

# 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<sup>1</sup>・梅原俊夫<sup>2</sup>・青木一二三<sup>3</sup>・中村 晋<sup>4</sup>・江寄順一<sup>5</sup>・末富岩雄<sup>6</sup>

<sup>1</sup> 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)

<sup>2</sup> 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)

<sup>3</sup> 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)

<sup>4</sup> 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)

<sup>5</sup> 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)

<sup>6</sup> 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<sup>1)</sup>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<sup>2)~4)</sup>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<sup>1)</sup>され、共同溝設計指針<sup>5)</sup>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<sup>6)</sup>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

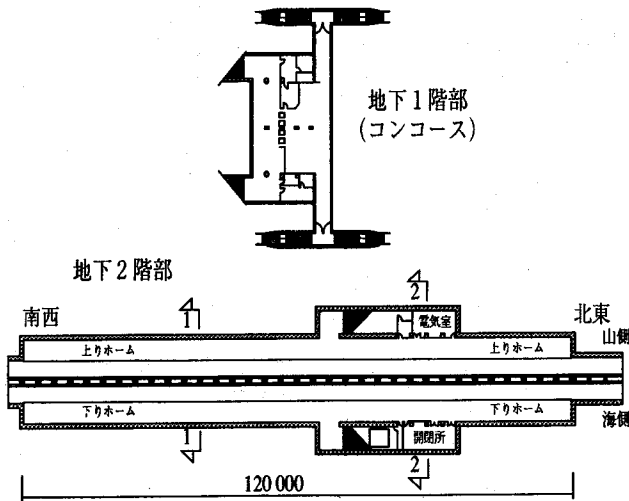


図-1 大開駅平面

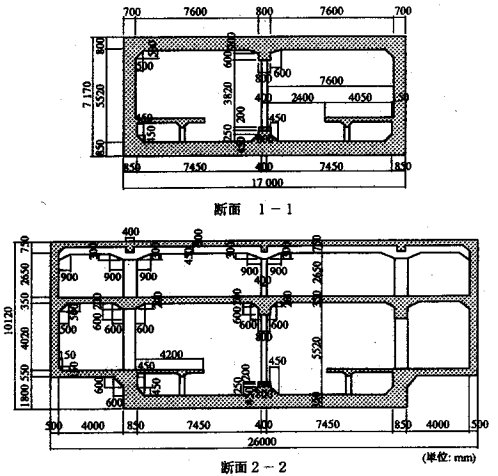


図-2 代表断面

合が多いとの指摘<sup>7)</sup>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<sup>8),9)</sup>。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<sup>10)</sup>。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<sup>11)</sup>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。

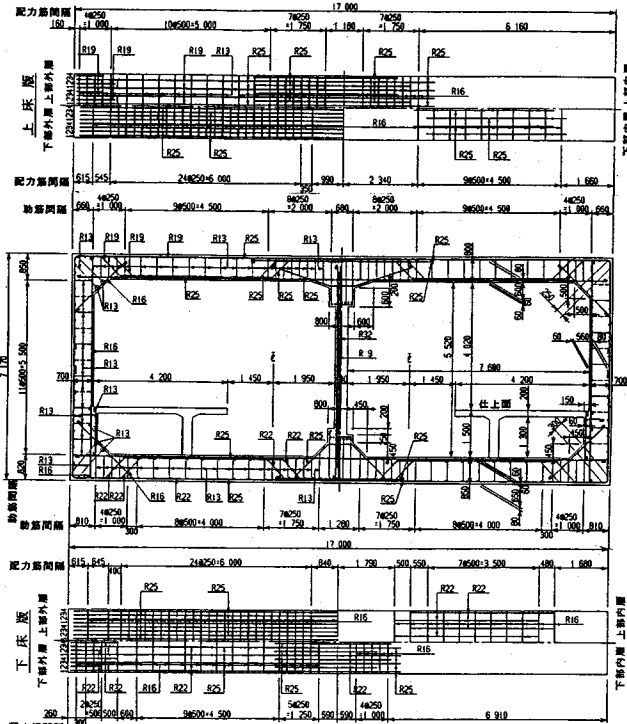
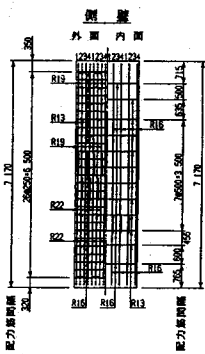
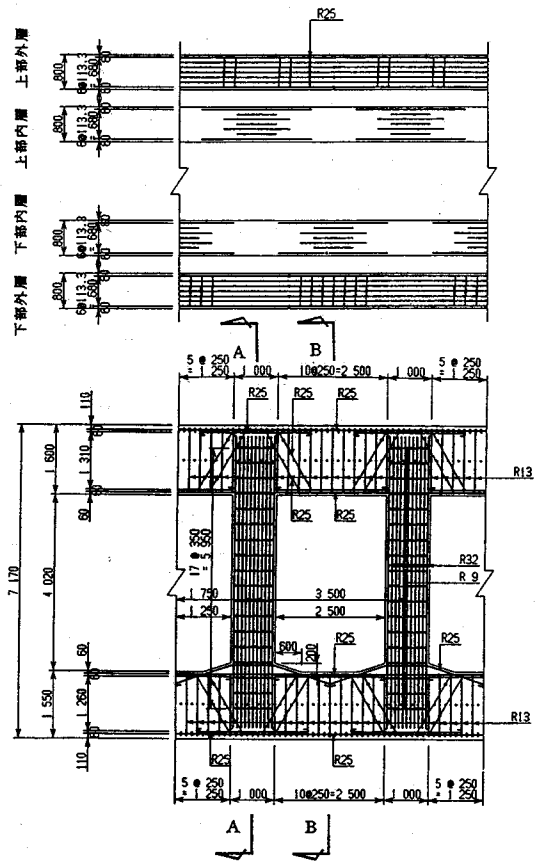
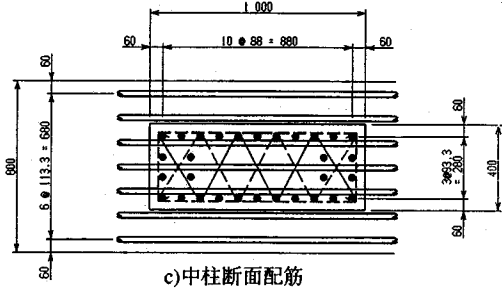
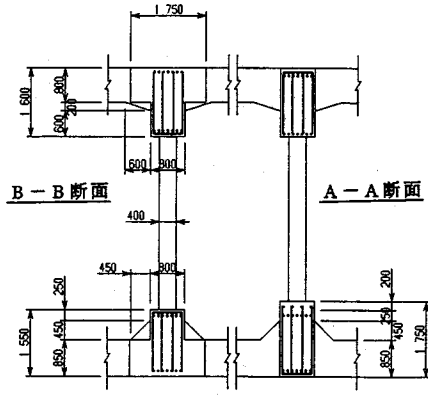
ここでは、被害状況、配筋や強度等の構造特性、地盤特性および兵庫県南部地震における地震動特性を示す。

### (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



b) 駅部断面配筋

a) 駅部縦断配筋

図-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 <sup>2</sup> )	実強度 (標準偏差) (kg/cm <sup>2</sup> )
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)	

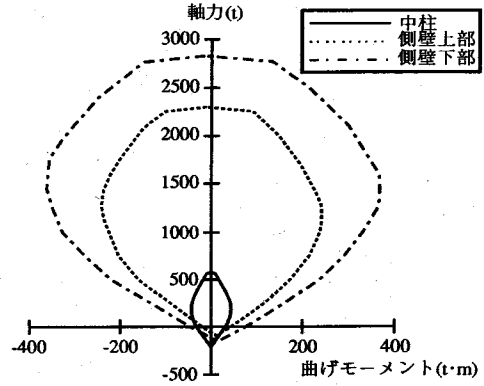


図-4 中柱,側壁の終局曲げモーメントと軸力の関係

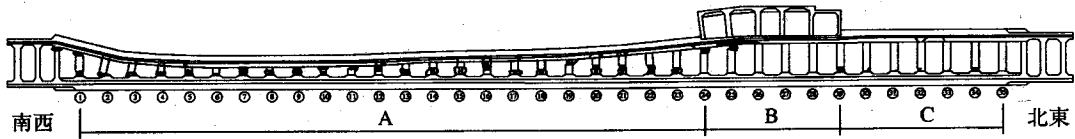


図-5 大開駅縦断方向の被害状況

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/cm<sup>2</sup>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Mu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ら<sup>2)</sup>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/cm<sup>2</sup>(=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、建造物の被害の内、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。

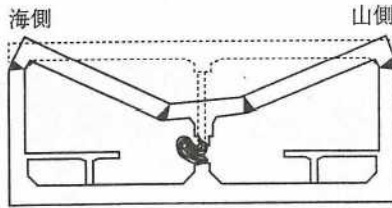


図-6 中柱(No.10)の破壊状況

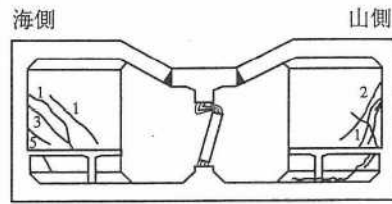


図-7 妻壁のひび割れ状況



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

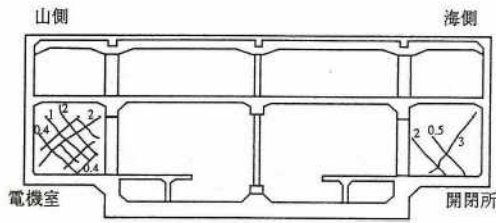


図-8 電気室・開閉所のひび割れ状況

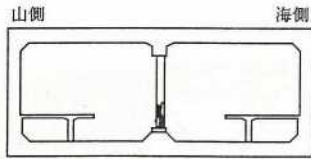


図-9 中柱(No.31)の破壊状況

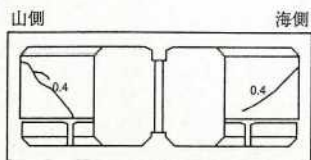


図-10 妻壁のひび割れ状況



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フォーム端の妻壁などに支えられた正方

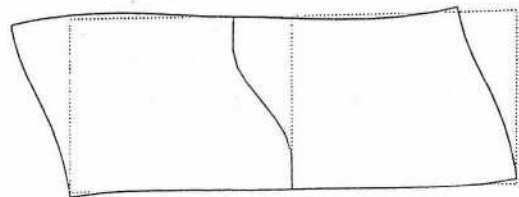


図-11 構造物の変形(実線:地震時,破線:地震前)

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

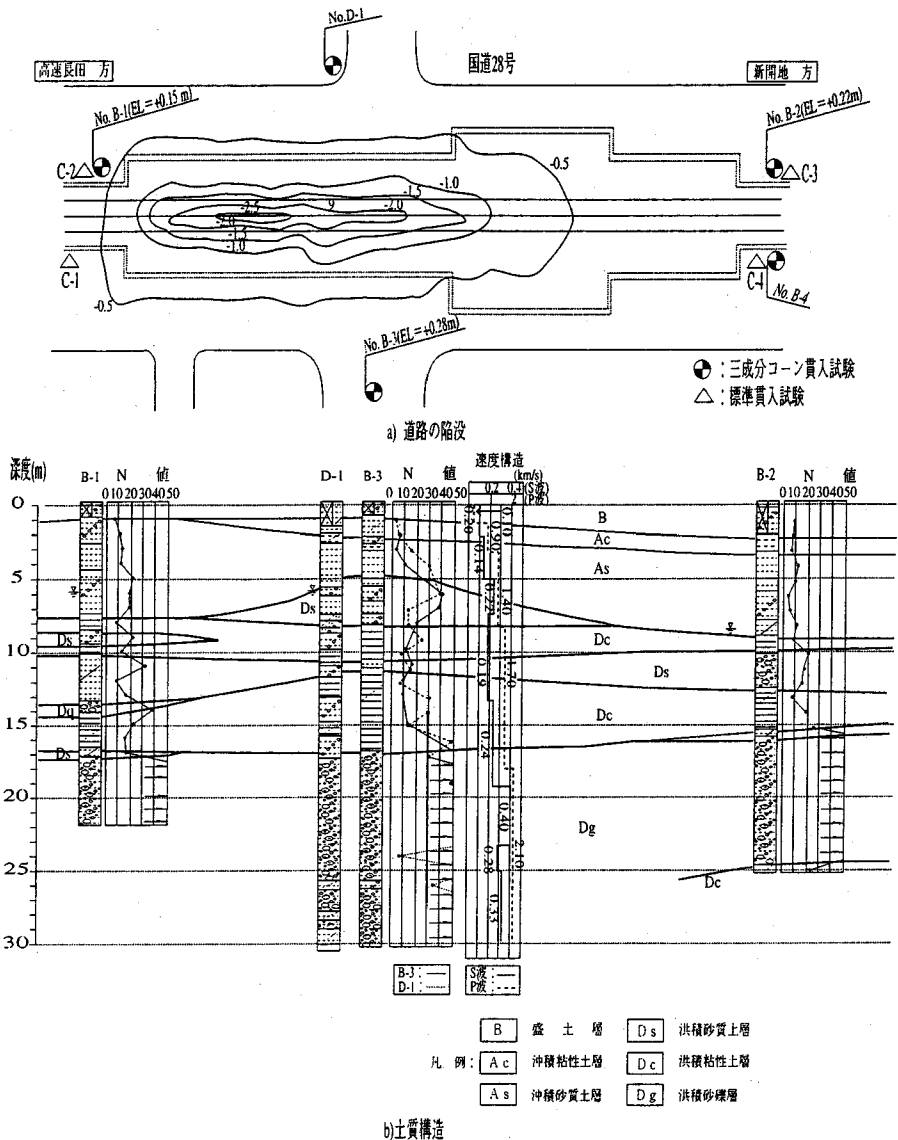


図-12 道路の陥没および土質構造

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

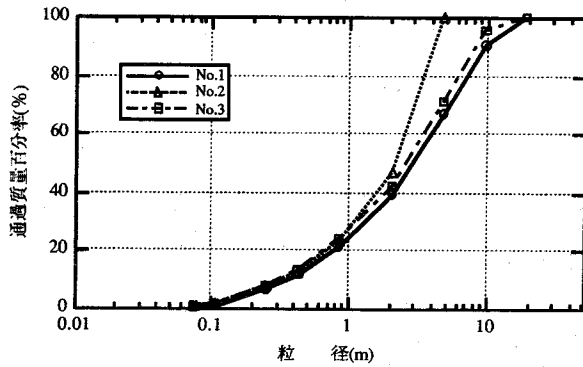


図-13 埋め戻し土の粒度特性

(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/cm<sup>3</sup>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/cm<sup>3</sup>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/cm<sup>2</sup>、異方圧密下での拘束圧0.5kgf/cm<sup>2</sup>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。また、

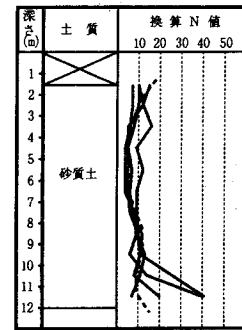


図-14 標準貫入試験,三成分コーン貫入試験によるN値(実線);三成分コーン貫入試験,破線;標準貫入試験)

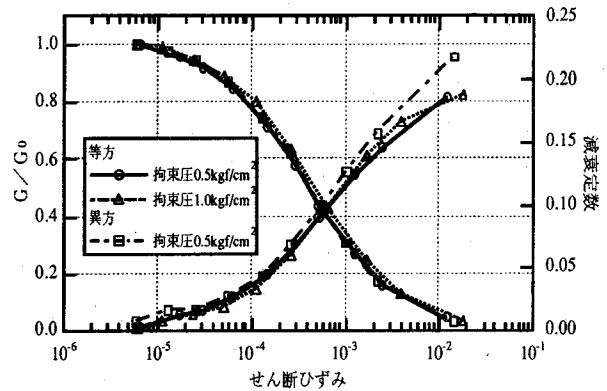


図-15 埋め戻し土の動的変形特性

拘束圧に応じた低ひずみレベルのせん断剛性は0.5kgf/cm<sup>2</sup>で3.56×10<sup>2</sup>kgf/cm<sup>2</sup>、1.0kgf/cm<sup>2</sup>で5.85×10<sup>2</sup>kgf/cm<sup>2</sup>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<sup>13)</sup>。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程度の大阪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



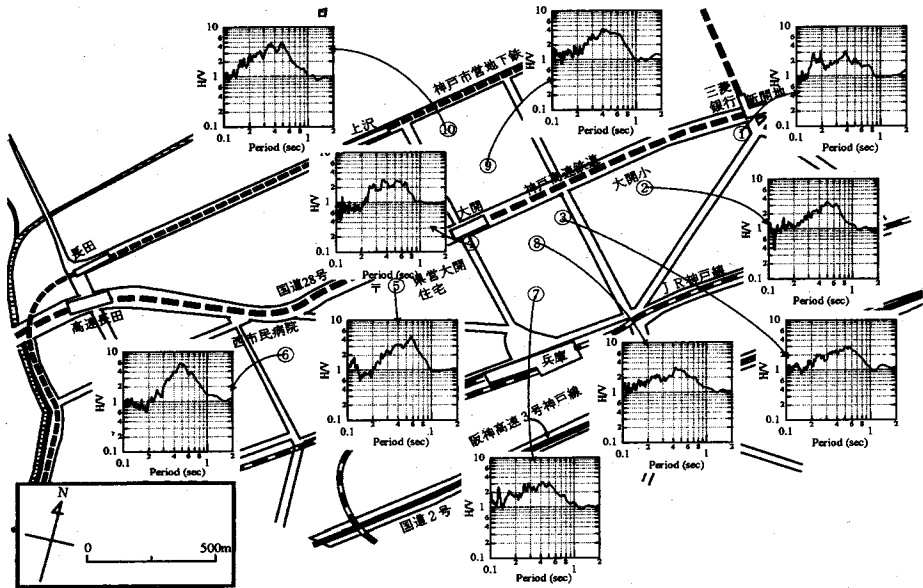


図-16 大開駅周辺における常時微動特性(H/Vスペクトル)

表-2 地盤モデル

層	層厚(m)	単位体積重量(t/m <sup>3</sup> )	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

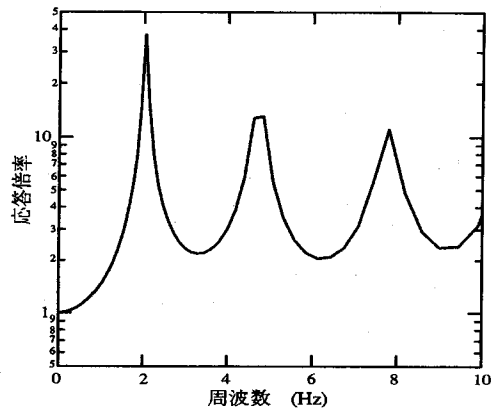


図-17 地盤の伝達関数

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<sup>14)</sup>(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

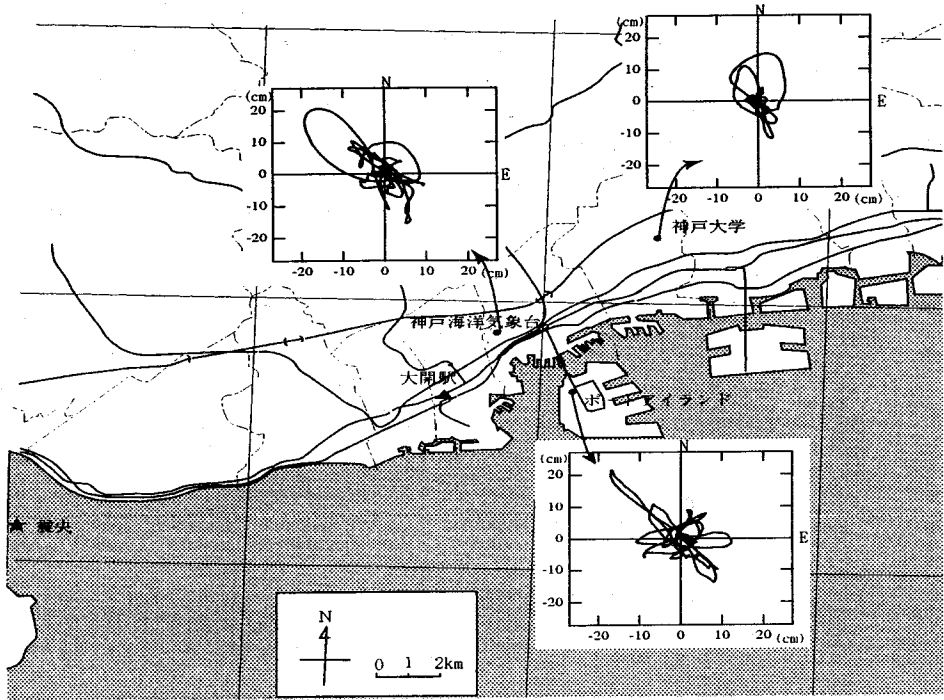


図-18 変位軌跡(単位: cm)

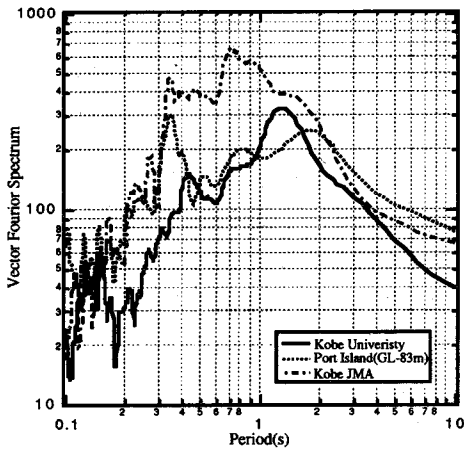


図-19 ベクトルフーリエスペクトル

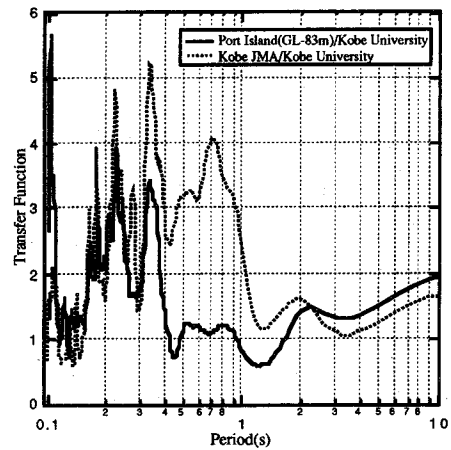


図-20 神戸大学に対する他2地点のスペクトル比

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<sup>15)</sup>(ベクトルスペクトル<sup>16)</sup>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。このよう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<sup>11)</sup>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ポ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<sup>17)</sup>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ポ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

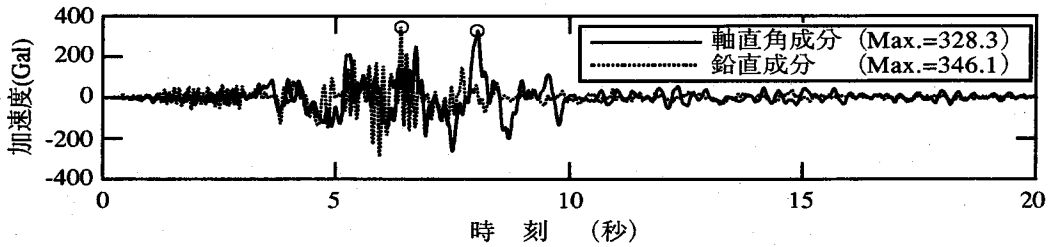


図-21 入力地震動

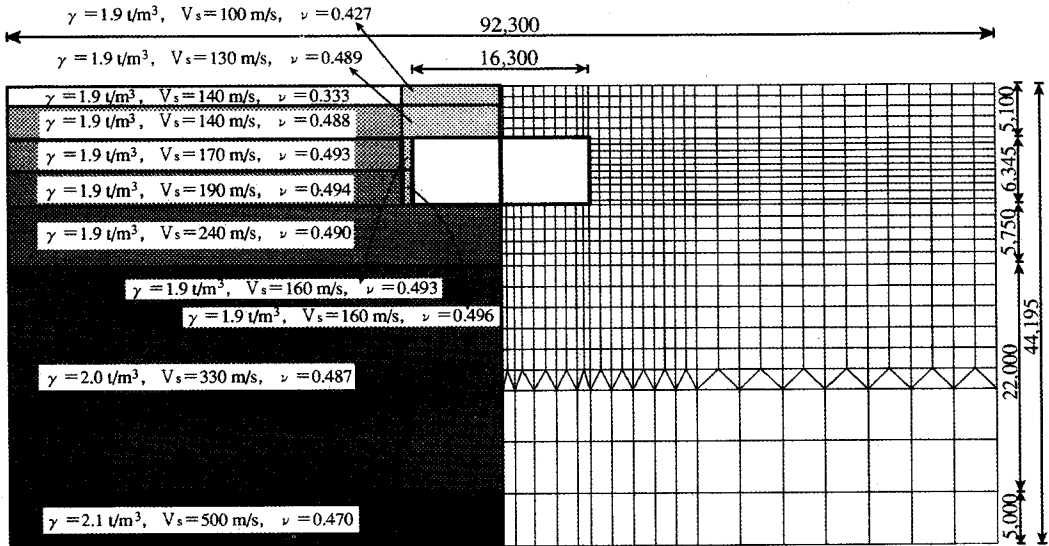


図-22 解析地盤モデル

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的大変位振幅の大きなpS変換波成分<sup>18)</sup>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

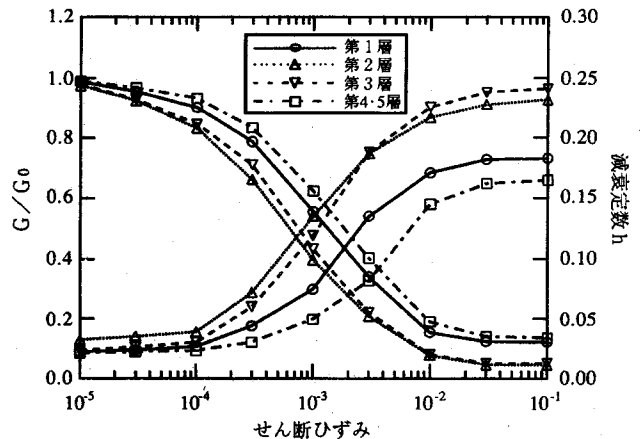


図-23 各層の動的変形特性

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、

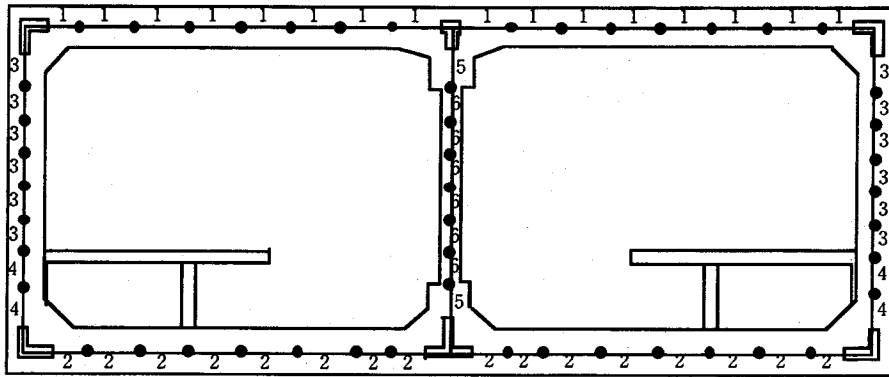


図-24 構造モデル

表-4 各構造部材の定数

部材	部材厚(m)	換算断面面積 A(m <sup>2</sup> )	有効せん断面積 A/1.2(m <sup>2</sup> )	断面二次モーメント I(m <sup>4</sup> )	単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )	せん断弾性定数G(t/m <sup>2</sup> )	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 <sup>6</sup>	0.2	0.05
下床版	2	0.85	0.91	0.76	0.0583	2.40	1.27×10 <sup>6</sup>	0.2	0.05
側壁	3	0.70	0.72	0.60	0.0302	2.40	1.27×10 <sup>6</sup>	0.2	0.05
	4	0.85	0.88	0.73	0.0549	2.40	1.27×10 <sup>6</sup>	0.2	0.05
中柱	5	0.80	0.84	0.70	0.0442	2.40	1.27×10 <sup>6</sup>	0.2	0.05
	6	0.40	0.16	0.13	0.00224	2.40	1.27×10 <sup>6</sup>	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<sup>19)</sup>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<sup>20)</sup>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

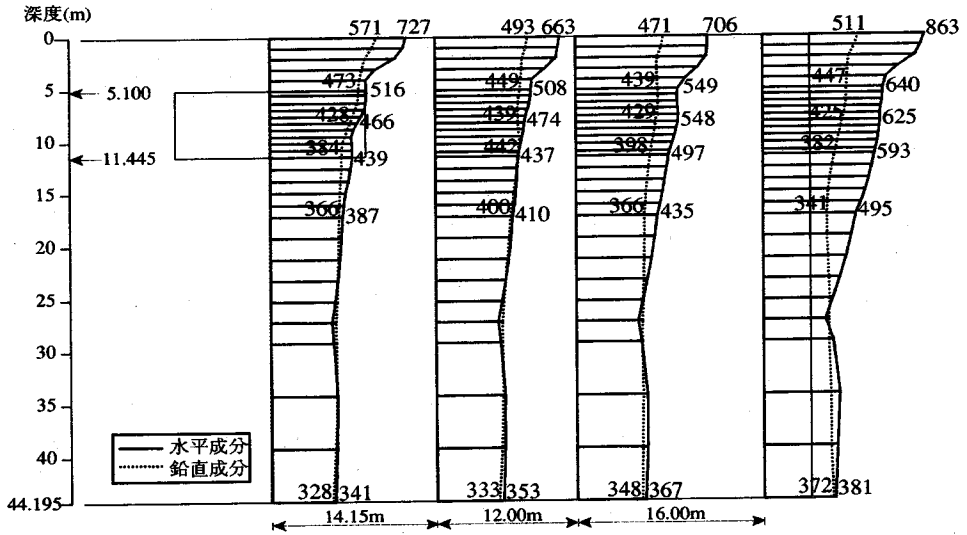


図-25 最大加速度分布

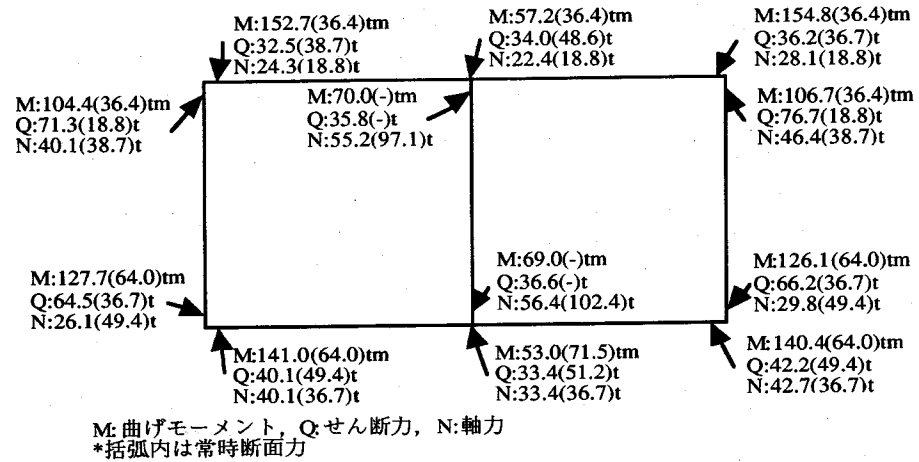


図-26 部材端最大断面力

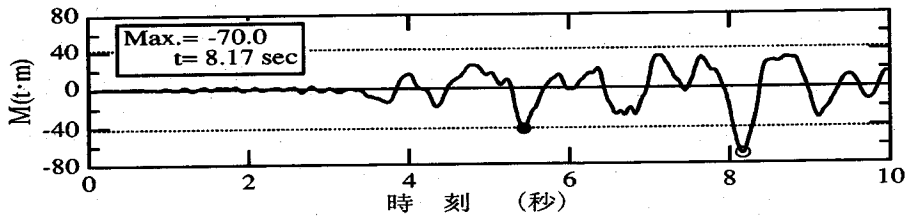


図-27 中柱に発生する曲げモーメント

表-5 各部材の耐力

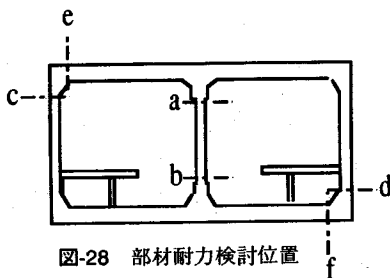


図-28 部材耐力検討位置

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(μ=1.3)	19.3
	下端(b)	9.6	36.5	40.8(μ=1.3)	19.8
側壁	上端(c)	29.0	56.9	60.8(μ=3.7)	42.2
	下端(d)	39.6	83.0	91.5(μ=5.1)	41.7
上床版	e	34.3	57.7	62.0(μ=5.0)	-
下床版	f	42.7	87.4	92.5(μ=3.4)	-

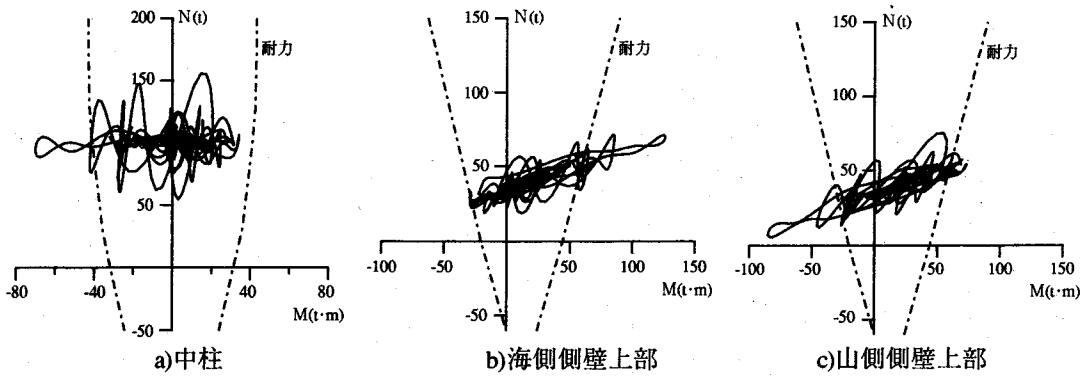


図-29 発生断面力の経時変化

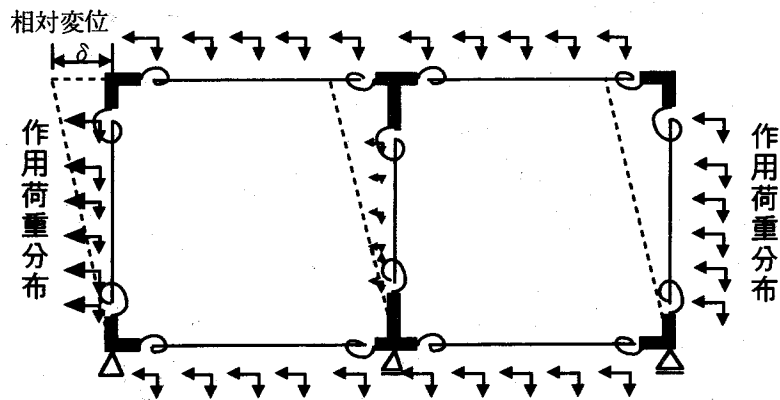


図-30 解析モデル

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/cm<sup>2</sup>)、地震時に55.2～56.4t(約48kgf/cm<sup>2</sup>)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<sup>11)</sup>、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

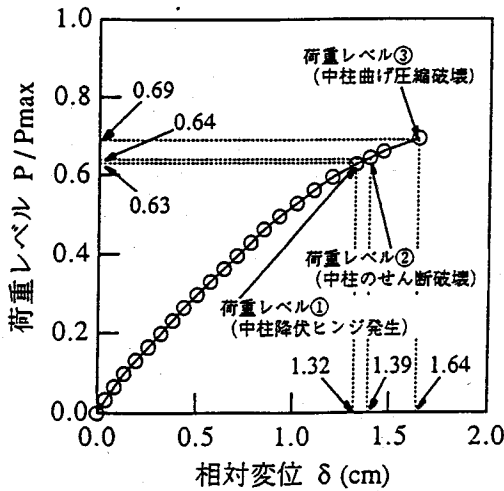
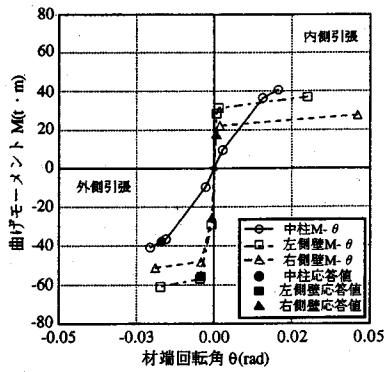
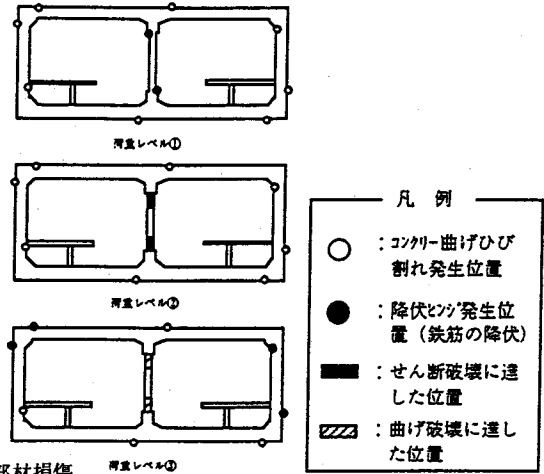
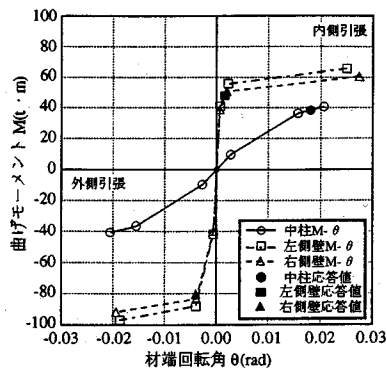


図-31 作用荷重と部材損傷



a) 中柱・側壁の上端



b) 中柱・側壁の下端

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 $\delta$ 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パ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測されるが、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測される。

## 5. あとがき

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次元動的な地震応答解

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測される。

## 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:ベクトルスペ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16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) 赧憲生他: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, Junichi EZAKI and Iwao SUETOMI

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.