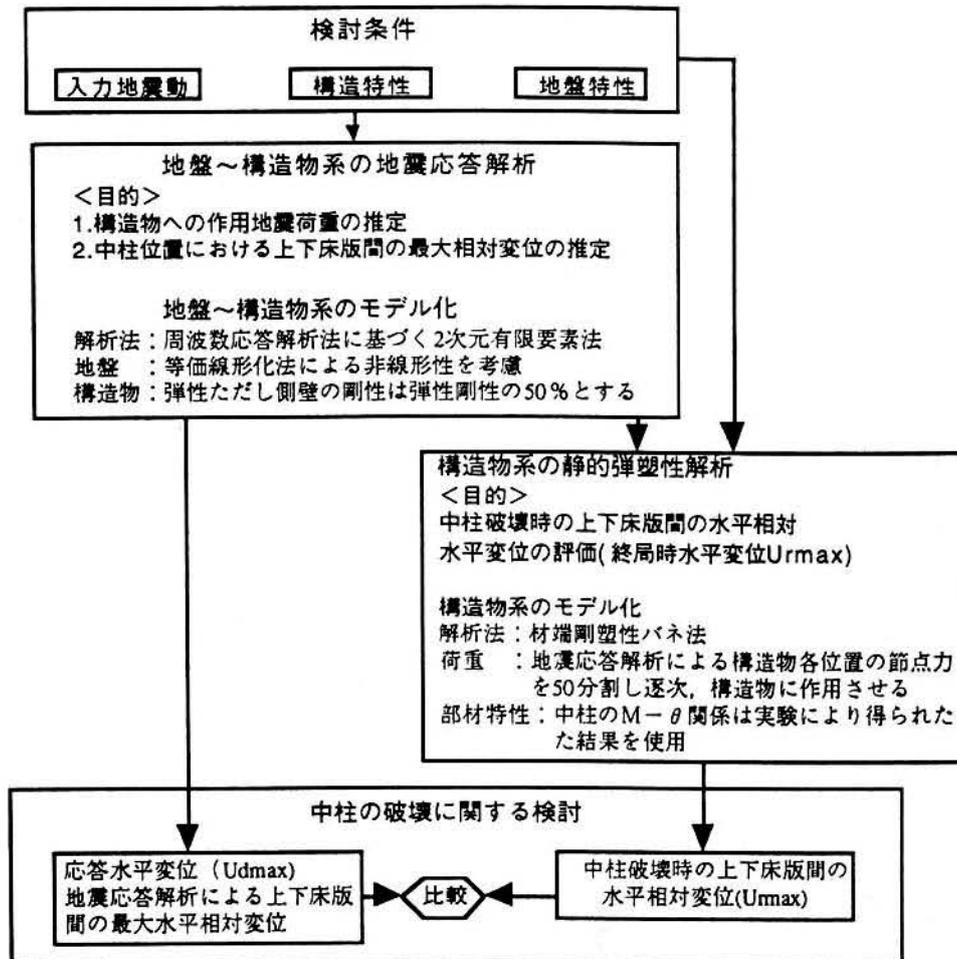


図-4 被害要因分析フロー

この被害要因分析より適切な結果を得るためには、被害地点における入力地震動、地盤特性、さらに被災構造物における構造部材特性が適切に評価されていなければならない。入力地震動については、大開駅の付帯設備である換気塔の被害によりポートアイランドの地中観測波(GL-83m)が適切であろう(この検討は被害を定量的に説明づける分析が実施されていない等の課題もある)との推定結果⁸⁾に基づいて設定した。地盤特性についてみると、大開駅周辺ではPS検層等の動的地盤定数を決定するための比較的詳細な地盤調査²⁾が実施されている。一方、高速長田駅周辺では表層の地盤構造やN値分布に関する情報はあるものの動的物性に関するの情報がないことから、大開駅周辺地盤の情報に基づいて動的地盤定数を設定した。最後に、構造部材特性についてみると、中柱については構造実験が実施され非線形特性が明らかとなっている大開駅・中柱の特性⁹⁾を用い、他部材についてはファイバー解析を用い部材の非線形性を設定した。

(2)地盤～構造物系の地震応答解析

大開駅及び高速長田駅の地盤～構造物系モデルを

図-5に示す。大開駅のモデルは既に著者らが大開駅の被害要因分析に用いたモデル²⁾を用いている。高速長田駅における構造物モデルについてみると、構造寸法、上下床版及び側壁の剛性は大開駅と同じモデルを用いた。また、中柱の剛性は、中柱の配置が大開駅より0.5m小さな3.0mピッチとなっていることから、大開駅より17%ほど大きな値とした。

次に、地盤モデルのうち地盤構造は、図-3に示した駅周辺地盤の構造に基づき設定し、地盤物性は大開駅周辺地盤の土質・N値との対比により推定した。さらに、解析上の基盤である大阪層群はGL-44m以深に存在すると仮定した。入力地震動には、前述の様にポートアイランドの地中観測波(GL-83m)の水平成分及び上下成分を用いた。ただし、水平成分については、水平2成分より求めた大開駅の横断方向成分を用いた。

まず、解析により得られた最大加速度及び最大水平相対変位の深度方向分布の比較を図-6、7に示す。これより、駅部近傍の最大加速度は大開駅の方が大きな値となっているが、変位についてみると高速長田駅の方が大きな値となっている。これは、3章で

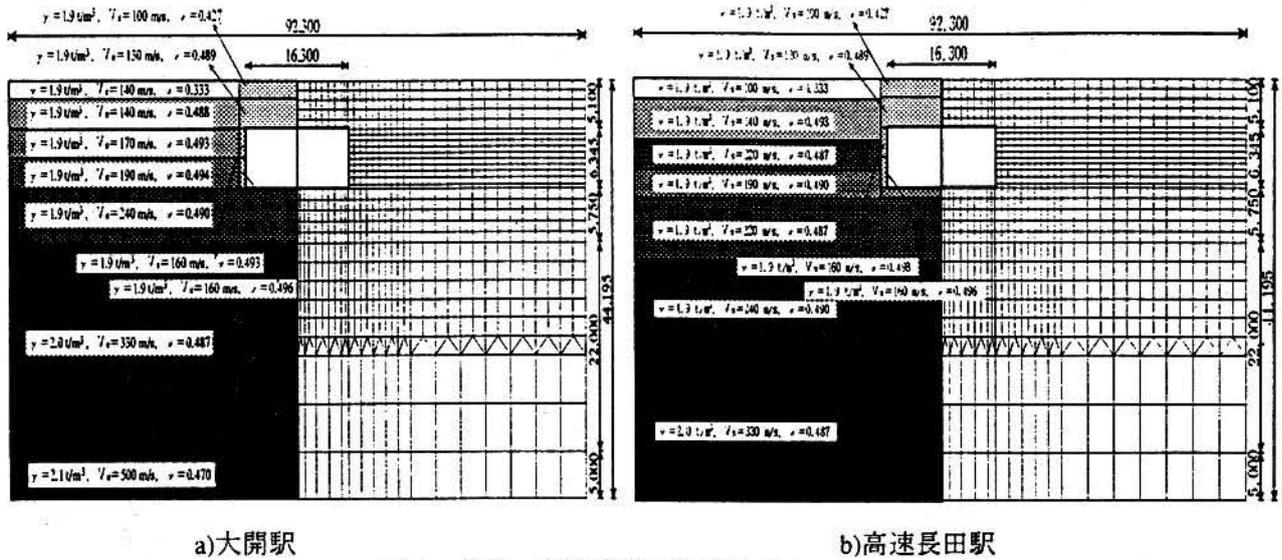


図-5 地盤～構造物系の解析モデル

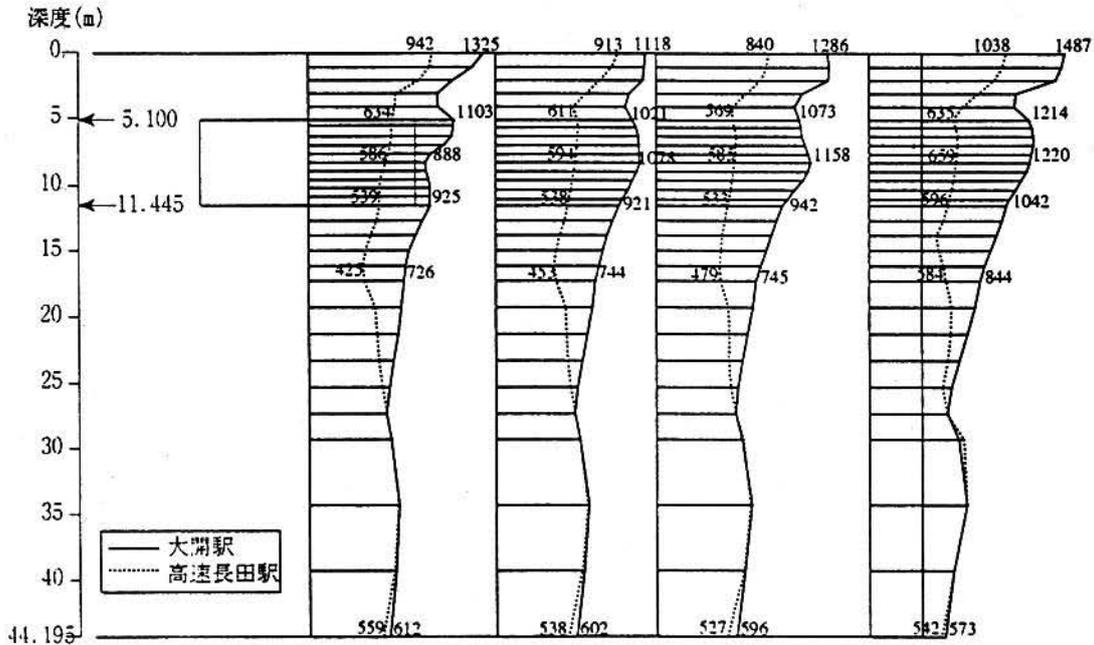


図-6 最大水平加速度の深度分布の比較

指摘した様に高速長田駅の下部にN値が10~20程度の大開駅周辺地盤に比して軟質な層が存在していることに起因している。

次に、構造物位置の変形に着目し、両駅における中柱位置における上下床版間の水平相対変位の時刻歴を図-8に示す。ここでプラス側は上床版が下床版に対して六甲山の方に変形していることを示す。これより、上下床版間の最大水平相対変位は大開駅で3.9cm、高速長田駅で2.7cmとなり、高速長田駅の方が大開駅に比べ小さな値となっている。これも3章で指摘したように、高速長田駅の駅部側面の地盤が大開駅に比べ硬質となっていることに起因していると考えられる。

(3) 構造物系の弾塑性解析

2次元地震応答解析により得られた中柱位置における上下床版間の水平相対変位が最大となる時刻の構造物各節点の節点力を用い、両駅の水平保有変形能 U_{max} を求める。駅部は図-9に示す様に部材の剛域端にバネを設けることによりモデル化した。中柱の部材特性の設定には、先に示した様に中柱の配置が大開駅3.5m、高速長田駅3.0m、柱高さ(上床版梁下から下床版ハンチ上面までの高さ)が大開駅3.8m、高速長田駅4.4mと異なっていることを考慮した。各部材に作用させる荷重は、自重場における荷重、動的荷重の2つである。動的荷重は、解析により得られた各部材端の水平及び鉛直方向の節点力を50分割した値を増分値とし、荷重を逐次増加させながら作用した。

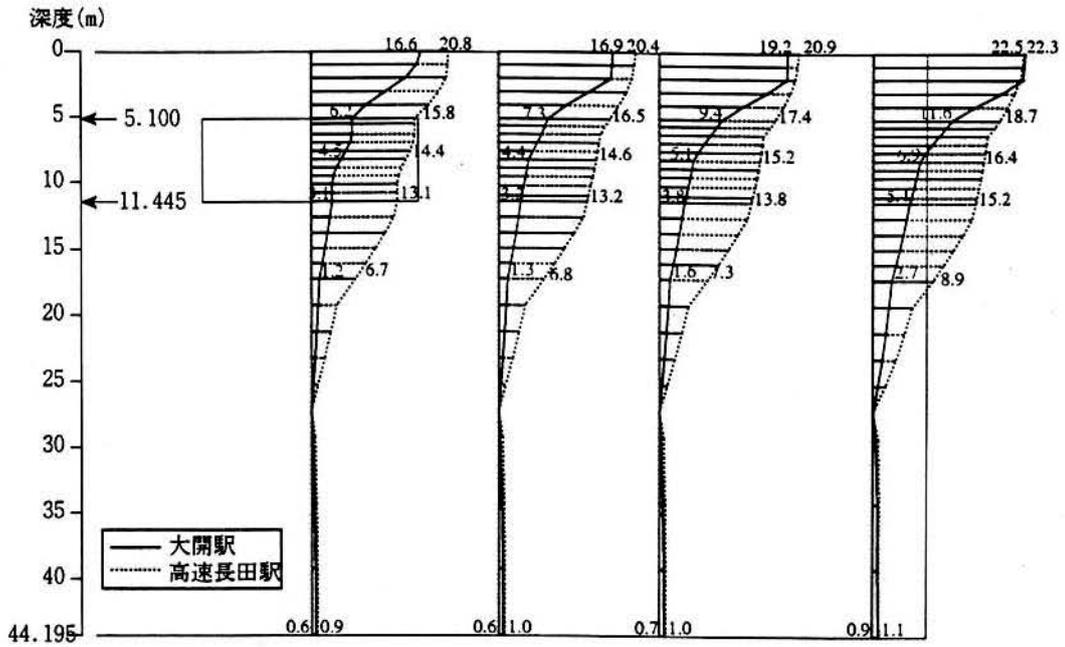


図-7 最大水平相対変位の深度分布の比較

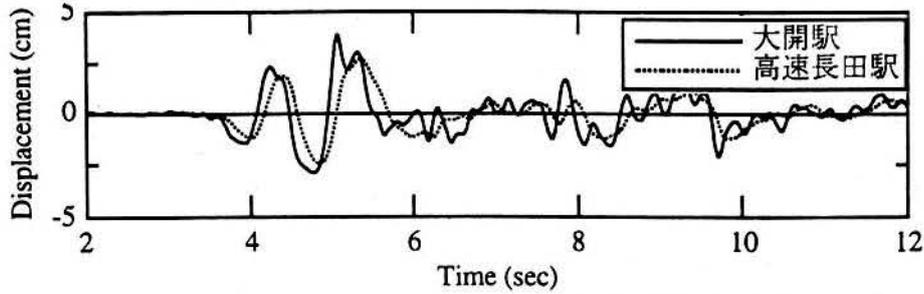


図-8 中柱位置における上下床版間の最大水平相対変位時刻歴の比較

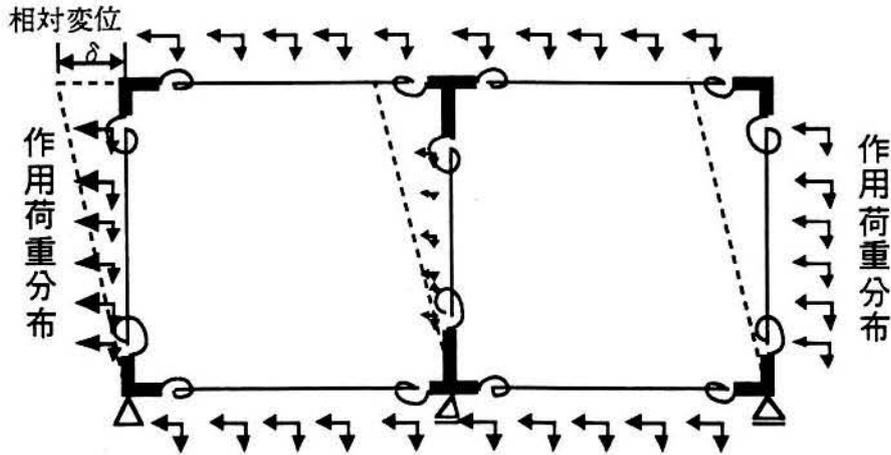
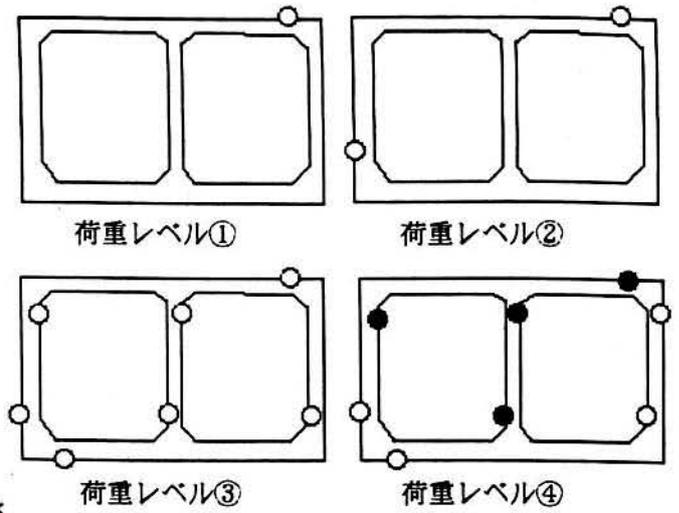
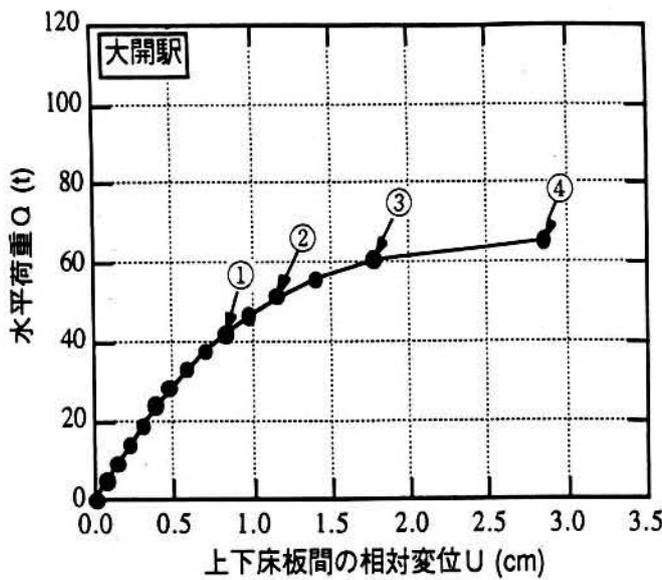


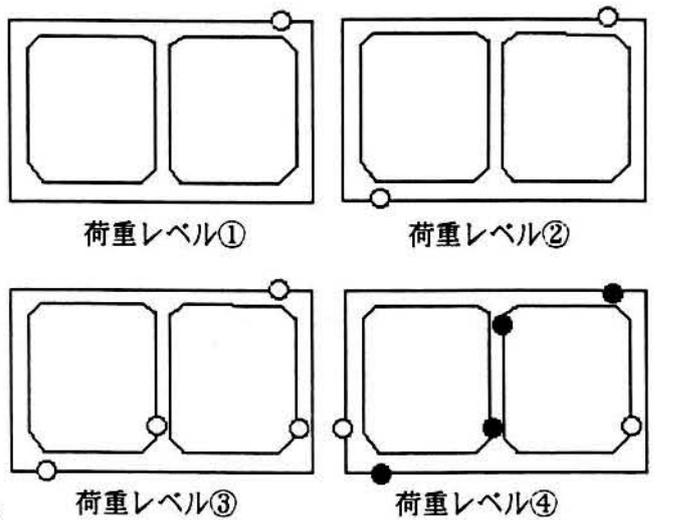
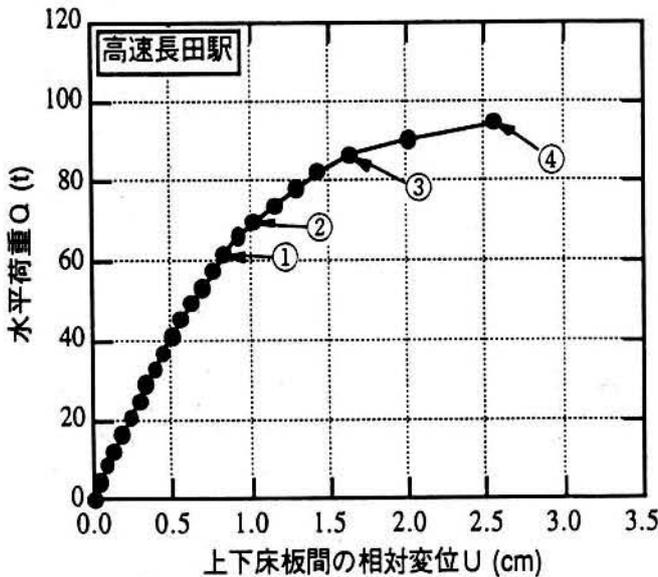
図-9 材端剛塑性バネ法に基づく構造及び荷重作用モデル

動的荷重を増加させた際の、荷重と上下床版間の相対変位の関係を図-10に示す。図中の荷重軸は中柱の終局時における部材各位置に作用する水平荷重の合計値により各荷重段階における水平荷重の合計値で正規化している。また、中柱の終局時とは部材特性(M- ϕ 関係)の終局状態に達した時点の意味する。

実験における終局状態は大開駅と同様のせん断破壊であることから、その終局状態は中柱のせん断破壊を意味する。これより、両駅における水平保有水平変形能は、大開駅が3.46cm、高速長田駅が2.73cmと大開駅の方が大きな値となっている。この差異は、両駅における中柱の剛性の差異及び構造物の作用す



a)大開駅



b)高速長田駅

図-10 作用荷重と上下床版間の相対変位の関係

る荷重の分布形状の差異に起因していると考えられる。ここで前者は中柱の配置やその特性の差異、後者は構造物近傍の地盤特性の差異に起因していると考えられる。

(4)大開駅と高速長田駅における中柱の損傷に関する検討

まず、大開駅についてみると、動的応答変位3.7cmに比べ水平保有変形能は2.85cmと小さく中柱は地震時に破壊したといえる。さらに、その破壊は上床版が下床版に対して六甲山側に変形している際に生じたものと推定され、大開駅中柱の破壊のうち上床版が崩壊していない新開地側の破損状況と良く対応している。

次に、高速長田駅についてみると、動的応答変位2.7cmは水平保有変形能2.55cmとほぼ同程度の値となっている。この検討は1断面のみ検討であり、駅軸の沿った地盤の構造が必ずしも均一でないことや高速長田駅が曲線部を有していることなどから、構造物の水平保有変形能が動的応答変位に比べ大きい場合も小さい場合もあり得ると考えられる。また、高速長田駅における中柱の被災状況と比較してみると、破壊及び損傷した中柱は曲線部の16本と全体の34%であり大開駅に比べ被害が少く、この結果は被害状況にも対応していると考えられる。

最後に、これまでの検討により大開駅と高速長田駅の被災状況の差異がほぼ定量的に評価できたもの

と考えられる。

5 あとがき

本報告では、まず地下鉄の被害状況のうち中柱の被害の地域性について示し、次いで被害が集中している地域の中で最も損傷の大きな神戸高速鉄道・大開駅、及び大開駅と同様な構造形式を有しているが被害の少ない神戸高速鉄道・高速長田駅を対象とし、その2駅における被害状況に差異が生じた要因を明かにするため解析的な検討を実施した。その結果、以下のことが明かとなった。

(1)中柱の被害は三宮駅から新神戸駅間の地域と神戸市営地下鉄の湊川駅から新長田駅間及び新開駅から高速長田駅間の地域の二つに分けられ、地域性があることが明かとなった。

(2)高速長田駅の被害が大開駅に比べ少なかったのは、高速長田駅近傍の地盤が大開駅に比べ硬質であったため、変位自体は高速長田駅の方が大きいもの上下床版間の地震時の変形が大開駅に比べ小さいことに起因している。

これらの結果のうち後者は地下鉄の被害に地域性があるという最初の結果と関連しており、以下の点に着目した被害機構の分析が必要であることを示しているものと考えられる。

- i. 構造物近傍の地盤特性の差異(構造物近傍の地盤変形状)
- ii. 中柱自体及び中柱と他構造部材との変形性能や耐力の差異

また、本論で用いた検討方法は、地下構造物の保有する変形能と地震時における応答変形を比較するという上部構造物の限界状態設計また耐震診断に用いられている考え方をを用いている。当然のことながら、地盤や構造物の非線形性を考慮した解析また従来の設計で用いられている応答変位法等のような

種々の手法による検討も踏まえた総合的考察に基づき最終的な結果を述べる必要があると考えている。さらに、それらの前提となる被災地域における地盤震動性状の評価、地盤特性、構造特性についても、より多くの情報を収集し、より現実的な特性にモデル化する試みも行う必要があると考えている。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会阪神大震災調査研究委員会編、阪神・淡路大震災調査報告書(解説編)、1996
- 2) 矢的照夫他、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,
- 3) 田尻勝他、地下鉄駅舎の被害に関する一考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.255--262, 1996
- 4) 田尻勝他、地震応答解析による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.239--246, 1996
- 5) 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, I-17, pp.1-17, 1996, 3
- 6) 神戸高速鉄道株式会社、平成7年1月17日兵庫県南部地震-阪神大震災による鉄道施設の被害状況-、1995, 2
- 7) Ashraf SHAWKY et al, Nonlinear Response of Underground RC Structure under Shear, Proc. J.S.C.E., No.538/V-31, pp.195-206, 1996
- 8) 中村晋他、地震被害に基づく神戸高速鉄道・大開駅周辺地盤の変形推定、第31回地盤工学研究発表会, pp.1275-1276, 1996
- 9) 中村晋他、神戸高速鉄道・大開駅の既設及び復旧柱の耐力及び変形性能、コンクリート工学年次論文報告集、第18巻、第2号, pp.197-202, 1996

Evaluation of Damage Mechanism of Subway Station based on the Difference Damage between Two Damaged Subway Stations

Susumu Nakamura, Jyunich Ezaki and Iwao Suetomi

The objective of this paper is to indicate the locality of the damage area with respect to center column and to make clear the damage mechanism based on the difference damage between Daikai Subway Station and Kosokunagata subway station by use of the two step analysis proposed by authors. It is found that the damage degree of center column is depend on the location of the subway station. The reason why the damage at Kosokunagata station is less than that at Daikai station is found that the shear deformation at Kousokunagata station is less than that at Daikai station because the stiffness of ground around kousokunagata station is harder than that around Daikai station.

限界状態設計法に基づく地中構造物の耐震計算法の一提案

佐藤工業(株) 中村 晋
江崎順一
末富岩雄

本論では、地上構造物と同様に構造物の保有する変形性能に着目した地中構造物の耐震設計手法を提案した。この手法の大きな特徴は、構造物の保有変形能を各部材の損傷モードを関連づけることにより構造物の応答変形との比較という変形能の照査により耐力との比較についても満足するという点である。さらに、構造物の地震時応答を評価する手法についても、簡易な応答係数法、2次元動的解析による手法および1次元動的解析手法の3つの手法を示した。この手法を兵庫県南部地震により被災した神戸高速鉄道・大開駅、高速長田駅の一般駅部および大開駅と新開地駅間の駅間トンネル部の3つの構造物に適用した結果、本手法の有用性が明らかとなった。さらに、構造物の地震時応答の評価についても、1次元解析法が有効であることが明かとなった。

1.はじめに

兵庫県南部地震による地中構造物の被害は鉄道高架橋・道路橋などの様な地上構造物に比べ数は少ない。しかし、地中構造物の中には、神戸高速鉄道・大開駅の崩壊にみられる様に必ずしも安全ではない構造形式があることが明かとなった。大開駅の崩壊は上載土荷重に対する上床版の耐荷力の損失をもたらした中柱の破壊に起因している¹⁾。さらに、神戸市営地下鉄・上沢駅等の他の地下鉄駅部また一般トンネル部においても上床版の崩壊には至らないものの中柱にはせん断破壊が生じていた²⁾。それら被災構造物の復旧は完了しているが、地下鉄構造物の被害は人的災害に直結する可能性が極めて高いことから地震活動度の高い他地域における地下鉄では中柱の耐震補強が現在実施されている³⁾。

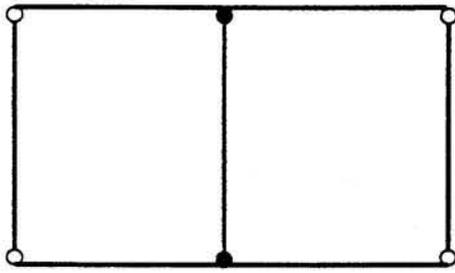
地下鉄中柱の耐震補強は(1)破壊モードの改善(せん断破壊先行から曲げ破壊先行型へ)、(2)兵庫県南部地震クラスの地震に対して耐えることの2つを目標として実施されている。地下鉄中柱の耐震補強を行う際、補強方法のみならず耐震診断および補強設計手法が必要となるのは言うまでもないことである。これまでの地中構造物を対象とした設計指針類では、設計計算法として震度法、応答変位法、設計法として許容応力度設計法が主に用いられていた。地震後、それら設計指針類の見直し、また独自の耐震診断法等の作成作業が各所で実施されている^{3,4)}。それらで用いられている設計計算法は応答変位法、設計法は限界状態設計法である。その中で、増田ら⁴⁾は従来の部材の破壊モードに関する断面力照査に加え、変形量

に基づいた耐震診断および設計法を示している。一方、1993年Northridge地震による被害の報告されていない地下鉄LA Metroでは、構造物の応答荷重を簡易にモデル化し、その荷重を地盤変位より推定された構造物の応答変位となる様に与えた際に得られる構造体の応答と断面耐力の比較を行うという設計法を用いている⁵⁾。これは構造物の応答荷重に着目した計算法を用いており、我が国で主に用いられている応答変位法で必要となる地盤バネ定数の設定が不用となる等の優れた点がみられる。しかし、増田らの提案を除き、いずれも断面力照査の枠組みを設計の基本としていることから、耐力に近い応答に対する裕度の評価が困難となる。また、増田らの手法においても部材の保有する変形能と構造物の応答変形の評価する際にかなり簡易なモデル化を行っており、より一般的な手法の確立が望まれるものと考えられる。

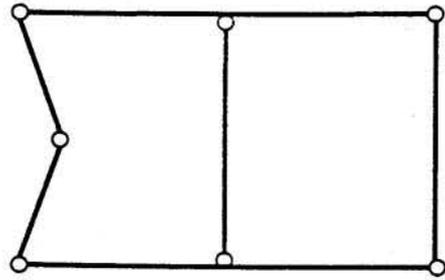
本論では、地上構造物と同様に構造物の保有する変形性能に着目した地中構造物の耐震設計手法を提案する。ここで構造物の保有変形能とは、変形能と各部材の損傷モードを関連づけられた特性と定義する。このことにより構造物の応答変形との比較という変形能の照査により耐力との比較についても満足することが出来るという点が本手法の大きな特徴である。さらに、構造物の地震時応答を評価する手法についても簡易な手法の提案を行う。この手法における各評価項目のモデル化手法さらに適用性の検討には、兵庫県南部地震により被災した地中構造物の中で被災程度および損傷モードの異なる神戸高速鉄道・大開駅、高速長田駅の一般駅部および大開駅と新開地駅間の駅間トンネル部の3地点⁶⁾の地盤・構造物モデルを用いた。

キーワード:地中構造物, 耐震設計法, 保有変形能
損傷モード

佐藤工業(株)中央技術研究所土木研究部,0462(41)2171



a)中柱の崩壊



b)側壁の3ヒンジ機構

図-1 地中構造物の終局状態



写真-1 大開駅中柱の崩壊

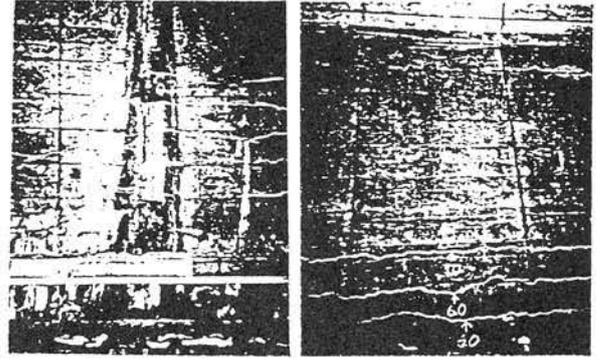


写真-2 大開駅と新開地駅間のトンネル部側壁のひび割れ

2. 損傷モードに応じた保有変形能に基づく地中構造物の耐震設計法の提案

(1) 損傷モード

地中構造物の各部位のうち側壁、上・下床版に要求される構造性能は常時および地震時側圧、上載土荷重の様な部材軸直交荷重に対する耐荷機能を有すること、中柱については上載土荷重に対する耐荷機能および水平抵抗機能である。それらの機能が損なわれる状態を地中構造物の終局状態と見なすことが出来る。地中構造物は周辺を地盤で支持されていることからそれぞれの部材端部がヒンジ状態になってもせん断破壊さえ生じなければ崩壊することはない。すると、終局状態として図-1に示す2つの状態が考えられる。1つは中柱がせん断また曲げ破壊する状態、他の1つは側壁また上・下床版が3ヒンジ機構を有する状態である。中柱の破壊は、写真-1に示す大開駅の中柱の崩壊の様に上床版の上載荷重に対する耐荷機能を損失し、駅部の崩壊につながる。側壁が3ヒンジ機構に近い状態となった事例として写真-2の大開駅と新開地駅間の一般トンネル部があるが、側壁中央部で最大24mmほどはらみ出したとの報告があるものの側圧および上載荷重に対する耐荷機能を失っていないため崩壊には至らなかったものと考えられる。すでにこのような考えはLos Angeles(U.S.A.)における地下鉄(L.A. Metro)の設計に際して考慮されており、兵庫県南部地震と同様の都市直下型地震であるNorth Ridge地震による被害は報告されていない。

以上の様な地中構造物が終局状態に至る際の各部材の損傷のみならず各部材の引張り鉄筋が降伏した状態もここでは損傷モードとして定義する。

(2) 提案手法の流れとその特徴

提案する設計計算法の流れは図-2に示すとおりであり、以下にこの計算手法の概要を示す。

- (i)他の計算手法と同様、地盤および構造特性に基づき常時断面力の算出を行う。ただし、常時荷重に対しても各部材の非線形性を考慮した構造解析を行う。
- (ii)地震時の検討として、構造物の各部材の損傷モードに応じた保有変形能を評価する。ここで、変形能とは、損傷モードに応じた上・下床版間の相対変位とする。それは、地震時に於ける構造物の応答節点力分布を簡単な節点力分布にモデル化し、対象とする地中構造物が終局状態に至るまで徐々にその節点力分布の値を大きくしながら求める。その過程において、各部材の端部および中央部の応答断面力と各損傷モードに対応する部材強度との比較を行い損傷の程度を明かにする。図-3には、作用節点力のうち水平方向の力の合計である水平荷重と相対変位の関係を示している。以後、この関係を損傷モードに応じた保有変形能と呼ぶ。
- (iii)地震時に於ける上・下床版間の応答相対変位を算出する。
- (iv)地震時に於ける上・下床版間の応答相対変位と損傷モードに応じた保有変形能を比較し、対象とする地中構造物の各部材の損傷の程度および地中構造物の

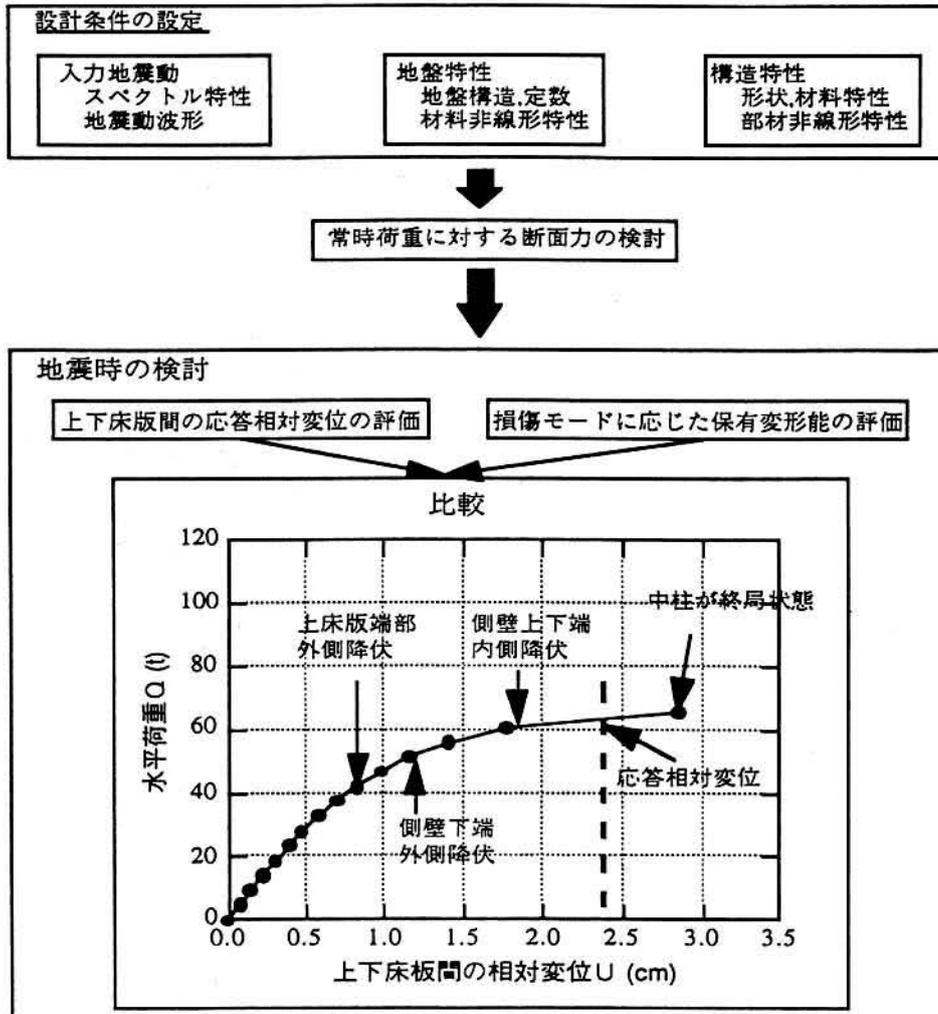


図-2 提案計算手法の流れ

終局状態に対する裕度の判定を行う。ここで裕度は上・下床版間の終局相対変位と応答相対変位の比として定義する。

この手法の大きな特徴は、保有変形能には部材の損傷の程度も含まれているため保有変形能と応答相対変位の比較により耐力照査と地中構造物の終局状態に対する裕度が同時に分かるということである。さらに、類似の地盤・構造特性を有する地中構造物に対しては損傷モードに応じた保有変形能が共通であることから、地震動レベルに応じた応答相対変位を求めることにより容易に耐震診断および設計を行うことが可能となる。以下に損傷モードに応じた保有変形能および地震時に於ける上・下床版間の応答相対変位の評価手法を示す。

(3) 損傷モードに応じた保有変形能

損傷モードに応じた保有変形能は、地震時に於ける地中構造物の挙動を地上構造物と同様に静的な挙動に置き換えることにより求める。

その際の構造物モデルおよび作用荷重は図-3に示すモデルを用いる。作用荷重分布は、構造物の地

震時挙動に基づきモデル化した図-3に示す上床版に集中荷重として加える場合と側壁の上床版から下床版に三角形分布荷重として作用する場合のいずれかとする。荷重分布の選択手法については、後述するように地盤と構造物の剛性比、構造物の形状および構造物の深度に依存している。構造解析においては、各部材の非線形性を考慮する。

図-3に示した解析モデルを用い、荷重を逐次増加させることにより得られる荷重と上下床版間の水平相対変位の関係を求める。その際、各荷重段階にお

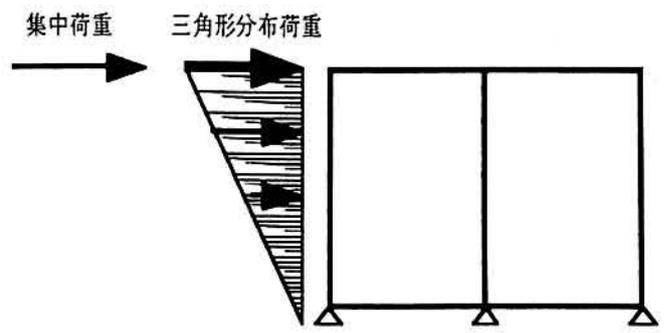


図-3 保有変形能の評価モデル

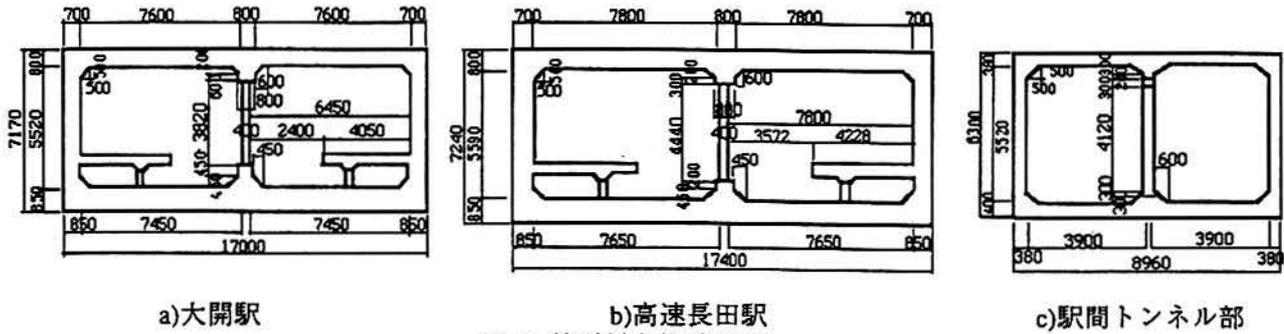


図-5 検討対象構造断面

ける変位と損傷部材位置およびその損傷モードの関係を図-3の様に記述する。

(4)地震時に於ける上・下床版間の応答相対変位

対象とする地盤構造に応じ、以下の3つの手法により評価する。

- i) 応答係数法
- ii) 2次元動的解析に基づく手法
- iii) 1次元動的解析に基づく手法

ここで、応答係数法はJaw-Nan Wang⁵⁾により提案されている手法であり、基盤上の地盤が一樣な均質地盤と見なせる場合に適用出来る手法である。それは、現行指針類で用いられている基盤スペクトルと地盤のせん断波速度構造に基づく地盤変位の推定法を用い上・下床版間の相対地盤変位 U_{so} を求め、それに地盤と構造物のせん断剛性比 F より図-4を用いて得られる応答係数 α を乗じることにより構造物の上・下床版間の応答相対変位を推定しようとする手法である。

2次元動的解析に基づく手法は、原子力構造物を対象とした安全照査マニュアル⁷⁾に基づく手法¹⁾である。この手法では、地盤は非線形性を考慮しているものの構造物は地震時に於ける剛性低下を考慮した等価剛性により線形材料としてモデル化されている。

1次元動的解析に基づく手法は、構造物を1つの土要素と見なし(1)で得られた構造物の水平耐力と変形の関係よりそのせん断剛性のひずみ依存特性を求め、地盤のみならず構造物も非線形性を考慮した解析を行うものである。その際、その土要素のせん断剛性

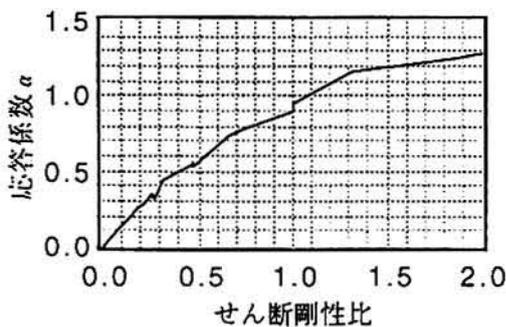


図-4 地盤と構造物のせん断剛性比と応答係数の関係

のひずみ依存特性は側方地盤と構造物の平均とし、減衰特性および質量は側方地盤の特性を用いる。地盤が水平成層構造と見なせる場合には2次元解析より簡易に応答相対変位を求めることが出来る。

3. 検討に用いる地盤・構造物モデル

提案手法の検討には、兵庫県南部地震により駅部が崩壊した神戸高速鉄道・大開駅、大開駅に比べ被害の小さな高速長田駅および柱のみならず側壁にも被害のみられた大開駅と新開地駅間のトンネル部を用いた。それらの断面形状を図-5、それら構造物位置での地盤調査結果に基づく地盤構造モデルを図-6に示す。いずれの地点でも土被り厚さは5.0mである。大開駅と高速長田駅はほぼ同様な全体形状を示すが、中柱の高さが大開では3.82m、高速長田駅が4.44m、そのピッチが大開駅では3.5m、高速長田駅では3.0mと異なっている。また駅間トンネル部の中柱は曲げせん断耐力比が1.0以上であり、破壊モードは曲げ型である。

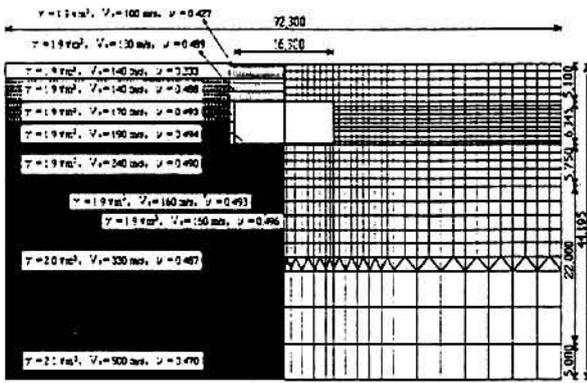
次に、常時軸力に対して求めた3つの構造物の中柱のM- θ 関係を図-7に示す。ここで大開駅中柱のM- θ 関係は実験⁸⁾に基づき評価した。その他部材のM- θ 関係は、変形に応じた軸力を考慮し、e関数法に基づいて定めた。

4. 損傷モードに応じた保有変形能の評価手法

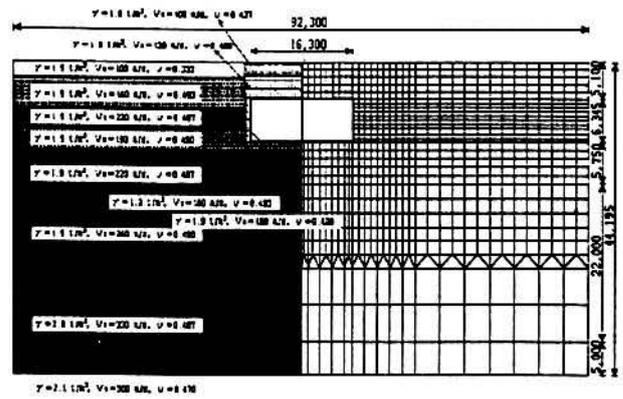
保有変形能を評価する際に用いる荷重分布は図-4に示したように集中荷重また三角形分布荷重といった極めて簡易な荷重分布を用いている。その荷重分布の妥当性さらに選択手法について検討する。

(1) 荷重分布の検討

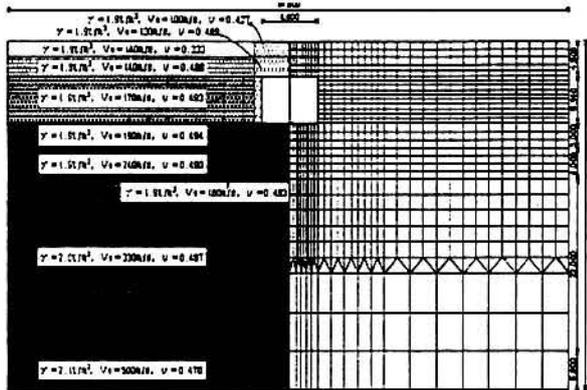
まず、図-6に示した地盤モデルを用いた2次元地震応答解析を行い地震時における構造物の応答荷重を評価する。解析は既に著者らが実施している2次元地震応答解析コード「Super Flush」を用いた手法¹⁾により行う。入力地震動には、大開駅付帯構造物の被害⁹⁾を定性的に評価出来る兵庫県南部地震におけるボートランド¹⁰⁾(GL-83mm)で観測されたNS成分の記録より表



a)大開駅



b)高速長田駅



c)駅間トンネル部

図-7 解析地盤-構造物モデル

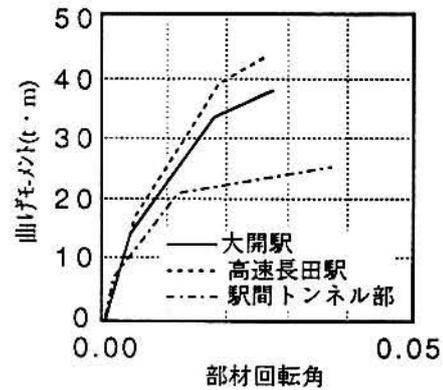


図-8 各地点における中柱の特性

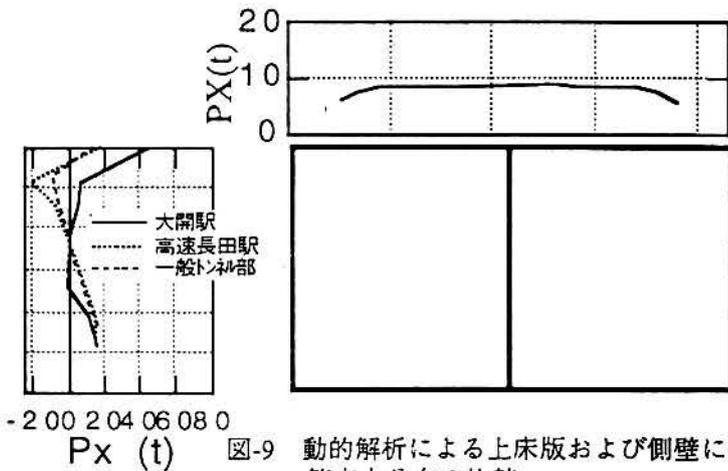
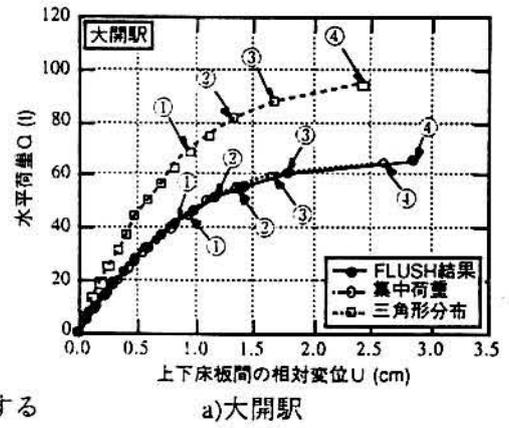
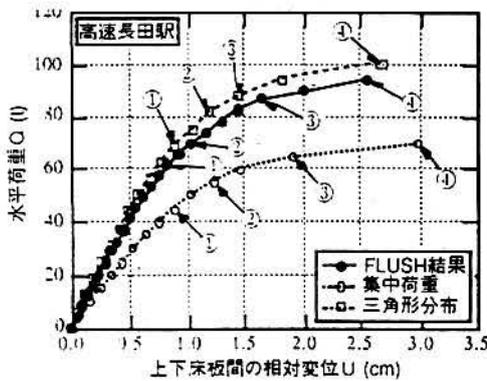


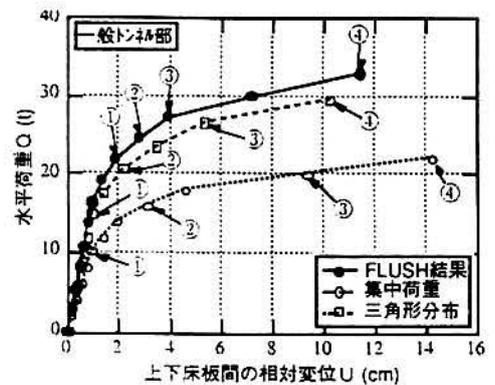
図-9 動的解析による上床版および側壁に作用する節点力分布の比較



a)大開駅



b)高速長田駅



c)駅間トンネル部

図-10 動的解析および簡易荷重分布による損傷モードに応じた保有変形能の比較

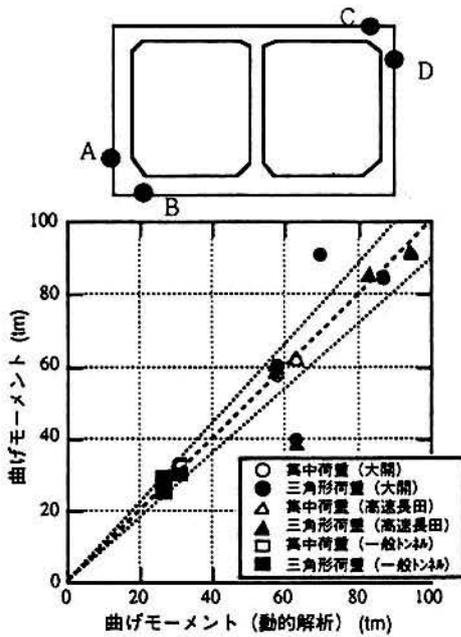


図-11 荷重分布に応じた断面力の比較

層地盤の影響をはぎ取った入射波成分を用いた。

解析により得られた各構造物における中柱の相対変位が最大となる時刻における側壁および上床版に作用する節点力分布を図-9に示す。ここで、上床版における値は地点によらず同様な分布となっていることから大開駅における節点力分布のみを示し、側壁においては3地点で得られた節点力分布の比較を示している。側壁においては、大開駅では上床版位置における節点力が最も大きな値となっているが、他2地点では上床版位置と下床版位置における値は同程度の値となっている。

次に、動的解析により得られた節点力分布に基づく保有変形能と図-3に示した集中荷重および三角形分布荷重を節点力分布とすることにより得られる保有変形能の比較を図-10に示す。図中に示した番号は各損傷モードを表し、4が中柱の破壊(大開駅および高速長田駅はせん断破壊、駅間トンネル部は曲げ破壊)を表している。動的荷重による保有変形能の形状および損傷モード位置は、大開駅では集中荷重分布、他2地点では三角形分布荷重がよく対応している。ただし、駅間トンネル部の終局状態はその被害形態より中柱の破壊に至る前に側壁中央部が曲げ耐力に至る状態であろうと推定されるが、側壁の部材特性としてM-θ関係を用いたためその状態を評価出来なかった。

簡易荷重分布による断面力の推定精度を把握するため動的解析により得られた断面力と各簡易荷重分布により得られた断面力の比較を図-11に示す。これより、簡易荷重分布は、断面力算定に際して十分な精度を有していることが分かる。

表-1 各地点における水平荷重比とその影響因子

	水平荷重比 (LR)	せん断剛性比 (Gst/Gso)	深度比 (D/H)	形状寸法比 (L/B)
大開駅	1.47	0.47 (2950/ 6280)	0.29 (5.0/17.2)	2.37 (17.0/7.17)
高速長田駅	0.92	0.37 (3090/ 8150)	0.17 (5.0/29.5)	2.40 (17.4/7.24)
駅間トンネル部	0.45	0.24 (1362/ 5600)	0.25 (5.0/17.44)	1.41 (8.96/6.37)

(2) 荷重分布の選択

対象とする地盤と構造物系によって用いるべき設計用荷重分布が異なることから、設計用荷重分布の選択手法について検討する。

動的解析により得られた荷重分布のうち上床版と側壁に作用する水平荷重の比(以後、水平荷重比LRと呼ぶ)を表-1に示す。これより大開駅では、上床版に作用する荷重が側壁の約1.5倍であるが他の2つの構造物ではいずれも側壁に作用する荷重が大きいことが分かる。

その水平荷重比に影響を及ぼす因子として地盤と構造物のせん断剛性の比、構造物の深度および構造物の形状等が考えられる。表-1に側壁近傍地盤の初期せん断剛性(Gso)と構造物の初期せん断剛性(Gst:集中荷重による荷重と変位の関係より算出)の比、構造物の深度(D)をN値が50以上またせん断波速度が300m/s以上の層上面までの深度Hで正規化した深度比および構造物の幅Lを高さBで正規化した形状寸法比との関係を合わせて示す。これより、大開駅と高速長田駅ではせん断剛性比、および深度比、大開駅と駅間トンネル部ではせん断剛性比と形状寸法比が水平荷重比と相関性があることが分かる。検討の対象とした構造物が3つではあるものの水平荷重比LRはそれら影響因子と次式の様に関連付けることが出来る。

$$LR = 0.62 \left(\frac{G_{st}}{G_{so}} \right) + 4.1 \left(\frac{D}{H} \right) + 0.39 \left(\frac{L}{B} \right) - 1.0 \quad (1)$$

この式より得られる水平荷重比を目安とし、1.0以上の場合には集中荷重を用い、1.0以下の場合には三角形分布荷重を用いるものとする。少なくとも、駅間トンネル部の様に形状寸法比が1.0に近い構造物は三角形分布荷重と見なせるものと考えられる。

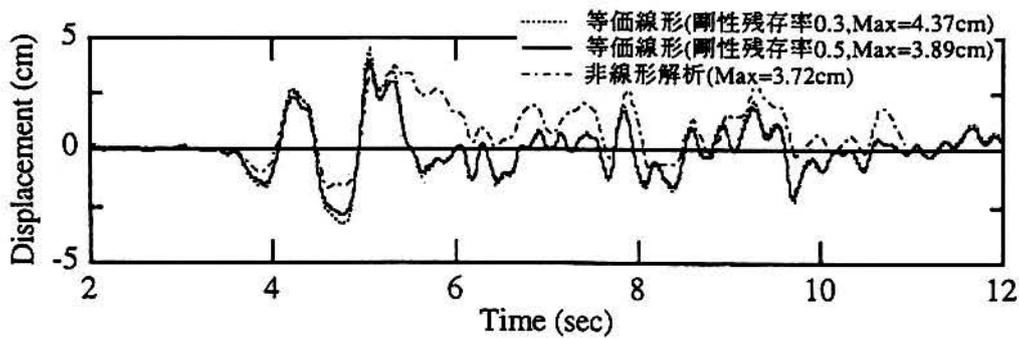


図-12 二次元動的解析による中柱位置上・下床版間の相対変位時刻歴

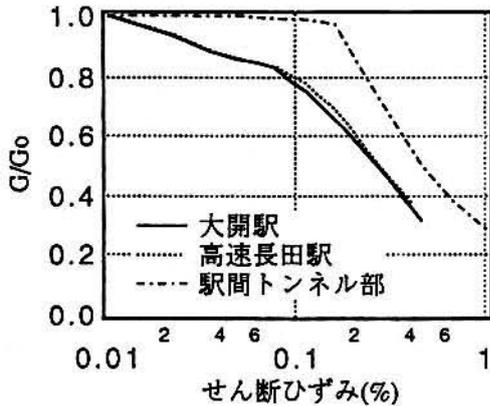


図-13 各地点における構造物のせん断剛性のひずみ依存特性

5.地震時応答変形の評価

2章で示した3つの手法により推定した構造物の上・下床版間の相対変位を比較する。

応答係数法では、表-1に示した地盤と構造物間のせん断剛性比を用い図-4より応答係数(大開駅:0.55, 高速長田駅:0.45, 駅間トンネル部:0.35)を求め、二次元動的解析より得られる自由地盤の構造物の上・下床版位置間の相対変位(大開駅:14.52cm, 高速長田駅:5.18cm, 駅間トンネル部:8.08cm)より算出した。

二次元動的解析では、地震時における構造物部材の剛性低下を側壁の剛性低下により考慮している。その際、側壁の剛性低下率を0.5としているが、その妥当性を検討するため、中柱位置における上・下床版間の相対変位を側壁の剛性低下率を0.3(側壁端部の降伏時に相当)とした場合および構造物の各部材の非線形性および地盤材料の非線形性を考慮した解析と比較し図-12に示す。後者の解析では、構造部材の変形特性(M- ϕ 関係)の非線形性にはDegrading Tri-linear(武田モデル)モデルを用い、地盤材料の非線形性には二次元動的解析で用いたせん断剛性のひずみ依存特性に基づくH-Dモデルを用いた。その結果、非線形解析では最大相対変位が3.72cmであり二次元動的解析では剛性低下率が0.5の場合が3.89cm、0.3の場合が4.37cm

表-2 各手法による地震時における上・下床版間の最大相対変位の推定値の比較

	上・下床版間の相対変位(cm)		
	応答係数法	二次元動的解析	1次元動的解析
大開駅	7.99	3.89	3.99
高速長田駅	2.33	2.67	2.44
駅間トンネル部	2.83	5.18	4.99

と剛性低下率が0.5の場合がよく対応している。よって、他の2つの構造物については側壁の剛性低下率を0.5として算出した。

1次元動的解析において、構造物を土要素にモデル化する際に用いる構造物のせん断剛性のひずみ依存特性は図-11に示した保有変形能に基づき算出し、図13に示す。

これら3つの手法により得られた構造物の上・下床版間の最大相対変位の推定値の比較を表-2に示す。これより応答係数法による値は、他の二つと大きく異なっているものの、二次元動的解析と1次元動的解析による値の差異は9%以下と小さいことが分かる。このことから、1次元動的解析によっても構造物の地震時応答を適切に評価出来ることが分かる。

6.適用性

ここでは2章で示した設計手法の妥当性を明かにするため、中柱破壊時の構造物の保有変形能と地震時応答変形の比較を表-3に示す。保有変形能は、大開駅については集中荷重分布、他の2つの構造物では三角形荷重分布による値を用いた。この結果をみると、大開駅では地震時応答変形が保有変形能の1.5倍と大きな値となっているが、高速長田駅では両者が同程度の値となっており、両駅の被害状況とよく対応している。駅間トンネル部では保有変形能が地震時応答変形

表-3 各地点における保有変形能と地震時応答変形の比較

	中柱破壊時の 保有変形能 (cm)	地震時 応答変形 (cm)
大開駅	2.59 (2.85)	3.89
高速長田駅	2.67 (2.55)	2.67
駅間トンネル部	10.28 (11.41)	5.18

の約2倍となっており、中柱は破壊に至っていないことが分かる。前述したように、駅間トンネル部では側壁中央部は弾性部材としているが、3cm程度の変形で駅間トンネル部の側壁中央部における応答断面力が内側鉄筋が降伏曲げモーメントに達している。ひび割れの発生に伴う剛性の低下を考慮すれば地震応答変形程度の変形に側壁中央部が降伏したものと推定される。このことから駅間トンネル部の被害状況を適切に評価のみならず保有変形能の評価において、周辺地盤と接する部材の特性はM- ϕ 関係にてモデル化することが適切であると考えられる。

いずれにしても、本論で示した手法は地震被害状況ともよく対応し、設計手法として妥当であると考えられる。

7.あとかぎ

本論では、地上構造物と同様に損傷モードと関連づけられた構造物の保有する変形性能と構造物の地震時応答変形の比較に基づく地中構造物の耐震設計手法を提案した。本手法は、変形能の照査により耐力との照査も満足することが出来るという点が大きな特徴である。さらに、構造物の地震時応答を評価する手法についても簡易な手法の提案を行った。

この手法を兵庫県南部地震による被災程度および損傷モードの異なる神戸高速鉄道・大開駅、高速長田駅および大開駅と新開地駅間のトンネル部に適用した結果、駅間トンネル部を除き被害状況も適切に評価出来ること、さらに構造物の地震時応答変形の評価手法として1次元動的解析に基づく手法は有用であることから、設計手法としての有用性が明らかとなった。

駅間トンネル部の保有変形能の評価において、周辺地盤と接する部材の特性をM- ϕ 関係にてモデル化した結果については発表時に報告する予定である。

参考文献

- 1) 矢野照夫他, 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
- 2) 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, I-17, pp.1-17, 1996, 3
- 3) 石川幸彦他, 震災に備えた営団地下鉄構造物の耐震診断と補強工法, 基礎工, pp.22-28, 1996.10
- 4) 増田達他, 鉄道地下構造物の耐震診断と耐震設計の考え方, 基礎工, pp.16-21, 1996.10
- 5) Jaw-Nan Wang, Seismic Design Tunnels, Parsons Brickerhoff Inc., 1993
- 6) 神戸高速鉄道株式会社, 平成7年1月17日兵庫県南部地震-阪神大震災による鉄道施設の被害状況-, 1995.2
- 7) 土木学会編, 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル, 1992.3
- 8) 中村晋他, 地震被害に基づく神戸高速鉄道・大開駅周辺地盤の変形推定, 第31回地盤工学研究発表会, pp.1275-1276, 1996
- 9) 中村晋他, 神戸高速鉄道・大開駅の既設及び復旧柱の耐力及び変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, 第18巻, 第2号, pp.197-202, 1996

Proposal of New Asismic Design Method of Underground Structure based on the Deformation Characteristics maintained by the Structure

Susumu Nakamura, Jyunich Ezaki and Iwao Suetomi

New seismic design method with respect to underground structure is proposed taking note of the deformation characteristics maintained by the structure as well as the superstructure. The major characteristic of this method is to satisfy with the examination of the section forces by comparison of the dynamic response deformation characteristics of the structure with the deformation characteristics associated with the damage mode of each member. This method was applied to evaluate the damage mechanism of Daikai station, Kousokunagata station and connecting tunnel between Daikai station and Shinkaich station at KOBE Rapid Transit Railway which was seriously damaged by HYOGOKEN NANBU earthquake. It is found that this method is useful.

Earthquake damage and Seismic Response Analysis of Subway Station and Tunnels during great Hanshin-Awaji Earthquake

Erdbebenbeschädigung und Analyse des Erdbebenanspruchs von dem U-Bahngebäude und dem Tunnelabschnitt während großes Hanshin-Awaji Erdbebens

T.IWATATE

Professor, Department of Civil Engineering, Tokyo Metropolitan University, 1-1 Minamiosawa, Hachiojim 192-03 Japan

T. Domon

Research Associate, Department of Civil Engineering, Tokyo Metropolitan University, 1-1 Minamiosawa, Hachiojim 192-03 Japan

S. NAKAMURA

Dr of Eng., Senior Research Engineer, Engineering Research Institute of Sato Kogyo Co., Ltd., Nihonbashi-honcho 4-12-20, Chuo-ku, Tokyo 103, Japan

ABSTRACT: A detailed reconnaissance survey was conducted at the subway station and tunnels. Among them, Daikai subway station is the first subway structure that completely collapsed due to an earthquake. A complete collapse occurred at the location of more than half of the center columns, which resulted in the failure and collapse of the ceiling slab, and settlement of the subsoils over the station by more than 2.5 m at maximum. Many diagonal cracks were also observed on the walls in the transverse direction. Judging from the damage pattern, a strong horizontal force was imposed on the structure from the surrounding subsoils. Investigation of the damage mechanism was made through analytical approach by use of the seismic data. It is concluded that ceiling slab failed by the lack of the load carrying capacity against shear at center column.

ABSTRAKT: Es wurde eine eingehende Untersuchung der Erdbebenbeschädigung für das U-Bahngebäude und den Tunnelabschnitt durchgeführt. Es ist bemerkenswert, daß der Daikai-U-Bahnhof das erste U-Bahngebäude ist, das vollständig zusammengebrochen ist. Mehr als die Hälfte der Mittelsäulen wurden vollkommen zerstört. Als Ergebnis stürzte die Deckenplatte ein und der Erdboden über dem Bahnhof senkte sich um maximal mehr als 2.5m. Die Tunnelwände in Längsrichtung zeigten viele diagonale Risse. Die Ergebnisse der Analyse der Form der Erdbebenbeschädigung zeigen klar, daß eine starke horizontale Kraft vom umgebenden Erdboden auf die Struktur einwirkte. Als Ergebnis der Analyse des Erdbebenanspruchs unter Verwendung von Erdbebenmeßwerten für die Untersuchung dieses Bruchmechanismus ist geklärt worden, daß die unzureichende Scherfestigkeit der Mittelsäulen die Hauptursache für das Versagen der Deckenplatte war.

1. INTRODUCTION

The Hyogoken-nanbu earthquake of January 17, 1995 caused severe damage to various structures. Among them, damage to the subway was one of the amazing event, because underground structures have been considered to be relatively safe from earthquake effects compared to structures above the ground, and no significant damage has been reported so far. Figure 1 shows the location of the damaged subway and damage patterns. The general damage pattern is damage to columns. As shown in Figure.1, the Japan Meteorological Agency seismic intensity in this area was evaluated to be 7 or more, which is equivalent to MM seismic intensity scale of 10 or more. Earthquake resistance design of underground structures can be reviewed and evaluated from a study of this damage.

The authors implemented a reconnaissance survey on the damage to the subway, multipurpose underground ducts, water tunnels, telephone tunnels and railway tunnels as the underground structure group on committee of earthquake engineering under Japan society of civil engineering(1996).

The objective of this paper is to describe the outline of the damage to the Daikai subway station and tunnels of KOBE Rapid Transit Railway Co. Ltd and to make clear the damage mechanism through the analytical approach with the dynamic response analysis for soil-structure system and seismic deformation method.

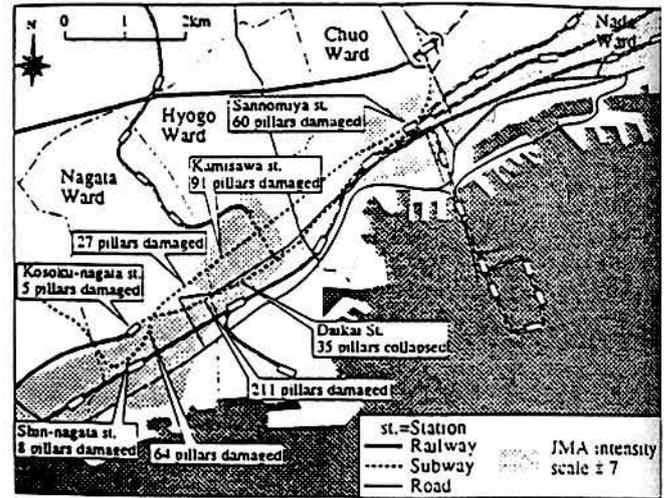


Figure.1 Location of damaged subways and damage patterns.

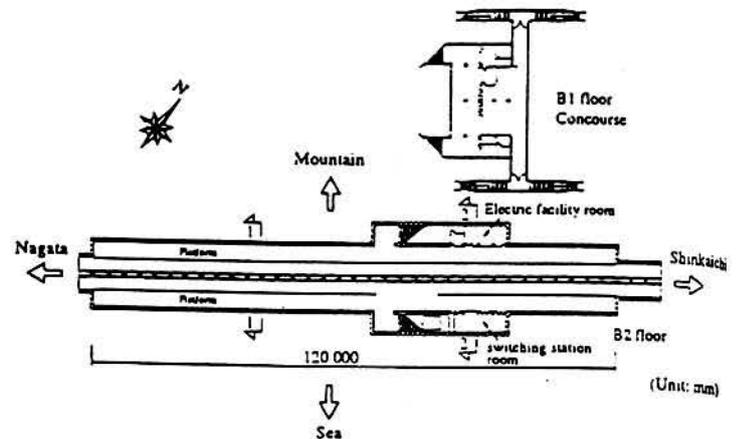


Figure.2 Plane of Daikai station.

2. OUTLINE OF DAMAGES

2.1 OUTLINE OF STRUCTURE

The Daikai station is located on the Tozai line near the middle of the Kobe Rapid Transit Railway Line. Near this station, the subway runs right under National road No. 28. The Daikai station construction using the cut-and-cover method was completed on January 31, 1964 since beginning in August 1962.

Figures 2 and 3 show a plane and cross-section of the station. The station is an two story reinforced concrete underground structure; B2 floor consists of platforms and rail lines and the B1 floor is a concourse with a ticket barrier. The thickness of the overburden soil is about 4.8 m at section 1-1 and 1.9 m at section 2-2. the overburden soil is about 4.8 m at section 1-1 and 1.9 m at section 2-2.

The main part of the B2 floor is a box type frame structure with columns at the center, measuring 17 m wide and 7.17m high in the outside dimension, and it is 120 m long in the longitudinal direction. There are 35 center columns in total along the longitudinal direction.

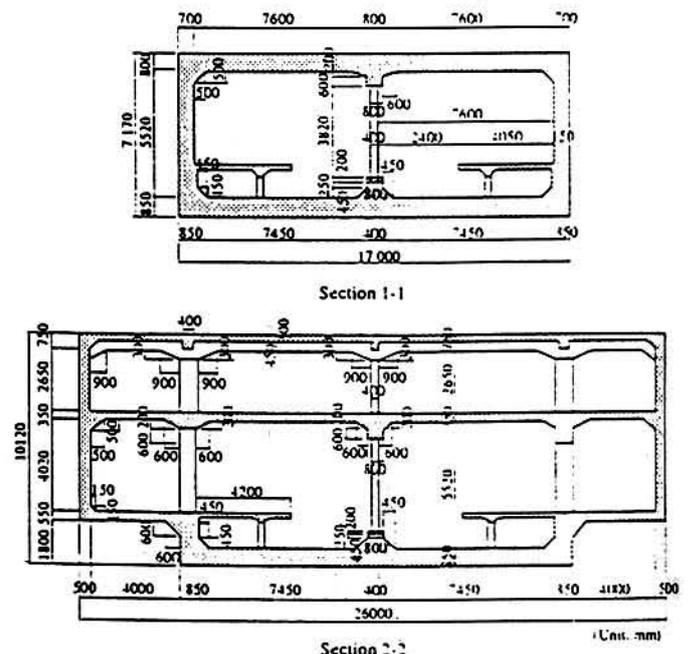


Figure.3 Typical section of Daikai Station

The center column is 3.82m high and has cross-section of 0.4m x 1.0m, and the distance between columns is 3.5m. The thickness of the ceiling and base slabs are 0.80 and 0.85m, respectively, and the thickness of the side walls is 0.7 m above the platform and 0.85m below the platform. There are utility rooms (electric facility room and switching station room) under the concourse, therefore the walls are heavily loaded in this region.

The frame was designed based on a consideration of the weight of the overburden soil, lateral earth pressure, and weight of the frame under ordinary loading, however the earthquake load was not taken into account.

2.2 GEOLOGY

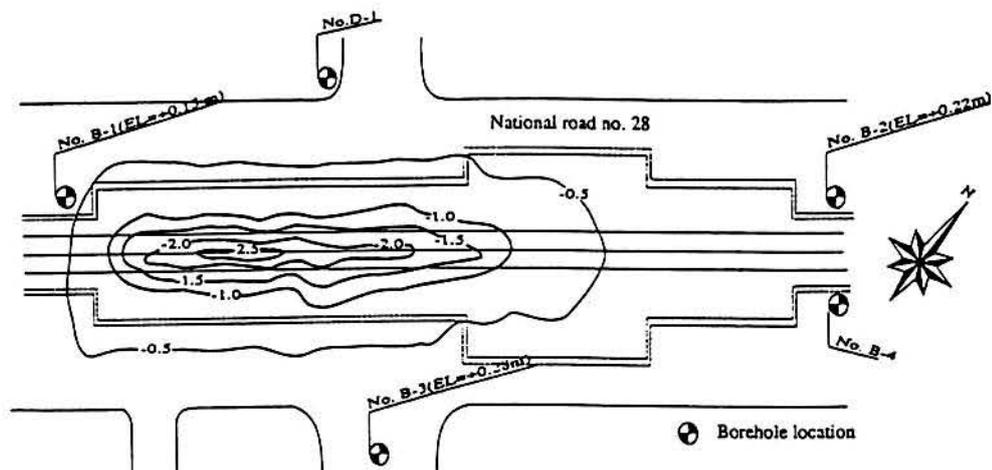
The soil profiles by the investigation made after the earthquake in February, 1995 is shown in Figure.4

The depth of the water table was between 6 and 8 meters. Referring to another source (Kobe city, 1980), the depth of the base (SPT-N value > 50) was deep on the west side and it consists of silty or clayey surface soil. It becomes shallow toward east; the depth at the Daikai station site is about 15 m and that at the Shinkaichi station is less than 10 m. In addition, sand becomes more predominant toward east.

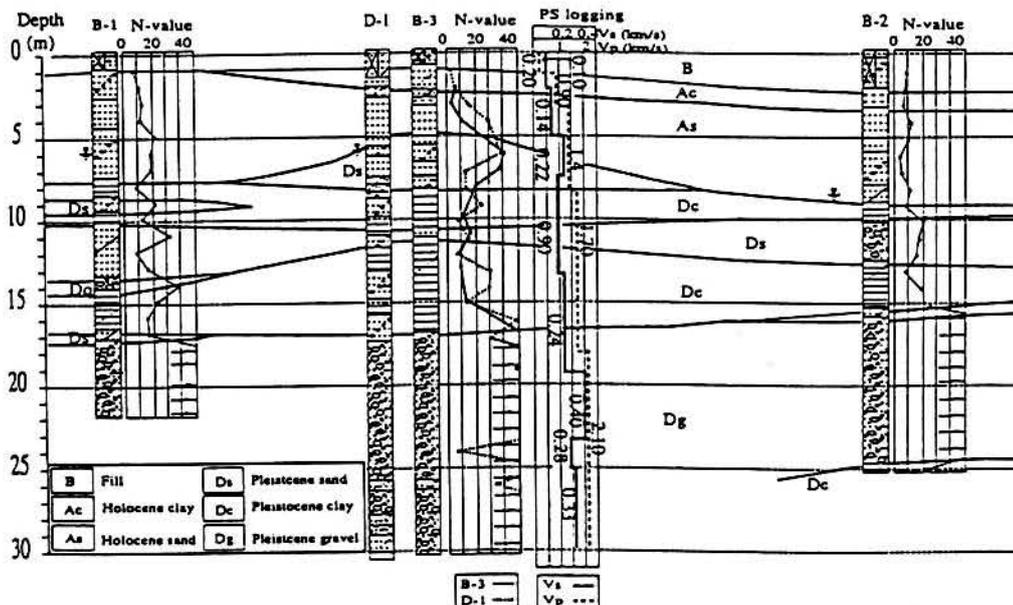
Standard penetration and cone penetration tests were made near the structure in order to determine the properties of the fill material. Decomposed granite soil was used as the fill material. The N value of the fill is about 10 at all depths except near the bottom.

2.3 DAMAGE

Figure 5 shows schematic diagrams of the damage



(a) Plan and contours of the settlement of the ground surface



(b) Soil profiles

Figure.4 Settlement of the ground surface (numeral in (a)) and soil profile based on the borehole investigation after the earthquake.

in the longitudinal direction. The ground of the National road no. 28 for a distance 90 m long and 23 m wide gradually settled up to more than 2.5 m maximum. The contour lines of the settlement of the road surface are shown in Figure. 4. Referring to Figs.2 and 5, the station can be divided into 3 zones in the longitudinal direction along the station depending on the structural system: zones composed of columns 1-23, columns 24-29, and columns 30-35, which are designated zone A, B and C, respectively, hereafter. Zones A and C are a one story box frame structure whereas zone B has utility rooms adjacent to the platform as well as the B2 floor (concourse).

Damage was the most severe at zone A, in the Nagata side zone. Almost all of the center columns completely collapsed and the ceiling slab fell down. As a result, the original box frame structure distorted to an M-shaped section as shown in Figure. 6(a). Typical damage to the center columns is shown in Photo.1,2.

In zone B, as shown in Figure.6(b), the collapse of the column occurred in the upper portion and reinforcing steel buckled into a symmetrical shape for columns 24 and 25. The upper longitudinal beam connecting the center columns was bent at a point between columns 25 and 26. The small separation of the corner concrete of the center columns is observed at the mountain side of upper portion and at sea side of lower portion, in columns 26, 27 and 28. Although the structural system in zone C was the same as that for zone A, damage was less in zone C compared with that in zone A. In the lateral wall, separation of cover concrete was observed near both the top and bottom haunches. According to the investigation of the exterior surface, wide cracks in the longitudinal direction were observed along the intersection with the haunch. Under the platform, a significant separation of cover concrete was observed on the both side lateral walls.

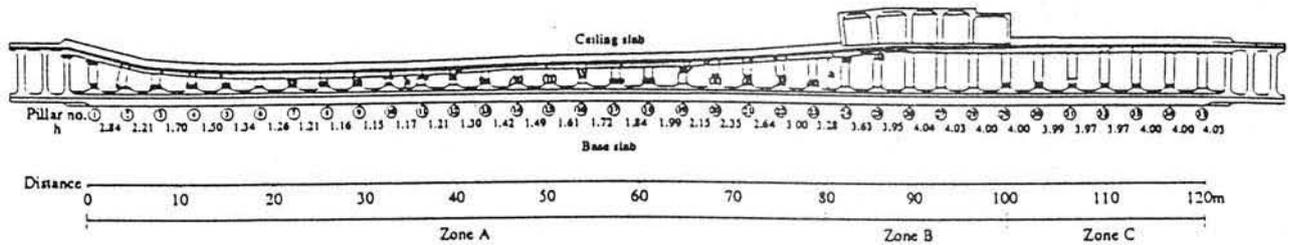


Figure.5 Schematic figure indicating the damage of the center pillar. Here, h denotes measured clear height, circle number denotes column number.

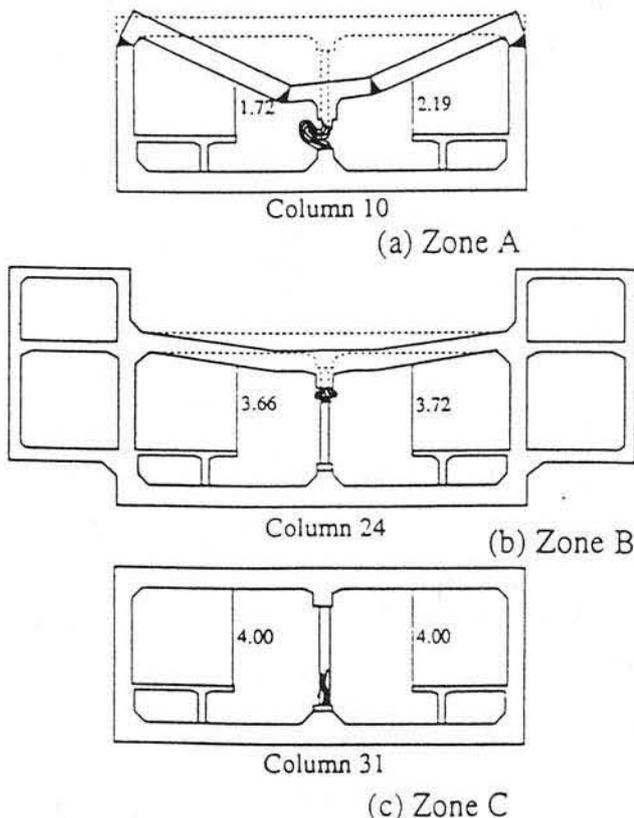


Figure.6 Schematic figure showing the damage pattern in the transverse direction

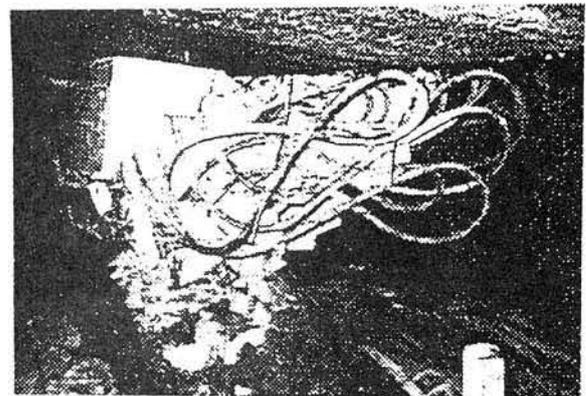


Photo.1 Collapse of No.10 column in zone A

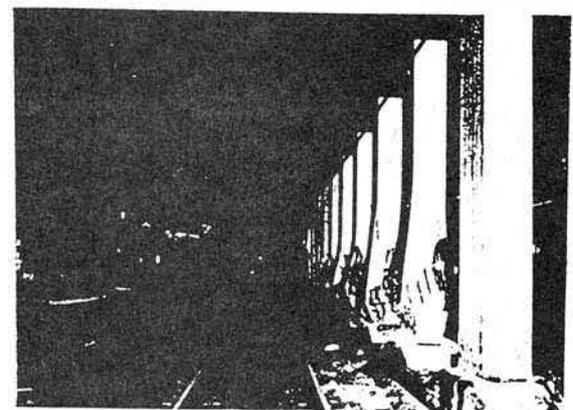


Photo.2 Collapse of columns in zone C

3.ANALYSIS

Two kind of analyses were carried out. As first analysis, dynamic response analysis of soil-structure system was conducted using two dimensional finite element method considering nonlinearity of soil and structure by equivalent linear method. As the other analysis, static analysis was conducted using the seismic deformation method considering the nonlinearity of structure. Based on these analyses, the damage process of the Daikai subway station was estimated. These analyses were conducted on one story box frame in A zone where damage was the most severe.

3.1 ANALYTICAL PROCEDURE

1)TWO DIMENSIONAL ANALYSIS

The analytical code Super-Flush was used. Both horizontal motion and vertical motions observed in the ground(GL-83.0m) at portisland were applied as input motion. Dynamic response analysis was first carried out under the horizontal input motion. Then, using converged nonlinear characteristics (shear modulus and Poisson's ratio), dynamic response was calculated by linear analysis under both horizontal and vertical input motion.

Soil-structure model is shown in Figure. 12. Energy transmitting boundary and viscous boundary are used along the lateral and base boundaries, respectively. Material property such as unit weight, initial Poisson's ratio and shear wave velocity, is also shown in Figure.7. Empirical equation proposed by Yasuda and Yamaguchi (1985) are used as strain dependent characteristics of shear modulus and damping ratio of the subsoil. Structure model is shown in Figure.8. Hence, Structural members are modeled to elastic beam elements considering rigid zone. The rigidity of each member is evaluated by considered the property of both concrete and reinforced bar. Hence, the rigidity of the side wall was reduced to 50% of the initial value considering the nonlinearity. The member properties are shown in Table.1.

2)SEISMIC DEFORMATION ANALYSIS

The schematic system of the seismic deformation method to evaluate the response of structure is shown in Figure.9. Basically, the frame model supported by the spring is used in order to take into account of the soil - structure interaction based on the proposed method by Japan Railway Research Institute(1996).

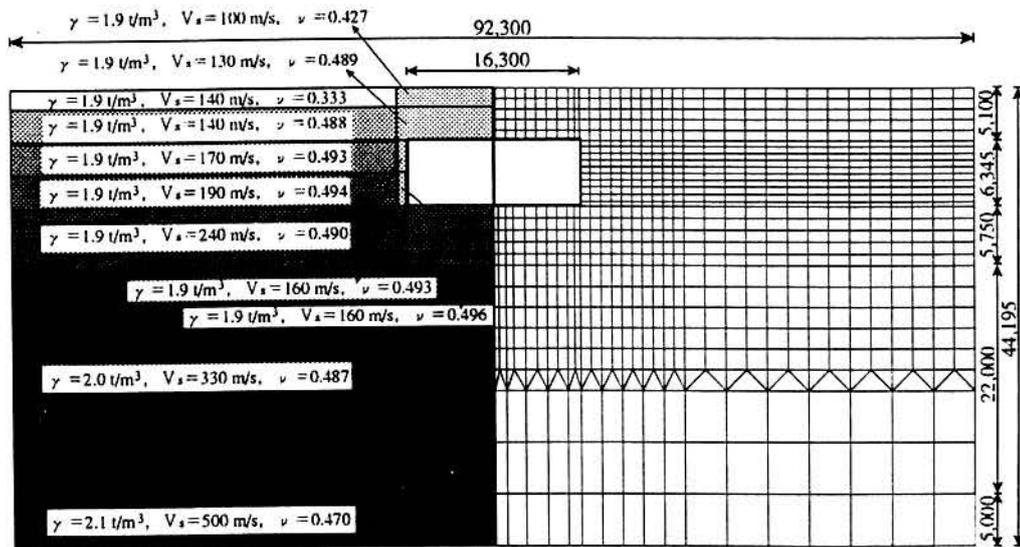


Figure.7 Model of soil structure system

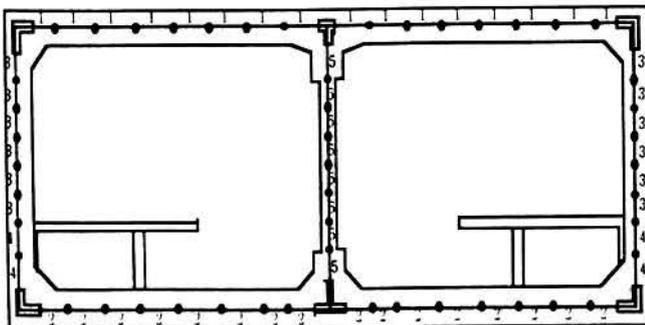


Figure.8 Model of Structure System

Table.1 Member Properties of Structure System

Member	h (m)	A (m ²)	A' (m ²)	I (m ⁴)	Unit Weight (tf/m ³)	G (×10 ⁶ t/m ²)	ν	D (%)	
Ceiling Slab	1	0.8	0.86	0.72	0.0487	2.40	1.27	0.2	5.
Base	2	0.8	0.91	0.76	0.0583	2.40	1.27	0.2	5.
Side Wall	3	0.7	0.72	0.60	0.0302	2.40	1.27	0.2	5.
	4	0.8	0.88	0.73	0.0549	2.40	1.27	0.2	5.
Center Pillar	5	0.8	0.84	0.70	0.0442	2.40	1.27	0.2	5.
	6	0.4	0.16	0.13	0.00224	2.40	1.27	0.2	5.

h;thickness, A;Section Area Considering Axial Reinforcement. A';Effective Shear Area(A/1.2).I;Moment of Inertia of Section. D:Damping factor.G;Shear Modulus.ν;Poisson Ratio

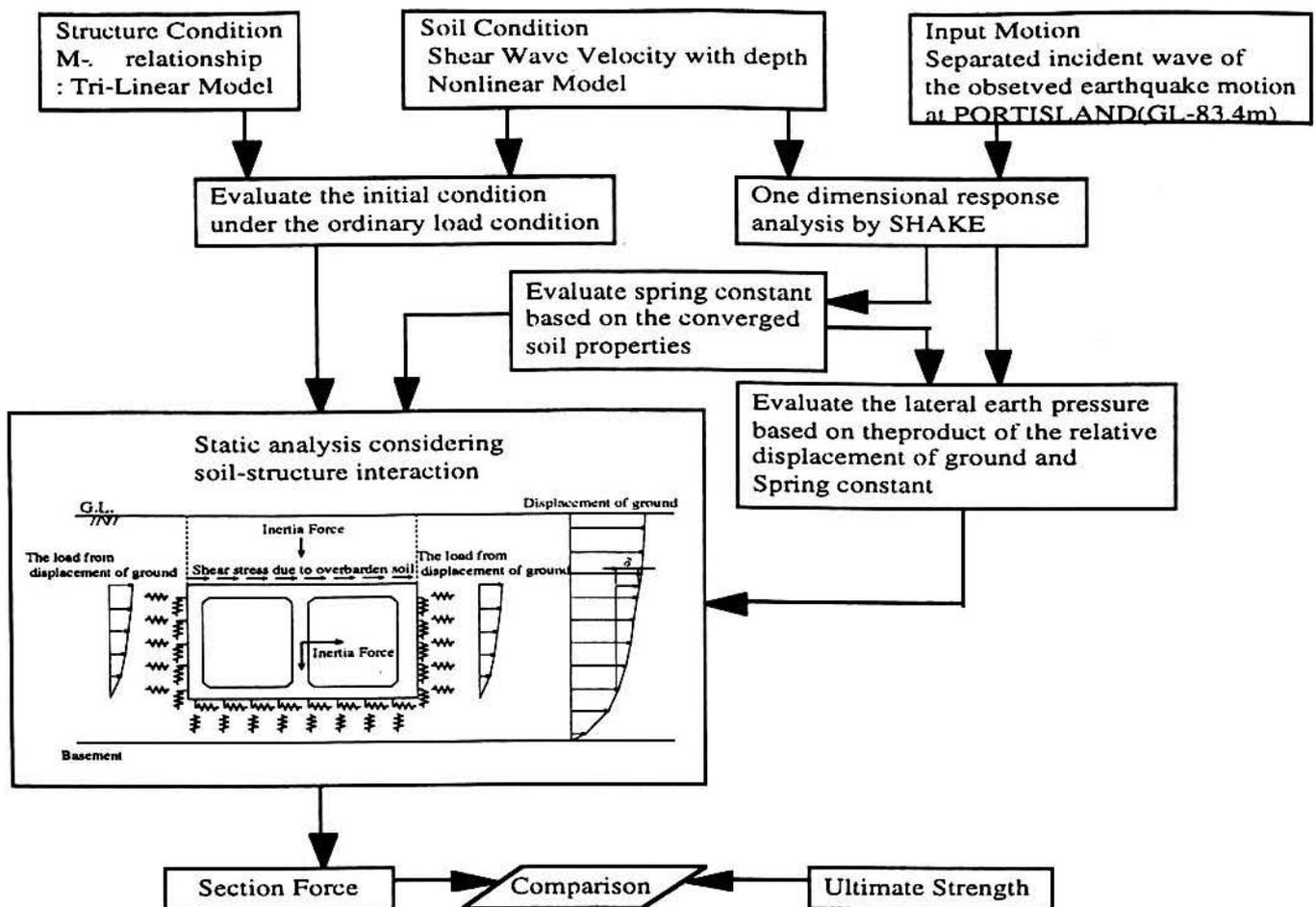


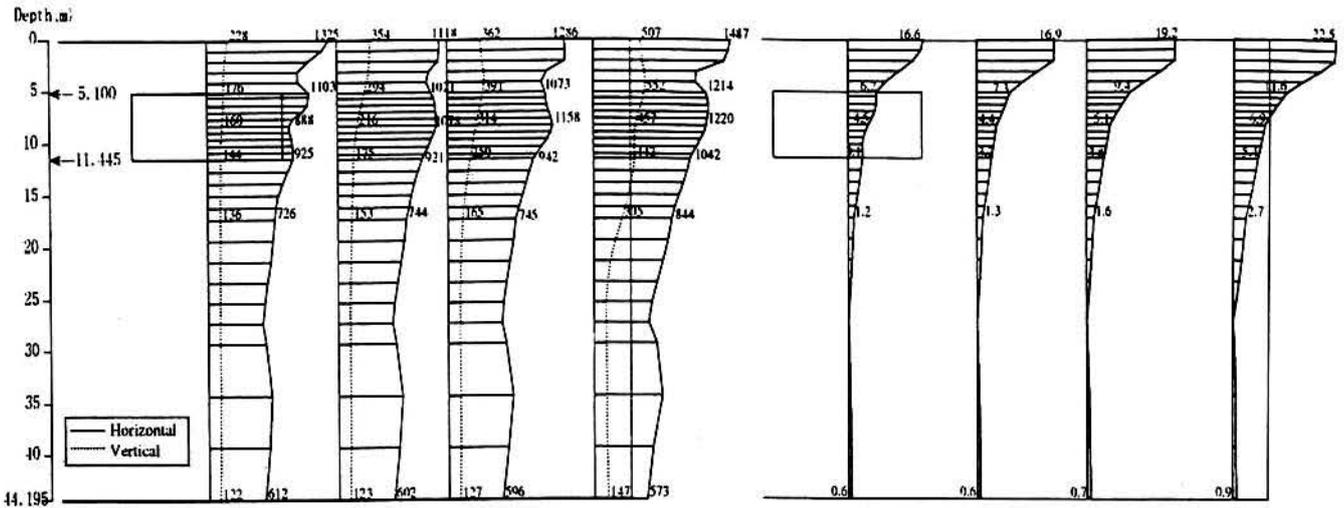
Figure.9 Analytical Flow with respect to the seismic deformation method

3.2 RESULTS

Peak acceleration distributions in both horizontal and vertical directions with depth are shown in Figure.10(a) at a length of 14.15, 26.15 and 42.15 meters from the center of structure. Acceleration at the ground surface is more than 400 cm/s^2 , which correspond to the JMA seismic intensity 7 around this area. These values is 1.4 times larger than the value calculated by SHAKE. Furthermore, Peak relative displacement distribution with depth is shown in Figure.10(b) at the same location with Figure.10(a). The relative displacement between the depth of ceiling slab and that of the base slab at the structure is less than 4.0 cm. This relative displacement is almost 50% to that at the length of 42.5 meters from the center of structure. The relative displacement at the location far from the structure is good agreement with that calculated by SHAKE for the seismic deformation method.

As for the structure response, the comparison of the maximum bending moment M_r distribution calculated by two dimensional analysis to that obtained by the seismic deformation method is shown in Figure.11. M_r at each corner obtained by the two dimensional analysis is extremely larger than that obtained by the seismic deformation method. The difference is caused by that of the member property model.

The comparison of M_r at the corner of each member to the ultimate bending moment M_u calculated by the Standard Specification of Reinforced Concrete (JSCE, 1991) is shown in Table.2. Hence, the ultimate bending moment of center pillar was that at the shear failure obtained by the experimental test. The response value calculated by the 2-dimensional analysis is extremely larger than M_u . the 2-dimensional analysis with equivalent linear method can't evaluate precisely the dynamic behavior up to the failure of the structure, because of not considering non-linear material properties of the members. On the other hand, the values of M_r at the side wall and the base slab calculated by the seismic deformation method are almost the same with M_u . However, the values of M_r at the center pillar and the ceiling slab exceed the M_u at those members. Hence, M_r at the ceiling slab seems to be overestimated because the seismic coefficient 0.45 for evaluating the vertical load as the inertia force of the overburden soil based on the horizontal acceleration by SHAKE is two times larger than that calculated by the 2-dimensional analysis. It is supposed that center pillar was possible to collapse at first just after the bending moment exceed the ultimate bending moment at the shear failure because of the lack of the loading capacity against shear.



a) Maximum Acceleration
 b) Maximum relative displacement
 Figure.10 Maximum response of ground with depth

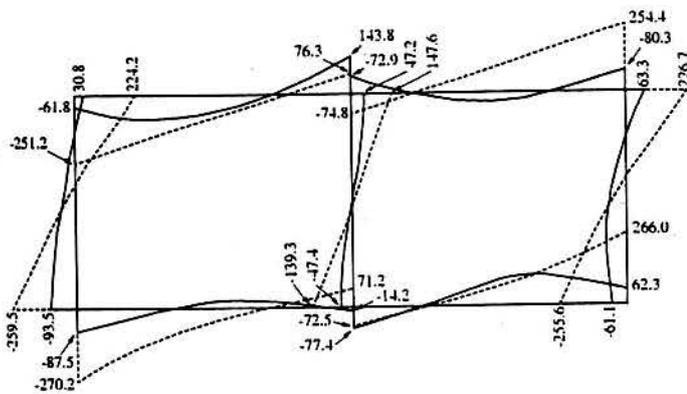


Figure.11 Comparison of the Bending Moment M_r calculated by both procedures. Hence, M_r calculated by 2-D analysis shown in solid line is that when the relative displacement of center pillar between the top and the bottom became maximum

Table.2 The comparison of the ultimate bending moment to the maximum response bending moment

member	Ultimate Bending Moment (tm)	Maximum Response Bending Moment(tm)	
		2-Dimensional Analysis	Seismic Deformation Analysis
Center Pillar	37.0	147.6	47.2
Side Wall	Top	60.8	226.7
	Bottom	91.5	259.5
Ceiling Slab	62.0	254.4	80.3
Base Slab	92.5	270.2	87.5

CONCLUSION

The Daikai station is the first subway structure that completely collapsed due to the earthquake. A detailed reconnaissance survey of the damage was made in order to determine the behavior of the station during the earthquake. Furthermore, the damage mechanism has been verified by the nonlinear analyses. Based on these study, the mechanism of the collapse of the station is concluded to be as follows:

The B2 floor of the station was subjected to a strong horizontal load from the adjacent subsoil, which caused the shear deformation of the box frame structure. In zone A where amount of wall in the transverse direction is small, center columns initially collapsed due to a combination of bending and shear resulting in the shear deformation of the box frame. Furthermore, as a result of the relative displacement between the top and bottom of the columns, additional moment by gravity of the overburden soil also supposed to be influenced resulting in the failure of the column.

REFERENCES

- Committee of Earthquake Engineering J.S.C.E., 1996. *THE 1995 HYOOKEN-NANBU EARTHQUAKE -Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-*, pp.265-295
- J.S.C.E. 1991. Standard Specification for Design and Construction Reinforced Concrete(Part I)
- Kobe City. 1980. *Ground in Kobe* Kobe city
- Yasuda, S. and Yamaguchi. 1985. Dynamic shear modulus obtained in the laboratory and in-situ, Proc. Symposium on Evaluation of Deformation and Strength of Sandy Graves, JSSMFE, pp.115-118
- Railway Research Institute. 1996. *Report with respect to the present seismic resistance design for the new structure*

SURVEY AND RESTORATION OF THE DAIKAI SUBWAY STATION DAMAGED DURING THE 1995 HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

ETUDES ET RÉPARATION DE LA STATION DE MÉTRO DAIKAI ENDOMMAGÉE DURANT LE TREMBLEMENT DE TERRE DE 1995 À HYOGOKEN-NANBU

La station de métro Daikai a été complètement détruite lors du tremblement de terre de 1995 à Hyogoken-nanbu (Kobe), qui est le premier exemple où des structures souterraines ont été endommagées par un tremblement de terre.

L'article décrit le résultat de l'étude détaillée des dommages ; plus de la moitié des piliers se sont complètement effondrés, ce qui a entraîné l'affaissement du plafond et des tassements de plus de 2,5 m en surface de la station. De nombreuses fissures obliques transversales ont pu être observées sur les piliers. On en conclut que la structure a été soumise à une force horizontale importante.

Le mécanisme des dommages a aussi été étudié sur la base d'une réponse dynamique non linéaire. On en conclut que le plafond a cédé à cause d'une résistance insuffisante au cisaillement des piliers centraux.

Un planning suivi avec une bonne coopération du voisinage a rendu possible une réparation rapide de la station. Il a été possible qu'un train traverse la station 7 mois après le tremblement de terre et la station a été réouverte après 5 mois de plus.

Nozomu YOSHIDA
General Manager
Engineering Research Institute
Sato Kogyo Co., Ltd.

Susumu NAKAMURA
Senior Research Engineer
Engineering Research Institute
Sato Kogyo Co., Ltd.

Masahiko IWAFUJI
Deputy Director
Engineering Research Institute
Sato Kogyo Co., Ltd.

Hisashi YOSHIMURA
Senior Adviser
Sato Kogyo Co., Ltd.

SURVEY AND RESTORATION OF THE DAIKAI SUBWAY STATION DAMAGED DURING THE 1995 HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

The Daikai subway station was completely collapsed during the 1995 Hyogoken-nanbu (Kobe) earthquake, which is the first case that underground structure was failed due to earthquake. This report describes the result of the detailed investigation of the damage, analysis made to clarify the mechanism of the failure, and restoration works.

Almost all the center columns of the station were damaged; more than a half columns were completely collapsed, which resulted in the collapse of the ceiling slab, and settlement of the subsoils over

the station by more than 2.5 m at maximum. Many diagonal cracks were also observed on the walls in the transverse direction. Judging from the damage pattern, a strong horizontal force was imposed on the structure from the surrounding subsoils.

Damage mechanism was also investigated based on the nonlinear dynamic response analysis by FEM and nonlinear frame analysis. It is concluded that ceiling slab failed by the lack of the load carrying capacity against shear at center column.

Effort and fully worked-out plan as well as cooperation of the residents made rapid restoration of the station possible. Passing through the station by a train became possible 7 months after the earthquake, and the station began to business just one year after the earthquake.

INTRODUCTION

The Hyogoken-nanbu earthquake of January 17, 1995 caused severe damage to various structures. Among these, damage to the subway was one of the amazing event, because underground structures have been believed to be safe from earthquake effects, and no significant damage has been reported so far. Figure 1 shows the location of the damaged subway and damage patterns. The general damage pattern is damage to columns. As shown in Fig. 1, the Japan Meteorological Agency seismic intensity in this area was evaluated to be 7, which is equivalent to MM seismic intensity scale of 10 or more. The Daikai Subway Station was the most severely damaged structures among the damage in Fig. 1. Center columns completely collapsed and road running above the station settled for more than 2.5 m at maximum.

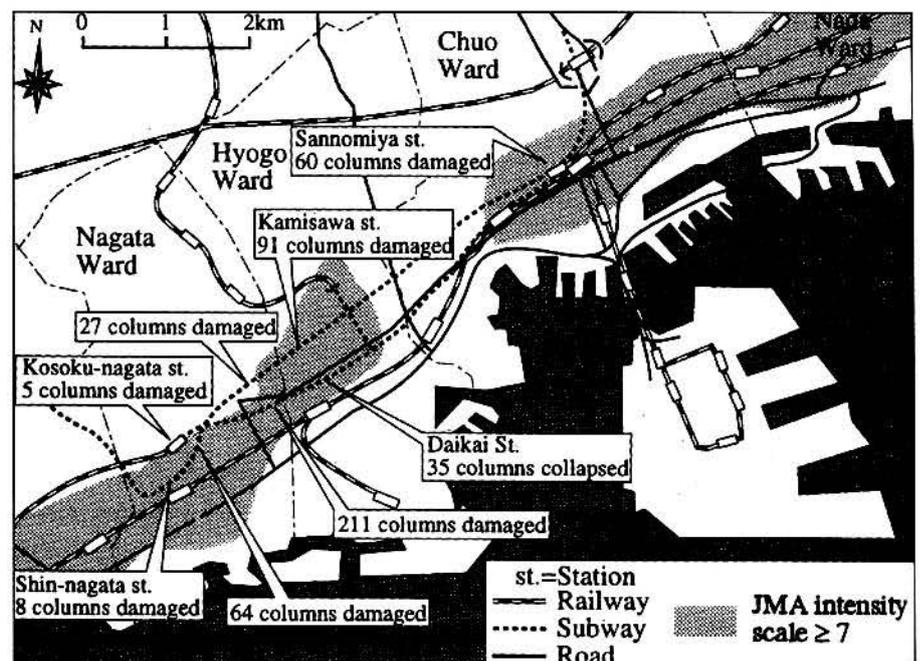


Fig. 1 - Location of damaged subways and damage patterns

In many design specifications for the underground line-shaped structures, earthquake load is not usually considered in the transverse direction. The reason is that the underground structures are supposed to deform with the ground during an earthquake and the apparent unit weight of the structure is so small compared with that of the subsoil that inertia force does not play important role. Looking at the damage to the Daikai subway station, however, earthquake resistance design of underground structures may be reviewed and evaluated from a study of this damage.

In this report, we will describe the result of the detailed survey on the damage to the structures, analytical investigation on the mechanism of the damage, and restoration works of the station.

DESIGN AND CONSTRUCTION OF DAIKAI STATION

The Daikai station was constructed right under the National road no. 28 in 1964 using the cut-and-cover method. Figures 2 and 3 show a plan and cross-section of the station. The station is two stories reinforced concrete underground structure; B2 floor consists of platforms and rail lines and the B1 floor is a concourse with a ticket barrier. The thickness of the overburden soil is about 4.8 m at section 1-1 and 1.9 m at section 2-2 respectively. The B2 floor is mainly a box type frame structure with columns at the center, measuring 17 m wide and 7.17 m high in the outside dimension, and it is 120 m long in the longitudinal direction. The center column is 3.82m high and has a cross-section of 0.4 m x 1.0 m, and the distance between columns is 3.5 m.

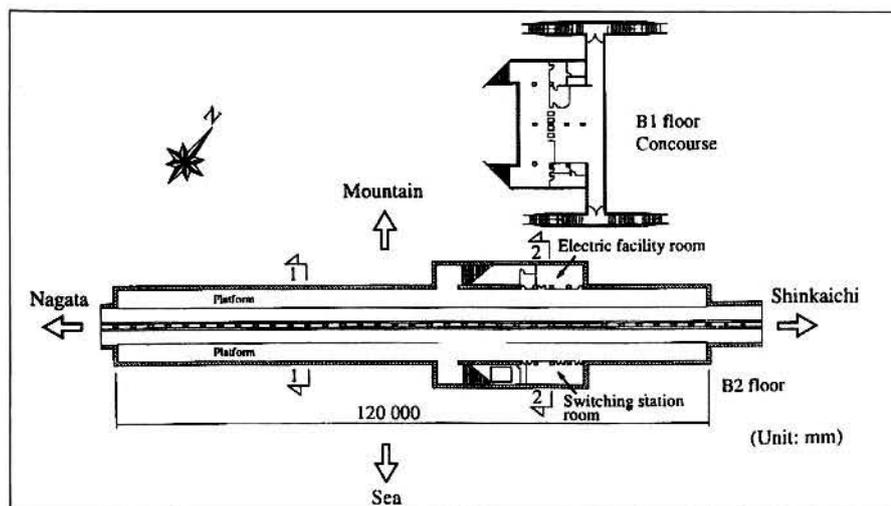


Figure 2 - Plan of Daikai station

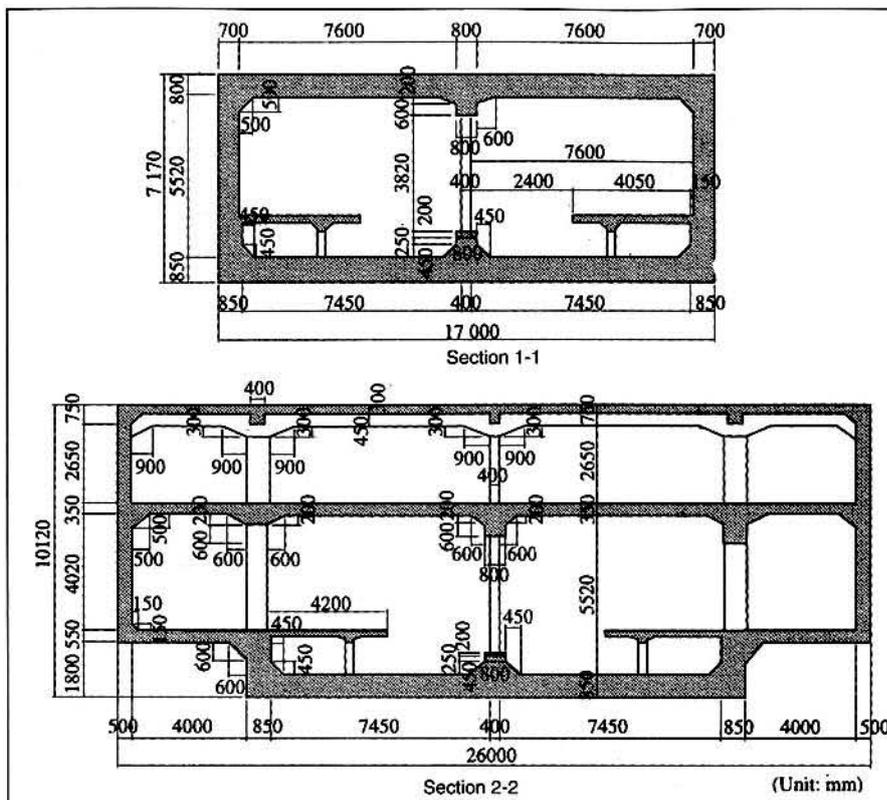


Figure 3 - Typical section of Daikai Station

The frame was designed based on a consideration of the weight of the overburden soil, lateral earth pressure, and weight of the frame under ordinary loading conditions, but the earthquake load was not taken into

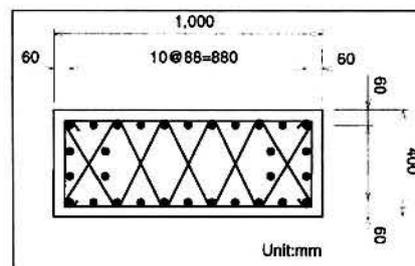


Figure 4 - Reinforcing steel arrangement drawings with respect to center column

account, which was the normal method being used at that time of the design. Round steel bars with diameters from 16 to 25 mm were used as reinforcing for the walls and slabs, and 32 mm diameter bars were used in the center column. A transverse hoop (9 mm diameter) was placed at every 350 mm in the center column. Figure 4 shows the reinforcing steel arrangement of the center column. The allowable axial force was 4439 kN, which was slightly larger than design axial force of 4410kN. Two tests were made after the earthquake in order to evaluate the strength of the concrete. A strength of 37240 kN/m² with standard deviation of 2646 kN/m² was obtained by Schmidt hammer tests. Average compression strengths of the 8 cylindrical specimens taken from the center column was 39690 kN/m².

GEOLOGICAL SETTING AT DAIKAI STATION

The soil profiles by the investigation made after the earthquake in February, 1995 is shown in Fig. 5. The depth of the water table was between 6 and 8 meters. Referring to Kobe city (1980), the depth of the base (SPT-N value > 50) was deep on the west side and subsoil consists of silty or clayey surface soil. The depth becomes shallow toward east; that at the Daikai station site is about

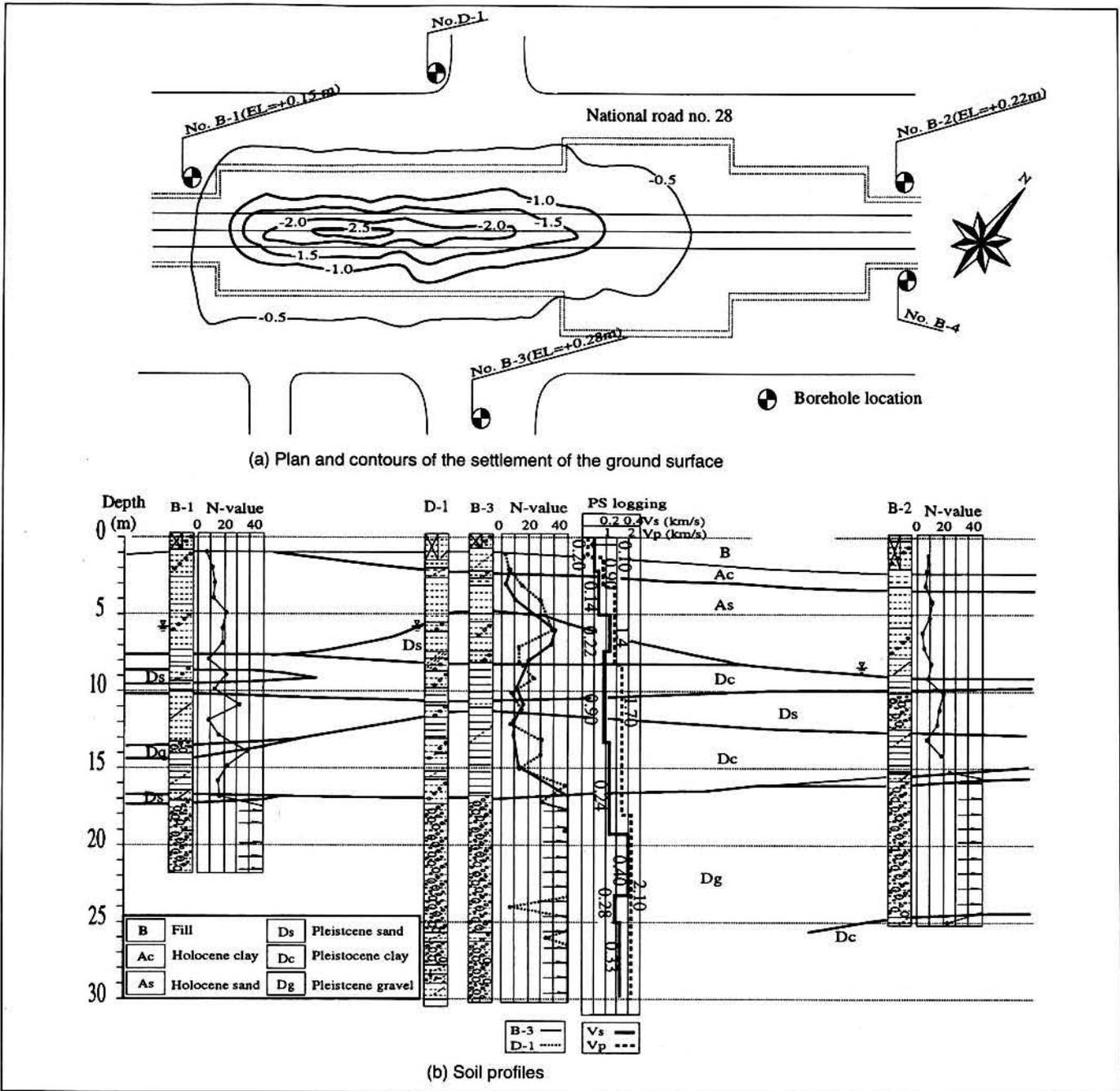


Figure 5 - Settlement of the ground surface (numeral in (a)) and soil profile based on the borehole investigation after the earthquake. Boring No 4 is fill whose SPT-N value is shown in Figure 6

15 m and that at the Shinkaichi station is less than 10 m. In addition, sand becomes more predominant toward east.

Standard penetration and cone penetration tests were made near the structure in order to determine the properties of the fill material. Decomposed granite soil was used as the fill material. Fig. 6 compares SPT N-values with N value computed from the cone penetration tests. The N value of the fill is about 10 at all depths except near the bottom. Figure 7 shows strain dependent characteristics of undisturbed samples of the fill material obtained from dynamic deformation tests. The

test was made under the isotropic initial stress states with confining pressures of 49 and 98 kN/m², and an anisotropic initial stress state with principal stresses of 49 and 29.4 kN/m².

DAMAGE DUE TO EARTHQUAKE

Figure 8 shows schematic diagrams of the damage in the longitudinal direction. The ground of the National road no. 28 for a region 90 m long and 23 m wide gradually settled up to more than 2.5 m maximum (Photo 1). The contour lines of the

settlement of the road surface are shown in Fig. 5, which was measured on January 28. Referring to Figs. 2 and 8, the station can be divided into 3 zones in the longitudinal direction along the station depending on the structural system: zones composed of columns 1-23, columns 24-29, and columns 30-35, which are designated zone A, B and C, respectively, hereafter. Zones A and C are a one story box frame structure whereas zone B has utility rooms adjacent to the platform as well as the B1 floor (concourse).

Damage was the most severe at zone A, in the Nagata side zone. Almost all of the center columns completely

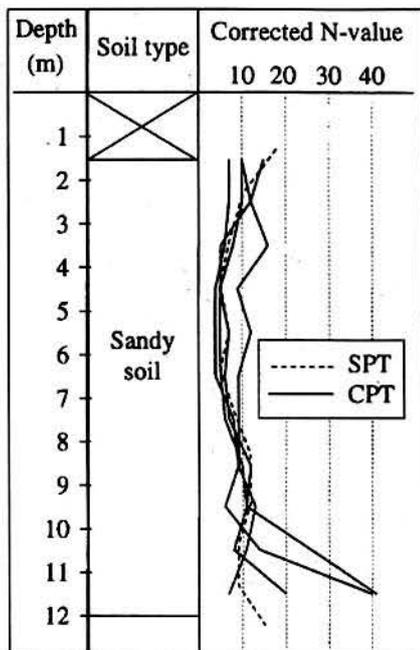


Figure 6 - SPT-N value of fill materials. SPT was conducted at N° 4 site in Fig. 5

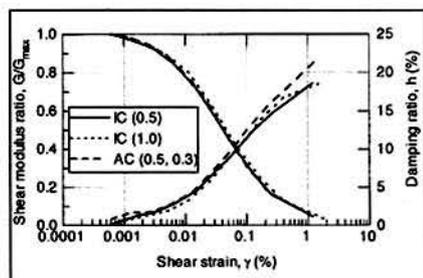


Figure 7 - Strain dependent characteristics of shear modulus and damping ratio obtained from dynamic deformation test on undisturbed samples, where IC denotes isotropically consolidated sample, AC denotes unisotropically consolidated sample, and numbers in the parenthesis are initial effective confining pressure in kgf/cm^2

collapsed and the ceiling slab fell down. As a result, the original box frame structure distorted to an M-shaped section as shown in Fig. 9(a). Typical damage to the center columns is shown in Photos 2 and 3.

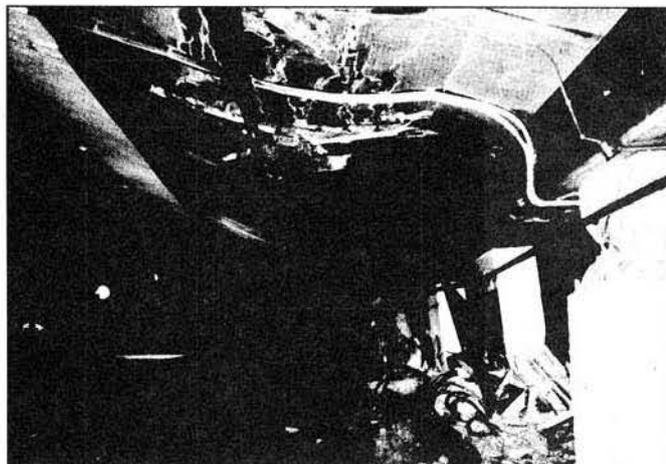


Photo 2 - Collapse of the station in Zone A

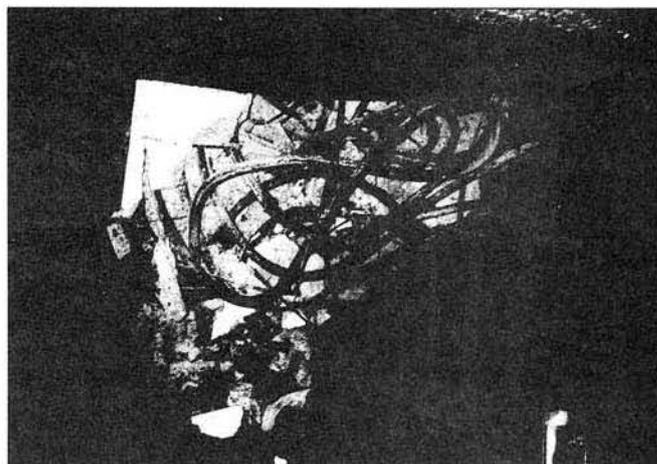


Photo 3 - Collapse of N° 10 column in Zone A



Photo 1 - Settlement of National Road N° 28 that runs above the Daikai Station

The ceiling slab kinks and cracks 150 to 250 mm wide appeared in the longitudinal direction about 2.15 to 2.40 m from the center line of the columns. In addition, the separation of cover concrete was observed over almost the entire area near the haunch. In zone B, as shown in Fig. 9(b), the collapse of the column occurred in the upper portion and reinforcing steel buckled into a symmetrical shape for columns 24 and 25. The upper longitudinal beam connecting the center columns was bent at a point between columns 25 and 26. The small separation of the corner concrete of the center columns is observed at the mountain side of upper portion and at sea side of lower portion, in columns 26, 27 and 28. Although the structural system in zone C was the same as that for zone A, damage was less in zone C compared with that in zone A. Figure 9(c) shows the damage to column 31 where the lower part of the center column is damaged and ceiling slab settled about 5cm.

In the lateral wall, separation of cover concrete was observed near both the top and bottom haunches. According to the investigation of the exterior surface, wide cracks in the longitudinal direction were observed along the intersection with the upper haunch in zone A. Under the platform, a significant separation of cover concrete was observed on the both side lateral walls. There are several walls in the transverse direction: both ends, electric facility room, switching station room, etc. Diagonal cracks typically shown in Fig. 9(d) and Photo 4 were observed in all the walls in the transverse direction.

Based on the observation of the damage to these columns and walls, the mechanism of the damage of the collapsed column in zone A is evaluated to be as follows: 1) Due to strong horizontal force, the member reaches its strength under the combination of bending moment and shear force acting near the end of the column, which resulted in collapse of the end

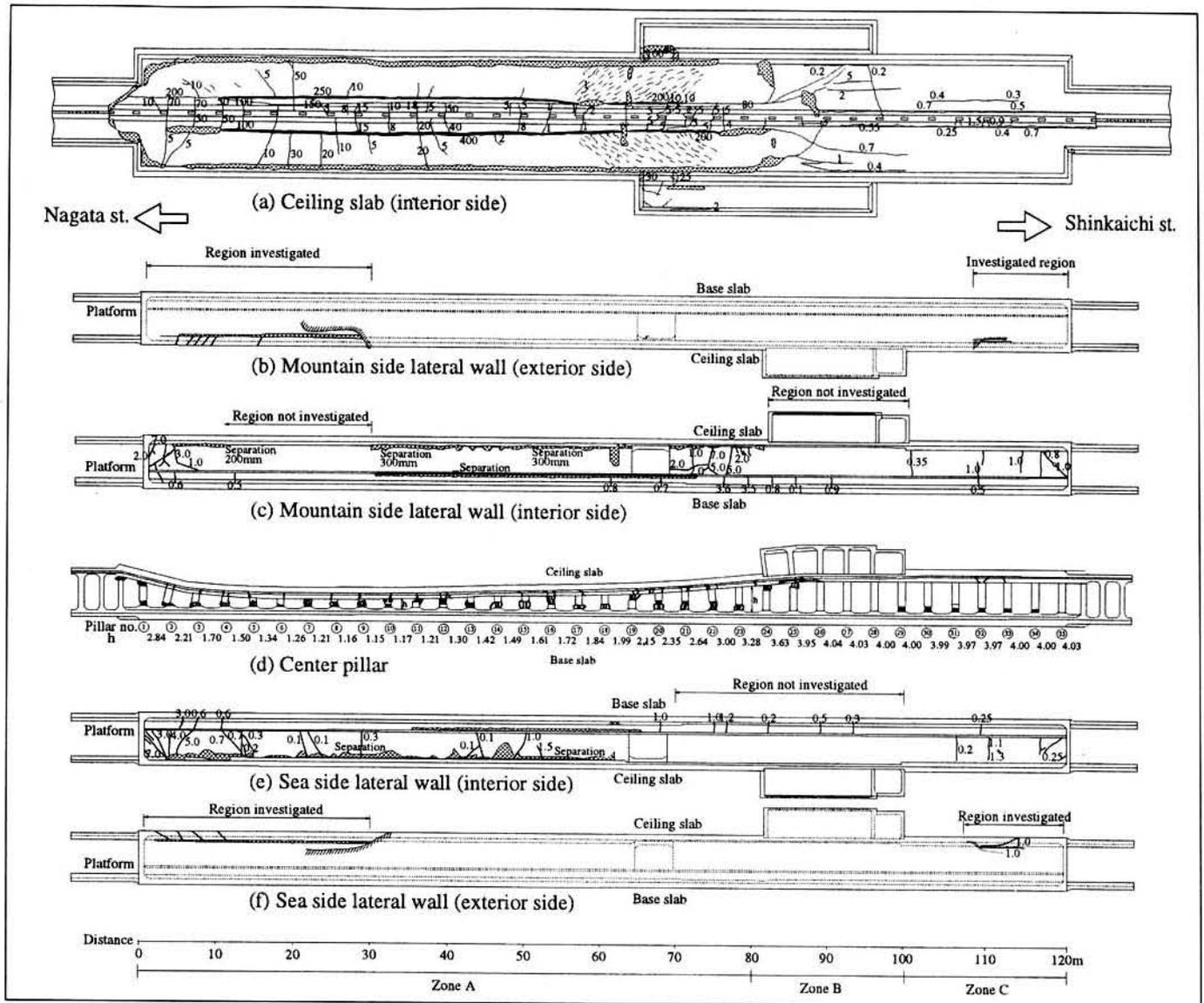


Figure 8 - Schematic figure indicating the damage. Here, h denotes measured clear height in m, circled number denotes column number. Numeral denotes crack width in mm.

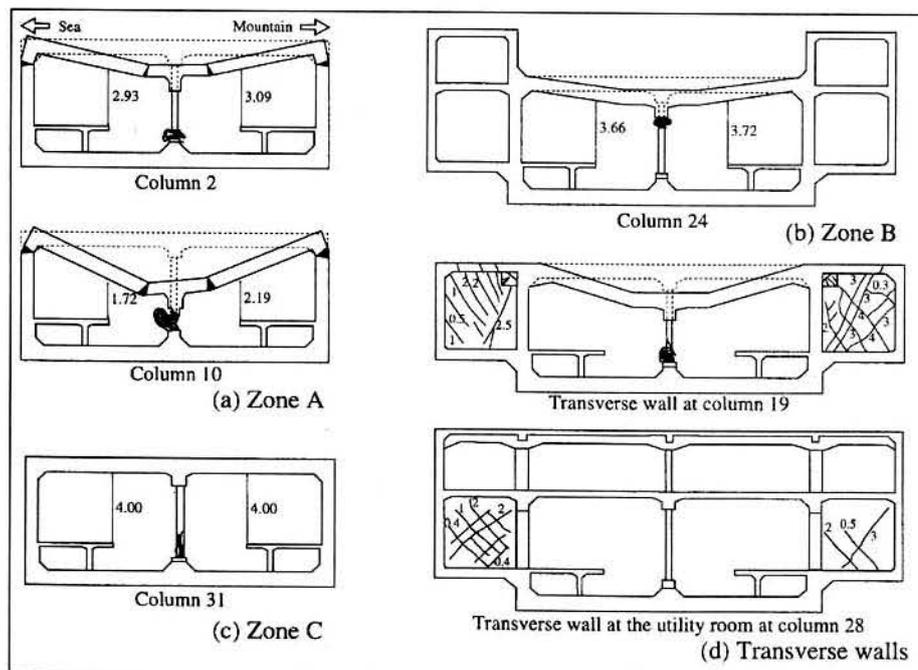


Figure 9 - Schematic figure showing the damage pattern in the transverse direction. Larger numeral is clear height between top slab and platform in m measured after the earthquake, and small numeral is crack width in mm

of the column. 2) The load carrying capacity of the box frame was reduced, and therefore excess relative horizontal displacement occurred.

ANALYTICAL INVESTIGATION

Two step analyses were carried out each of which considered either non-linear behavior of subsoils or that of the structure. At first step, in order to appropriately estimate the dynamic response of the structure during the earthquake, dynamic response analysis of soil-structure system was conducted using two dimensional finite element method considering nonlinearity of soil by equivalent linear method. Based on the behavior of the dynamic response, static nonlinear analysis was conducted to estimate the damage process of the frame. These analyses were conducted on one story box frame in A zone where damage was the most severe.

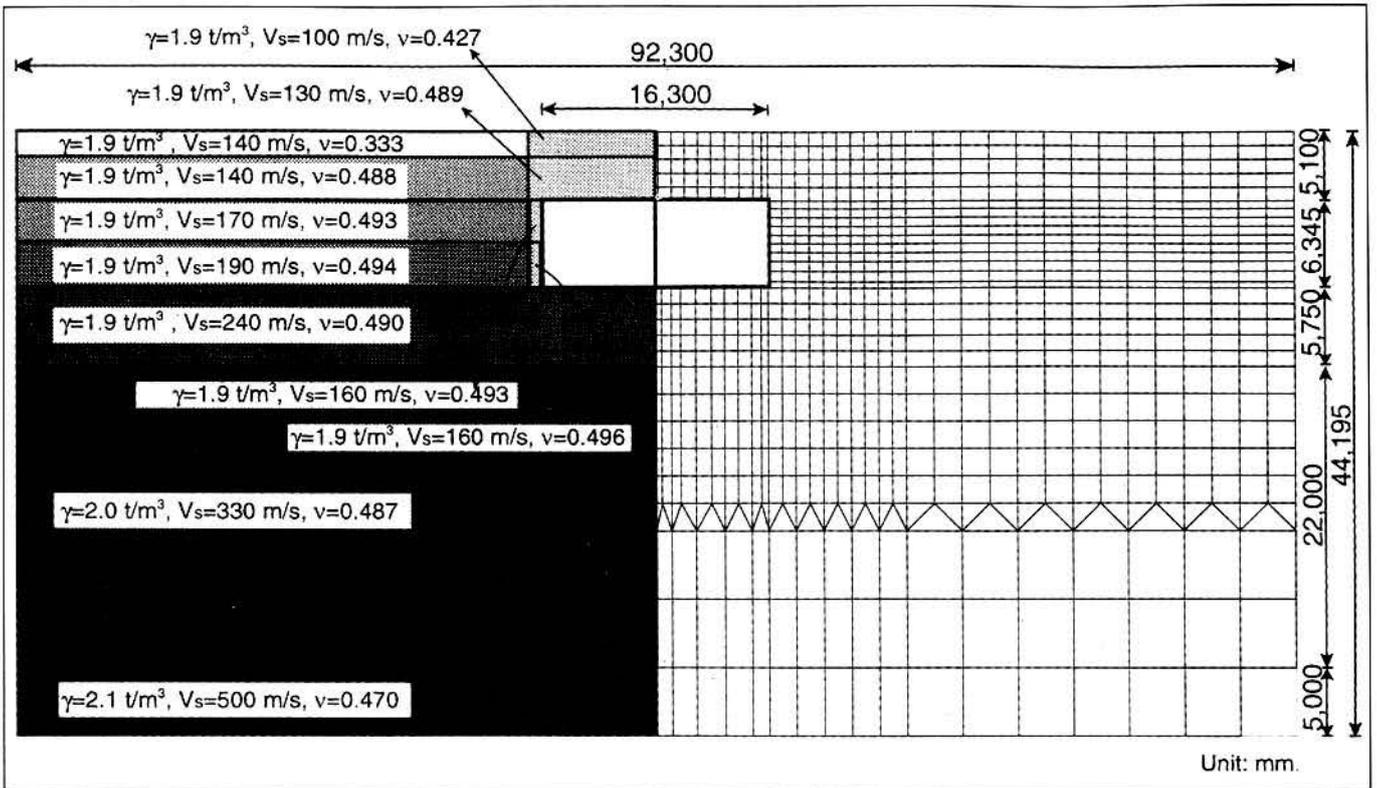


Figure 10 - Soil-structure system used in the dynamic response analysis

DYNAMIC RESPONSE OF STRUCTURE

The analytical code Super-Flush was used. Both horizontal motion and vertical motions observed at KOBE university were applied as input motion. Dynamic response analysis was

first carried out under the horizontal input motion. Then, using converged nonlinear characteristics (shear modulus and Poisson's ratio), dynamic response was calculated by linear analysis under both horizontal and vertical input motion.

Soil-structure model used in the first step analysis is shown in Fig. 10. Energy transmitting boundary and viscous boundary are used along the lateral and base boundaries, respectively. Ground is assumed to be horizontally layered and the depth of base whose shear wave velocity is 500 m/s is about 40 m. Material

property used in the analysis, such as unit weight, initial Poisson's ratio and shear wave velocity, is also shown in Fig. 10. Empirical equation proposed by Yasuda and Yamaguchi (1985) are used as strain dependent characteristics of shear modulus and damping ratio of the subsoil except fill; those shown in Fig. 7 is used for fill material. Structural members are modeled to elastic beam elements considering rigid zone. The rigidity of each member is evaluated by considering the property of both concrete and reinforced bar.

Peak acceleration distributions in both horizontal and vertical directions are shown in Fig. 11 at a length of 14.15, 26.15 and 42.15 meters

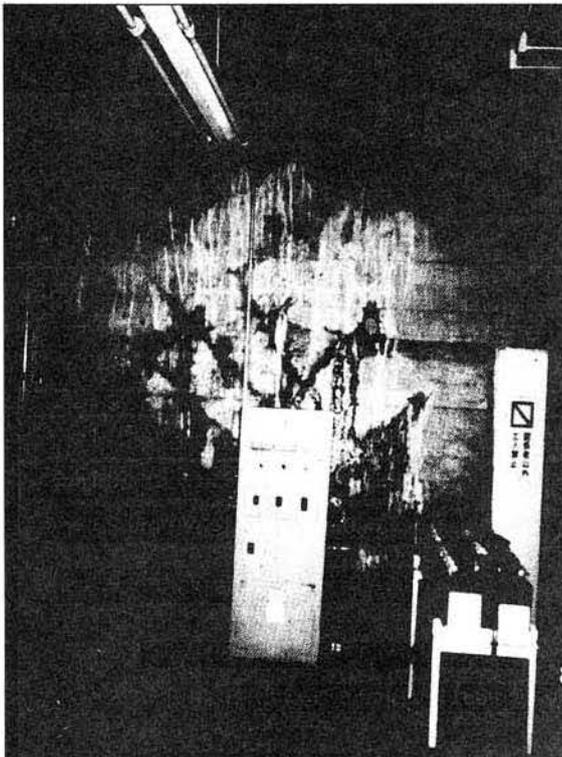


Photo 4 - Cracks in the transverse wall in electric facility room

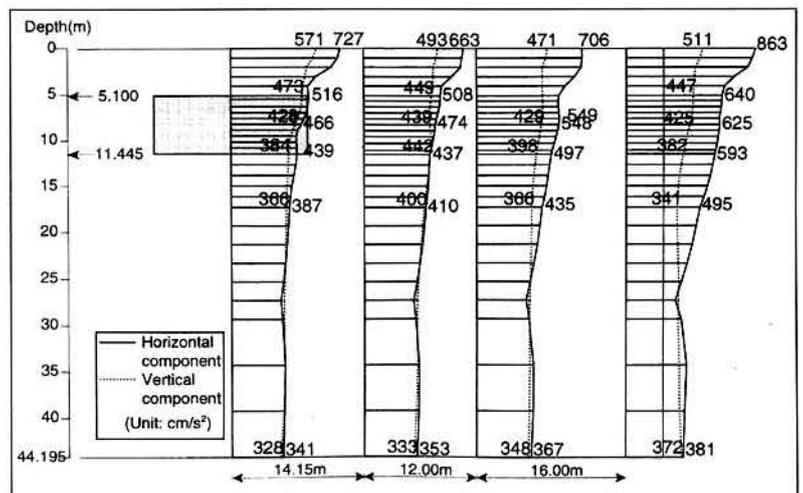


Figure 11 - Peak acceleration distributions

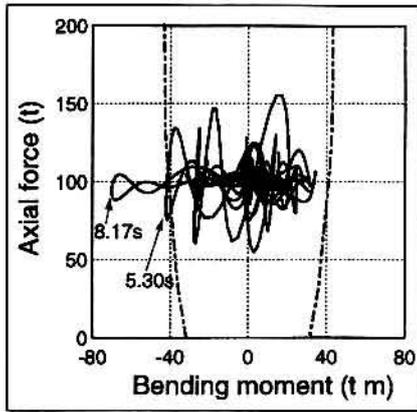


Figure 12 - Bending moment-axial force relationship at the bottom of the center column

from the center of structure. Acceleration at the ground surface is more than 400 cm/s^2 , which correspond to the JMA seismic intensity 7 around this area. The relationship between axial force and bending moment at the bottom of center column is shown in Fig. 12. Here, axial force is the sum of the dynamic response value and initial force under ordinary load condition. In the figure, the ultimate bending moment under given axial force is shown as a chained line. The maximum axial force (sum of forces under ordinary load and increment due to earthquake) is about 1520 kN (13300 kN/m^2), which is high in comparison with the strength of concrete. The ratio of the axial stress to the strength of concrete is about 0.36. Response bending moment at the bottom of the center column exceed the ultimate

bending moment twice, at around 5.3 and 8.13 seconds, respectively. The same tendency is observed at the response of lateral wall, ceiling and base slab. The ductility of the center column is a very small value, 1.3. The ductility is defined as the ratio of the rotational angle of member at the ultimate bending moment to that at the yield of reinforcing bar with respect to the axial force at 5.3 seconds. Therefore, center column was possible to collapse just after the bending moment exceed the yield bending moment. Furthermore, the ratio of the shear strength of center column calculated by the Standard Specification of Reinforced Concrete (JSCE, 1991) to the converted shear force from the ultimate bending moment is less than 1.0. Therefore, center column was also possible to collapse under shear.

DAMAGE PROCESS

One story box frame is modeled as shown in Fig. 13 for the nonlinear analysis. Each member is modeled into a beam element. Moment resisting joint is installed at the ends of each member, which is modeled to be a rotational spring. The spring is modeled to tri-linear model, whose three lines corresponds to the behavior until crack, until yield and from yield to ultimate state, respectively. These behavior were calculated based on the total axial force and dynamic response force. Shear force and axial force obtained by the dynamic response analysis were applied to the location where it occurred as the external loads. Here, forces when the bending moment at the center column first exceed the ultimate moment are employed. They are divided into fifty and applied incrementally. These

overburden soil load and static earth pressure are considered in the initial state.

The relationship between the applied load and the displacement of the ceiling slabs relative to base slab are shown in Fig. 14. The vertical axis (sum of the applied forces) is the normalized by the sum of the final force. Shear failure of center column occurred when the relative displacement was 1.39 cm , just after the yield. Damages more than crack isn't recognized to the other members. After subsequent loading the load, bending combined with compression failure occurred right after the relative displacement and increase to 1.64 cm where normalized load was 0.69. Therefore, failure mechanism of one story box frame in Zone A is that ceiling slab failed the lack of the load carrying capacity of center column.

RESTORATION WORKS

Restoration of the station was planned soon after the earthquake. The basic idea for restoration is as follows:

- 1) Take off the overburden soil
- 2) Demolish the structure except the base slab and bottom of the lateral wall that were not damaged (see Fig. 15).
- 3) Reconstruct the station using the base slab as a structural member.

The new design of the station was based on the "Ad hoc specification on the design for the restoration of railway facilities against the Great Hanshin-Awaji Earthquake Disaster" compiled by the committee of the earthquake resistant design of railway facilities, the Ministry of Transport. The followings are key points for a new design, and the comparison of design criteria between original and new designs is shown in Table 1.

1) The largest earthquake record at the bedrock that was observed during the Hyogoken-nanbu earthquake is used in the earthquake resistant design. The earthquake record obtained at GL-83m at Port Island is identified to satisfy this criteria. The waveform and velocity

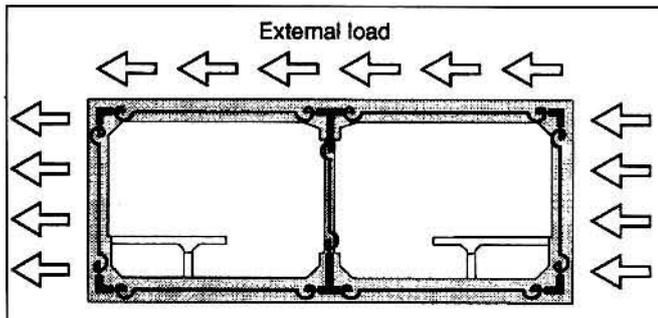


Figure 13 - Structure system used in the static nonlinear analysis

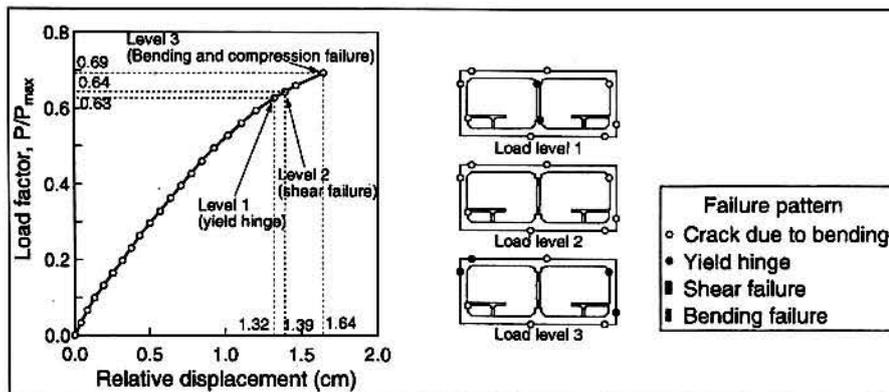


Figure 14 - The relationship between the applied load and the displacement of ceiling relative to base slab

(1) The earthquake is named 1996 Hyogoken-nanbu earthquake. However, when talking to the damage or disaster caused by the earthquake, it is named the Great Hanshin-Awaji Earthquake Disaster, where Hanshin and Awaji are names of area where earthquake damage was the most severe.

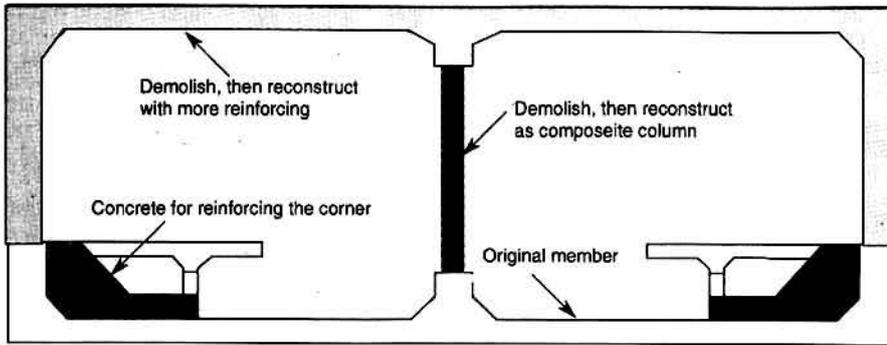


Figure 15 - Plan for reconstruction

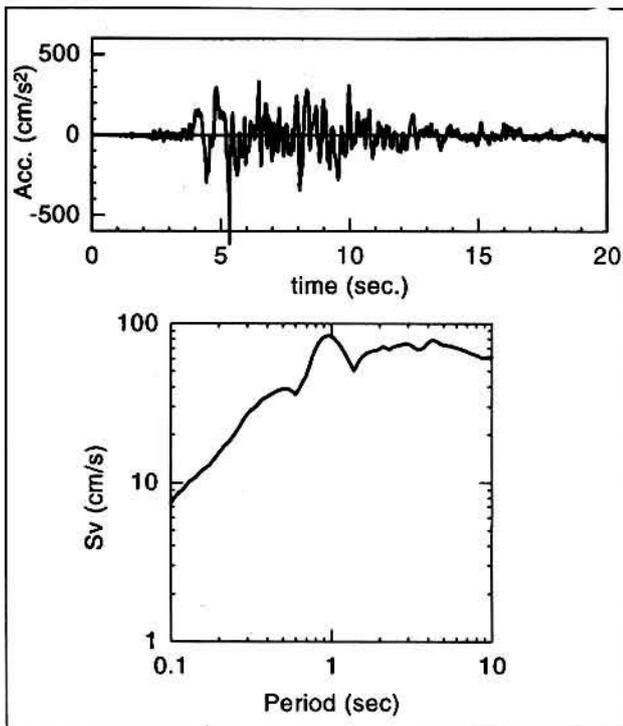


Figure 16 - Acceleration record and velocity response spectra used for new design (NS-component at GL-83m record at Port Island)

response spectrum are shown in Fig. 16.

2) Seismic deformation method is used in analyzing the response of the structure against horizontal ground shaking. Vertical component of the

ground motion is taken into account as vertical static inertia force.

3) Structural members are designed based on the limit state design method. They should be made to have sufficient ductility by designing that shear strength exceeds bending strength.

The relative displacement between the top and bottom slabs are evaluated to be 3.1 cm based on the spectrum shown in Fig. 16(b). Stress distribution under the permanent and earthquake loading is shown in Fig. 17. Here, elastic analysis is conducted because design for the reconstruction was an urgent issue. Non-linear analysis was

conducted later in order to confirm the safety of the design. The safety was also confirmed by the laboratory test; the comparison between original and new design is shown in Fig. 18.

Item	Original design	New design
Design	Ordinary load	Allowable stress method
Method	earthquake load	Not considered
Load	Earth pressure	Active pressure (K=0.33)
	Unit weight of soil	Above the water table: 1.6t/m ³ Below the water table: 2.0 t/m ³
	Earthquake	Not considered
Material	Design strength of concrete	Center column 240kgf/cm ² Others 210kgf/cm ²
	Reinforcing bar	Round bar (SS41:σ _v =24kgf/mm ²)
Analytical method	Slope deflection method	Deformation method

Table 1 - Comparison of design criteria between original and new design

Figure 19 shows details of the center column. A new center column is composed of three composite columns. Rectangular steel tube with external width of 450 mm was used in order to carry shear stress. It was also used as a form in order to reduce the reconstruction duration.

Rapid restoration was one of the main interest, which requires large space for demolishing and reconstruction of the structure, underground wall was first made exterior of the station. In order to satisfy the requirement, soil mixing wall method in corporation with ground earth anchor was employed. Excavation works could be finished with a duration of about 2 months.

Demolition of this types of large scaled structure in the city area may be also a first experience in Japan. It may create large vibration and noise. In order to reduce it, middle size breaker was used. In addition, cooperation of the residence nearby, the demolition work can be done until 10 p.m. Because of these effort, demolition of the structure could be finished for about 1 month. Photo 5 shows typical demolish process.

The station, with 120 m long, was separated into 6 blocks each of which is 20 m long at the time of reconstruction. Reconstruction of the new station was started at the sections where excavation and demolition had finished. The center columns were first constructed, then lateral walls were made. More than 200 workers were employed in this process. As described, since the reconstruction work can be done till late at night, reconstruction of the station, which used 400 tons of reinforcing bar and 2450 m³ of concrete, could be finished within about 1 month.

All the effort was made for rapid restoration, as described above. As a result, a train could pass through the station on August 13, 1995. Platform and other facilities were made after that. The new station was opened to use just one year after the earthquake, January 17, 1996.

CONCLUSION

The Daikai station is the first subway structure that completely collapsed due to the earthquake. A detailed reconnaissance survey of the damage was made in order to grasp the behavior of the station during the earthquake. Furthermore, the damage mechanism was verified by the non-linear analyses. Based on these

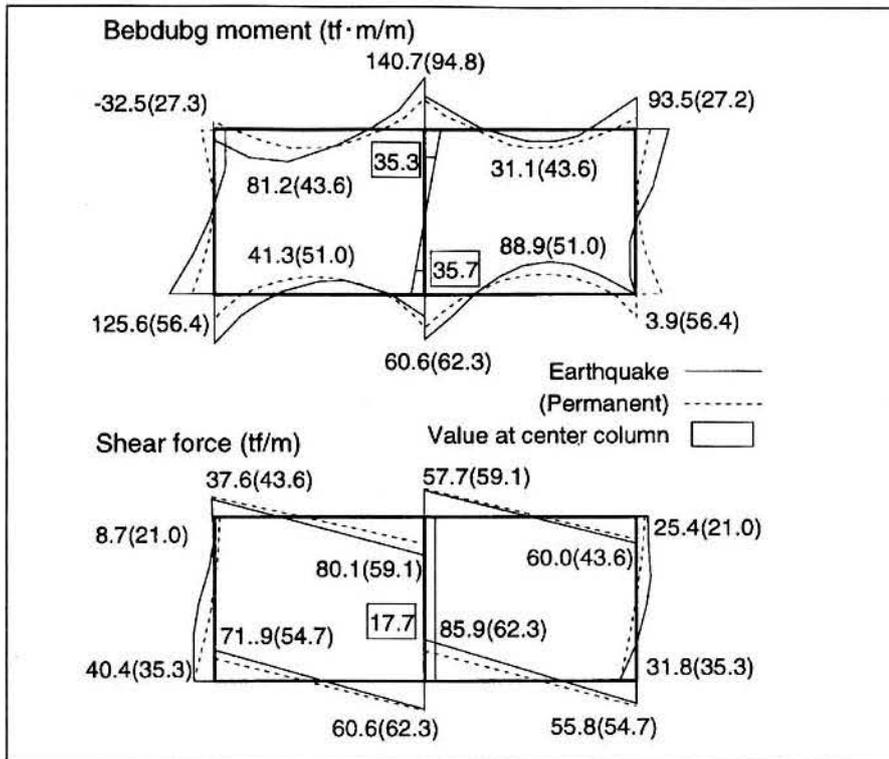


Figure 17 - Stress distribution of the typical section subjected to both permanent and earthquake load

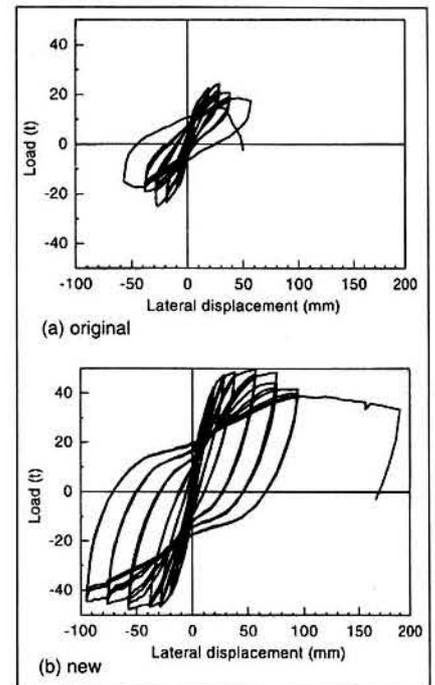


Figure 18 - Load-displacement relationships of the center column obtained by laboratory test. A column with cross-section of 40 cm x 40 cm (same depth, 1/3 width) is tested. The new column is 2 times strong and several times ductile compared with original center column.

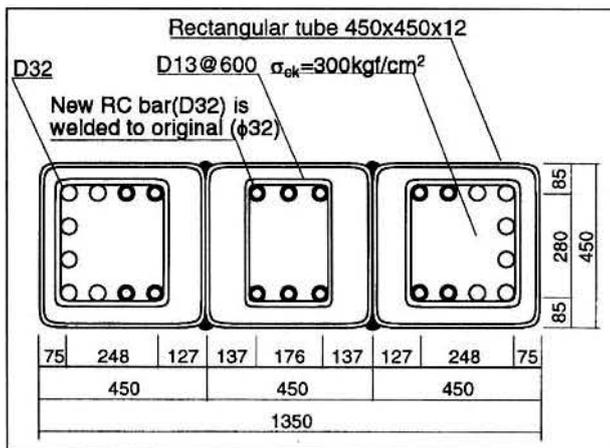


Figure 19 - Details of the new design of the center column

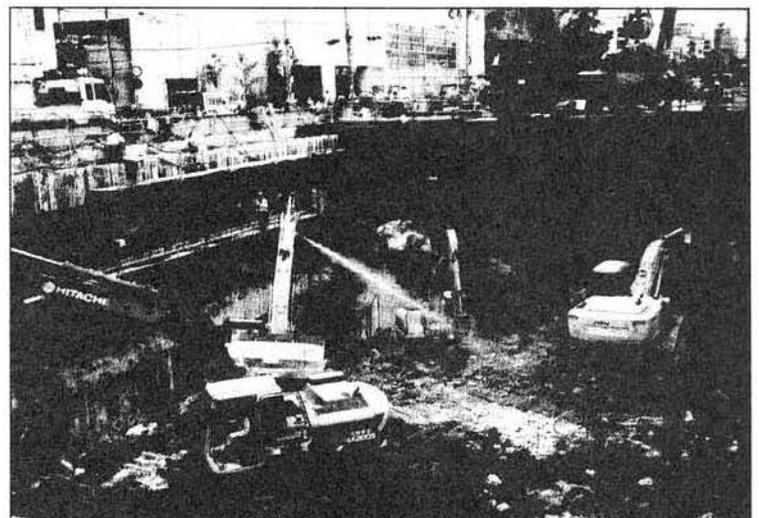


Photo 5 - Restoration work. Left side is diaphragm wall. Collapsed frame is seen in the right

study, the mechanism of the collapse of the station is concluded to be as follows:

The B2 floor of the station was subjected to a strong horizontal load from the adjacent subsoil which caused deformation of the box frame structure. In zone A where amount of wall in the transverse direction is small center columns initially collapsed due to a combination of bending and shear resulting in the deformation of the box frame. Then, as a result of the relative displacement between the top and bottom of the columns, additional moment by gravity of the overburden soil became predominant resulting in the failure

of the column. Since the walls in the transverse direction carry most of the horizontal force in zones B and C, damage to columns was much smaller compared with that in zone A. Instead, many diagonal cracks appeared on the walls in the transverse direction, such as walls at both ends of the station and walls in the utility rooms.

Effort was made for rapid restoration. Passing of a train through the station became possible for about 7 months after the earthquake and the new Daikai Station opened business just 1 year after the quake.

REFERENCES

- JSCE** (1991). Standard Specification of Reinforced Concrete, Japan Society of Civil Engineering
- Kobe City** (1980). Ground in Kobe, Kobe city
- Yasuda, S. and Yamaguchi** (1985). Dynamic shear modulus obtained in the laboratory and in-situ, Proc. Symposium on Evaluation of Deformation and Strength of Sandy Graves, JSSMFE, pp.115-118