

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***,江崎順一***,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。

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

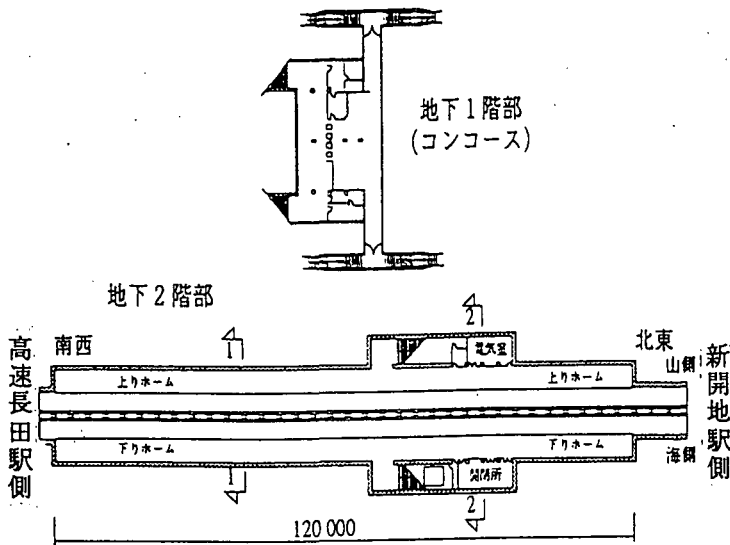


図-1 大開駅平面

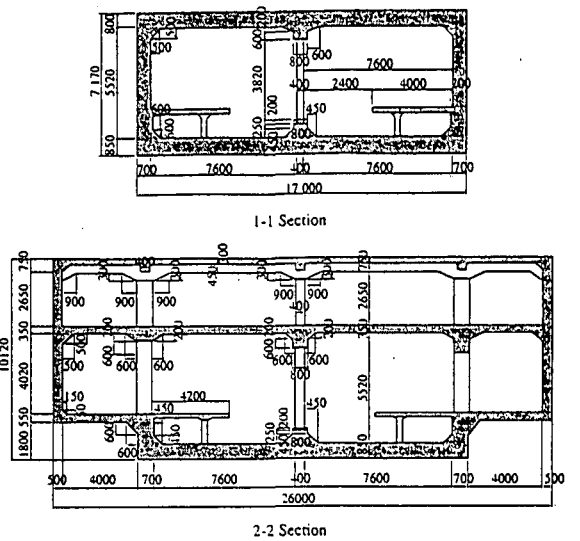


図-2 代表断面

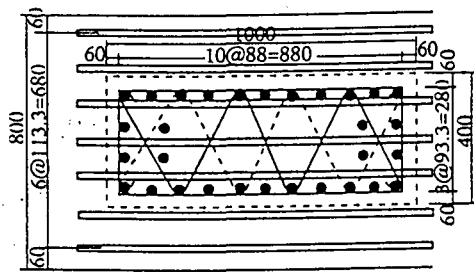


図-3 中柱断面配筋

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・下床版 側壁	210	380 (27)
	中柱	240	
鉄筋	全部材	-	3120

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。ここで、テストハンマー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より大きな値となっているが、テストハンマー試験の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。

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-4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康であった。

被害を程度と構造に応じて、図-4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。

<Aゾーン>

図-5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状況を図-6に示す。その程度は新開地駅側の妻壁のより多い。

<Bゾーン>

中柱6本のうち中央部にある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僅かな剥離が

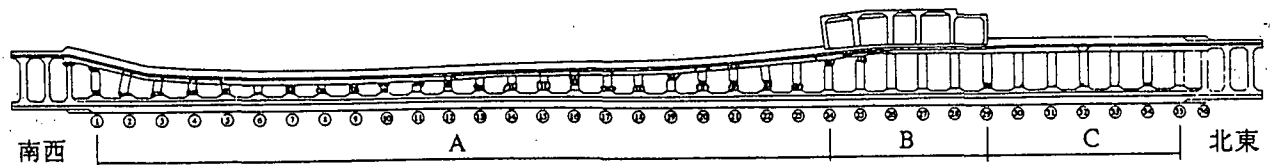


図-4.大開駅縦断方向の被害状況

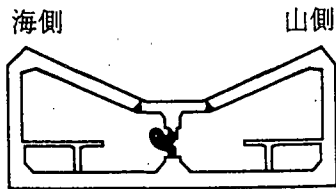


図-5 中柱(No.10)の破壊状況

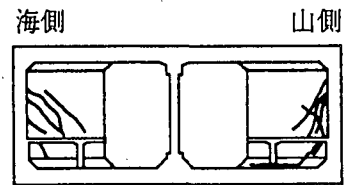


図-6 妻壁のひび割れ状況(高速長田側)

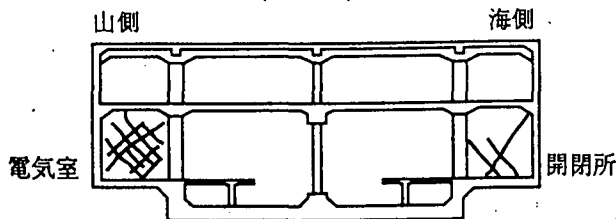


図-7 電気室・開閉所のひび割れ状況

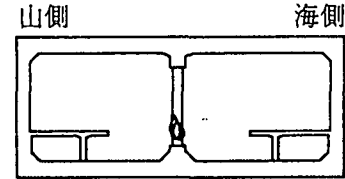


図-8 中柱(No.31)の破壊状況

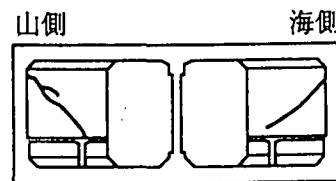


図-9 妻壁のひび割れ状況(新開地側)

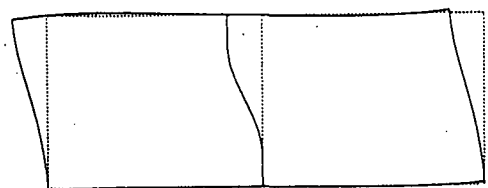


図-10 構造物の変形

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

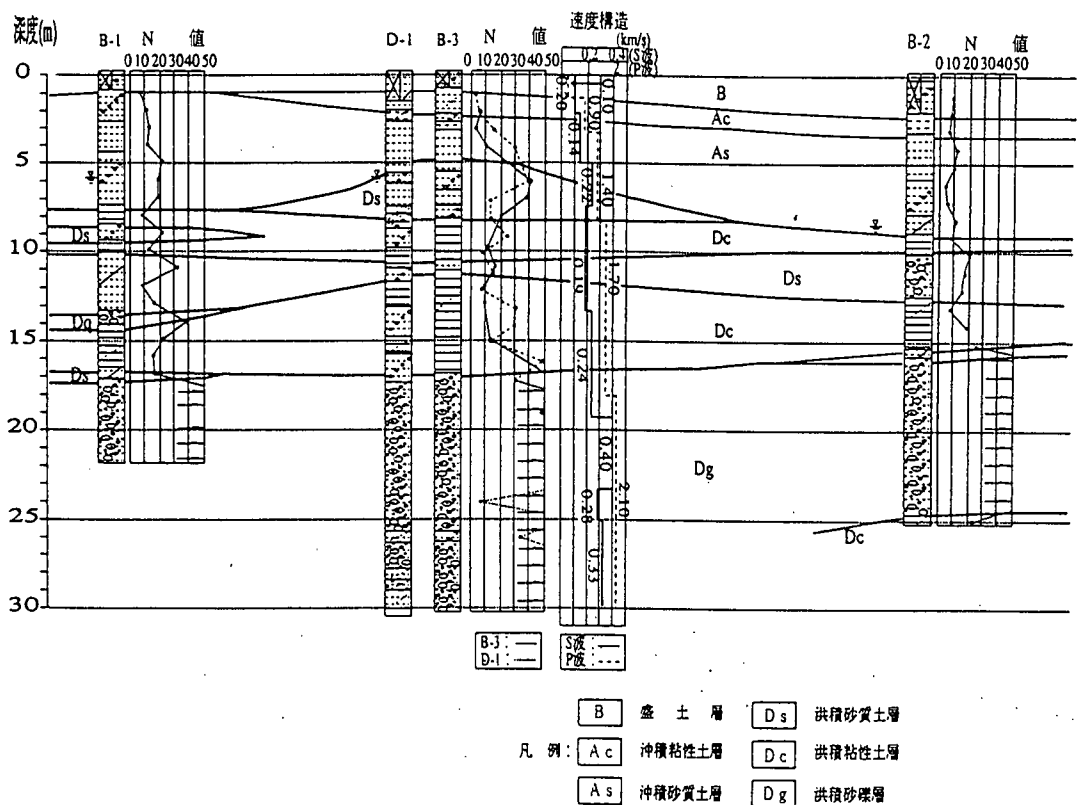
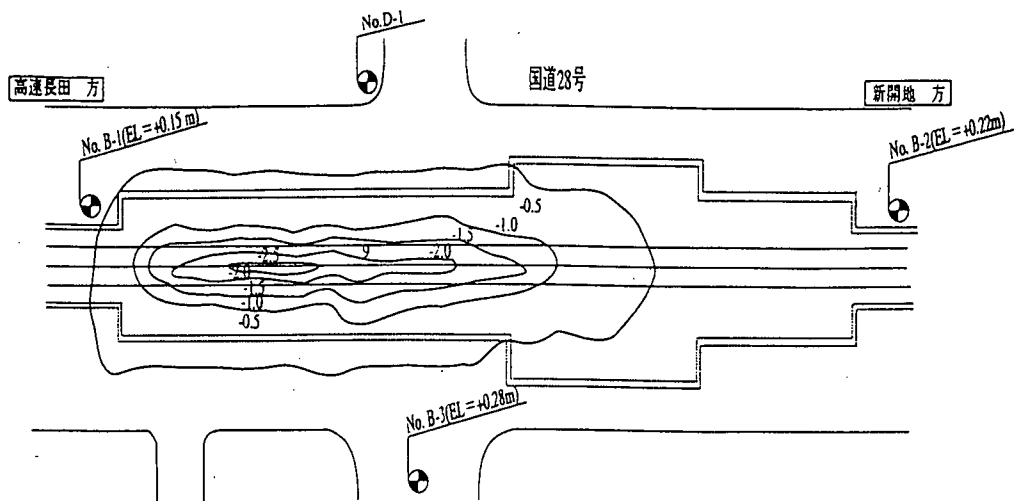


図-11 道路の変状および地質縦断面図

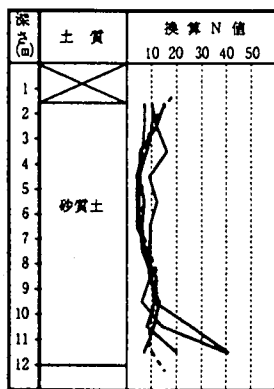


図-12 標準貫入試験,三成分コーン貫入試験のN値(埋戻し土)

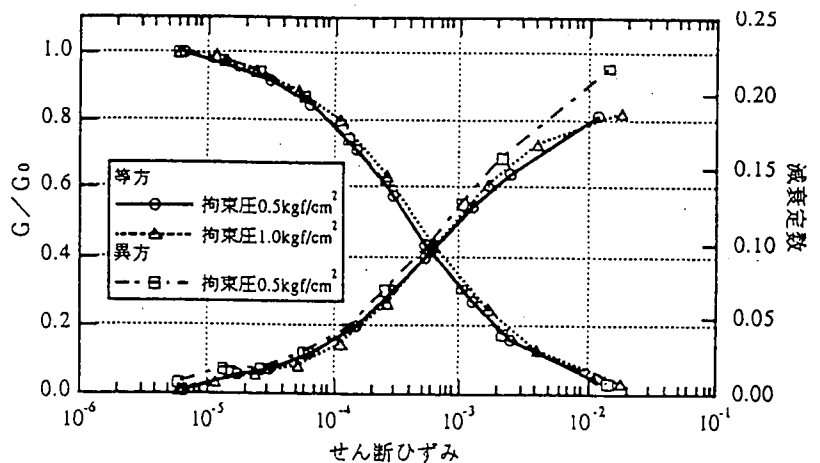


図-13 埋戻し土の動的変形特性

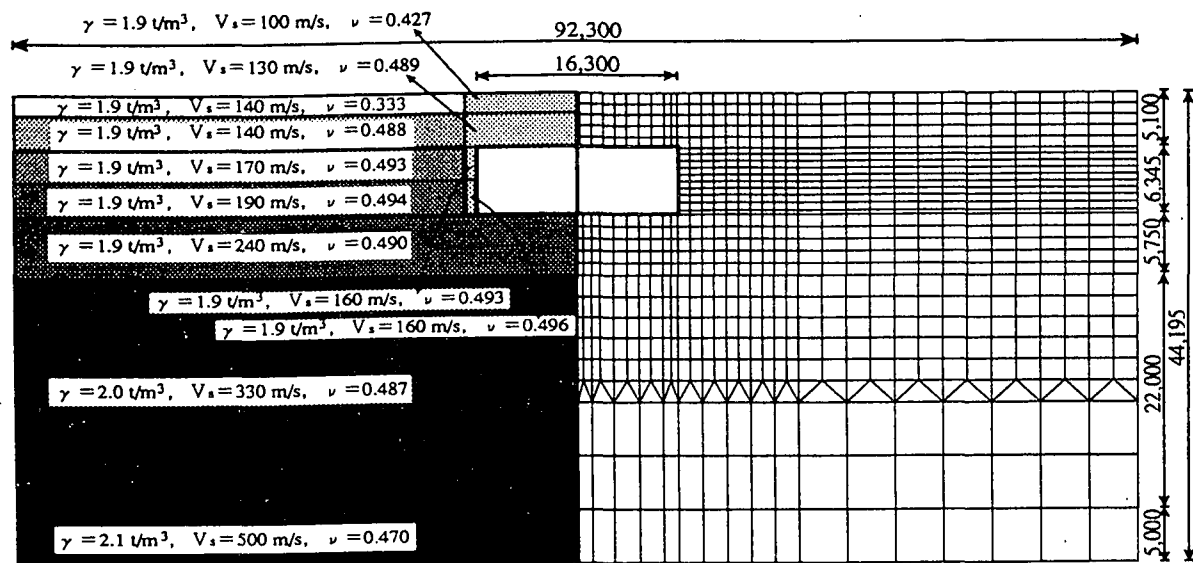


図-14 地盤モデルおよび地盤定数

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³⁾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⁴⁾

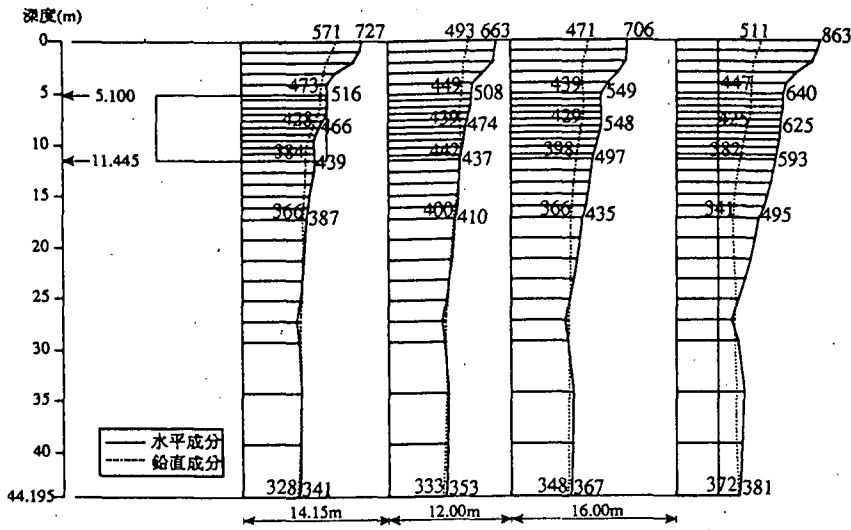


図-15 地盤・構造物の応答加速度の最大値分布

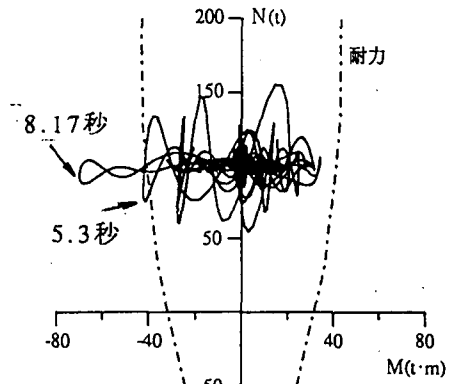


図-17 中柱の地震応答曲げモーメントと軸力の経時変化

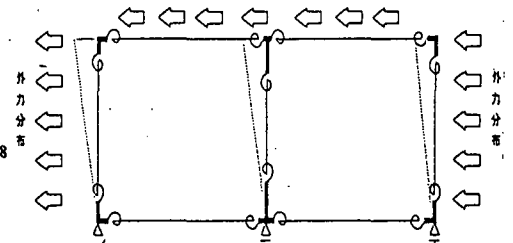


図-18 部材断面力解析モデル

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

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。

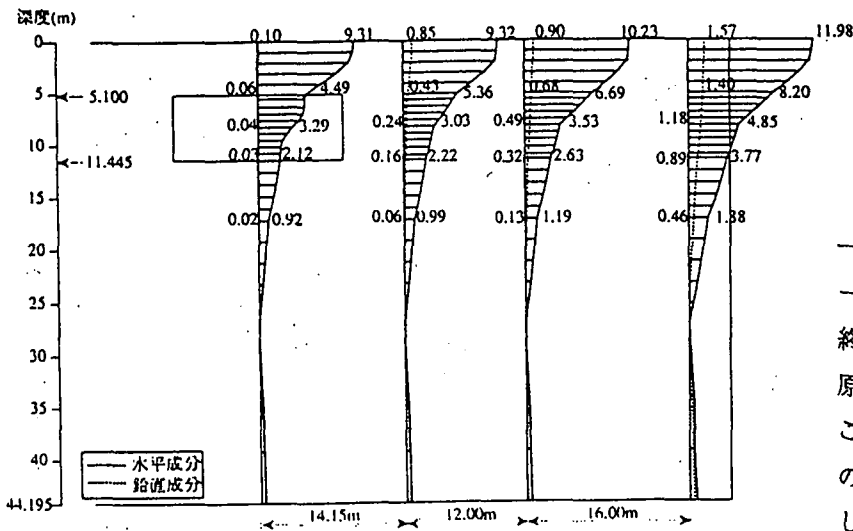


図-16 地盤・構造物の応答変位の最大値分布

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

4.あとながき

ここでは、先ず1995年兵庫県南部地震により著

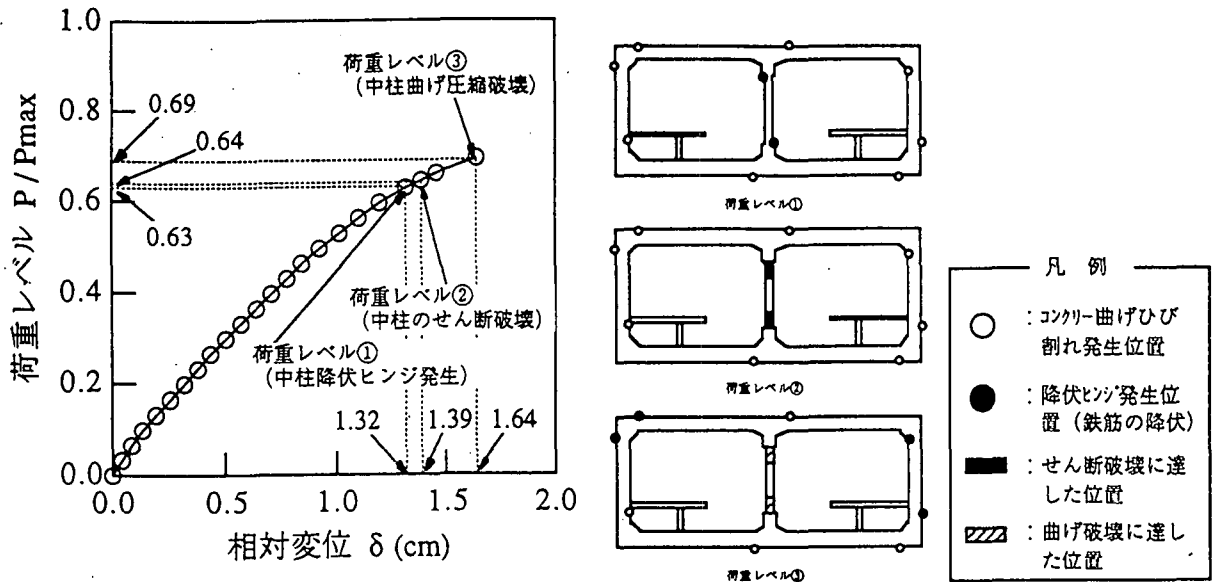


図-19 作用荷重レベルによる部材損傷モードの関係

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.