

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

神戸市交通局 田尻勝* 佐俣千載*
大成建設(株) 志波由紀夫** 坂下克之** 渡辺和明**

これまで地中構造物は地震の影響を受けにくいとされてきたが、兵庫県南部地震では神戸市営地下鉄においても予想外の被害が生じた。ここでは被災規模の最も大きかった上沢駅を取り上げ、地震応答解析に基づいてその被災メカニズムを考察した。当駅舎はRC造の2層および3層の函型構造であり、RC中間支柱がせん断破壊するなどの被害が発生した。このため解析では、RC部材の非線形力学特性および地盤条件を考慮した駅舎横断面・地盤系の2次元FEMモデルを作成し、これに神戸市街で観測された加速度波形を入力して、その応答性状を解析した。解析の結果、支柱の被災の主要因は地盤のせん断震動に伴う駅舎横断面のせん断変形であること、その変形量には地盤条件が大きく影響すること、帯鉄筋の増加によって被害を軽減できることなどの知見が得られた。

1. はじめに

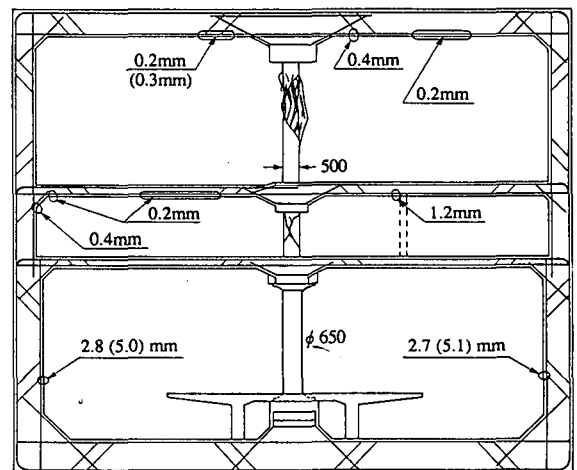
神戸市営地下鉄は、中央区の新神戸駅と西区の西神中央駅の間を運行している。新神戸・板宿間が開削工法による函型断面トンネルと地下駅舎であるほか、山岳トンネルおよび一部シールドトンネルを加え、全線の約68%が地下を走る。

兵庫県南部地震では、これまで地震の影響を受けにくいと考えられてきた地中構造物にも予想外の大きな被害が生じた。神戸市営地下鉄においても、三宮・上沢・新長田の3つの地下駅舎と、上沢駅西側および新長田駅東側のトンネル部で、多数の鉄筋コンクリート支柱が損壊するなどの被害が生じた。

本文は、神戸市営地下鉄において被害が最も大きかった上沢駅を取り上げ、その被災メカニズムについて解析的に検討した結果を取りまとめたものである。この解析では、神戸海洋気象台で観測された強震記録に対する駅舎横断面の挙動を、2次元FEMにより調べた。また、入力地震動の強さ、上下動、地盤条件等をパラメータとした比較解析により、それら要因の影響についても検討した。

2. 上沢駅の概要および被害の状況

上沢駅は兵庫区上沢通8丁目の市道山手幹線の下に位置する。この一帯は震度階7と判定された地域で、地質は、大阪層群(鮮新・更新統)を一部侵食し上部に堆積した段丘層の中に構築されており、上部第一層目の一部が沖積層となっている。また当地域は、縄文海進以降、南方に砂州が発達し、低湿地帯となっていたといわれている¹⁾。約400m南東には崩壊した神戸高速鉄道の大開駅がある。駅舎全長は400mで、横断面構造は線路方向に変化するが、基本的には2層および3層の函型断面である。土被り厚は3~5mである。



引出線の数値は、線路方向クラックのひび割れ幅を示す【()内は、本断面付近での最大ひび割れ幅】

図-1 G型断面の被災状況 (柱番号249付近、西から東を見る)

キーワード：地中構造物, 被災メカニズム,
地震応答解析

* 神戸市交通局高速鉄道技術部 078-322-5972
** 大成建設(株) 技術研究所 045-814-7230

2層・3層構造部分ともに被害を受けたが、最も大きな被害を受けた3層構造部分の被災状況を図-1に示す。各階に中柱があり、地下1階および2階は幅0.5m、奥行き1.3mの矩形断面の鉄筋コンクリート柱、地下3階は直径0.65mの鋼管柱で、これらが5m間隔で建て込まれているが、鉄筋コンクリート柱に線路直角方向のせん断破壊または斜めひび割れが生じた。駅舎全体で100本余りの中柱が被災した中で、2層・3層構造ともに、地下1階の被災度が著しく高かった。中柱の被災程度が最も高かった断面においては、上床スラブおよび側壁のクラックや、中柱上端部にわずかな沈下も生じた。

3. 解析条件

(1) 入力地震動

入力地震動は、上沢駅の北東約2.6kmに位置する神戸海洋気象台において観測された加速度波形と同じ波形（振幅は変わる）が、上沢駅直下の基盤に入射したものとして設定する。図-2に神戸海洋気象台の加速度波形の原波を示す。これらを、後述する工学的基盤を鉛直に上昇する平面波とみなす。

本検討においては、入力地震動のレベルに応じた構造物の挙動および破壊の程度を把握することを目的とする。そこで、入力地震動の振幅として、N-S成分の工学的基盤への上昇波の最大振幅を100Gal、150Gal、200Gal、250Galの4通り設定する。これらは、工学的基盤の露頭における、最大加速度が、それぞれ200Gal、300Gal、400Gal、500Gal、の地震動レベルと言い換えることもできる。U-D成分の工学的

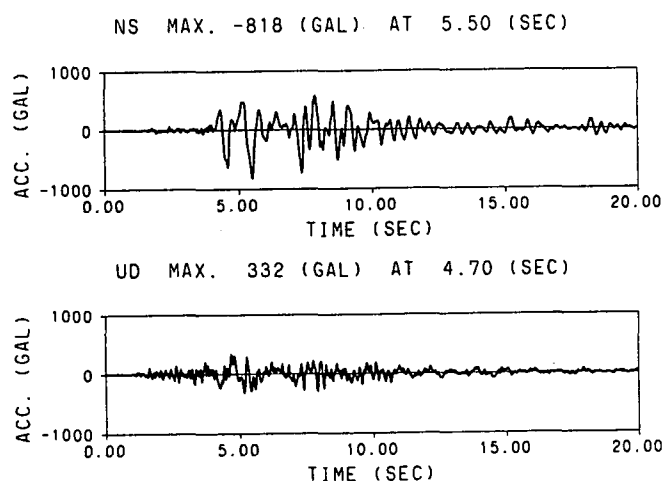


図-2 神戸海洋気象台の加速度波形
(気象庁87型電磁式強震計波形データによる)

基盤における上昇波の振幅は、原波形におけるN-S成分とU-D成分の比

$$332.2\text{Gal}/818.0\text{Gal} = 0.41$$

を乗じて、それぞれ41Gal、61Gal、81Gal、102Galとする。

(2) 地盤条件および構造物諸元

本検討で対象とするのは、当駅舎のうち3層部分の断面である。図-3に地盤物性および構造物の埋設深度・寸法を示す。土柱図におけるGL-24mの礫質土の上面を、入力地震動を上昇波として設定する工学的基盤面とする。図-4に構造物の主要配筋を示す。

(3) 解析ケース

上沢駅の被災メカニズムを解明する上で、

- ・地震動レベル
- ・地盤条件
- ・上下動
- ・中柱の配筋条件

が主な要因であると考えられる。そのため、解析ケースとして、前述した入力地震動の振幅を4ケース考える他に、地震応答解析として次の2ケースを加える。

- ・図-3の土柱図において、第③層と第④層の砂質土が締まっていて、N値が共に30であったと仮定したケース（入力上昇波の振幅は200Gal）
- ・地震応答解析においてU-D成分を入力しないケース（入力上昇波の振幅は200Gal）

また、中柱には帯鉄筋としてφ9mmが12.5cmピッチ（中央部は25cmピッチ）で配筋されていたが、これがD13×12.5cmピッチであったとした場合の耐力判定を、入力地震動の振幅が200Galの場合について行う。

4. 解析手法

(1) 解析手順

本検討における解析手順を以下に示す。

①地盤の地震時物性の設定

各入力地震動レベルに応じて、駅舎周辺地盤の地震時の剛性および減衰定数を設定する。これらは、地盤のみの1次元地震応答解析を実施して決める。

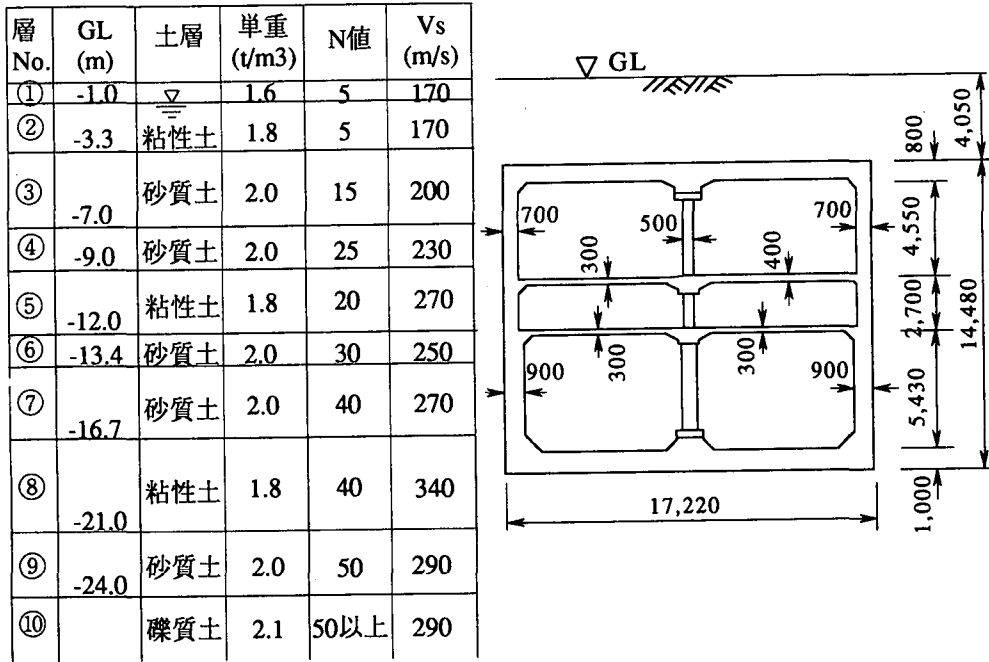


図-3 地盤物性および構造物寸法

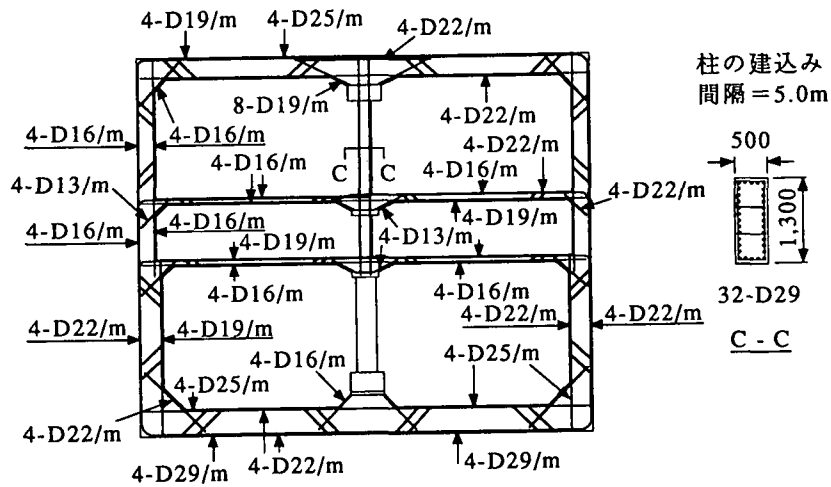


図-4 構造物の配筋

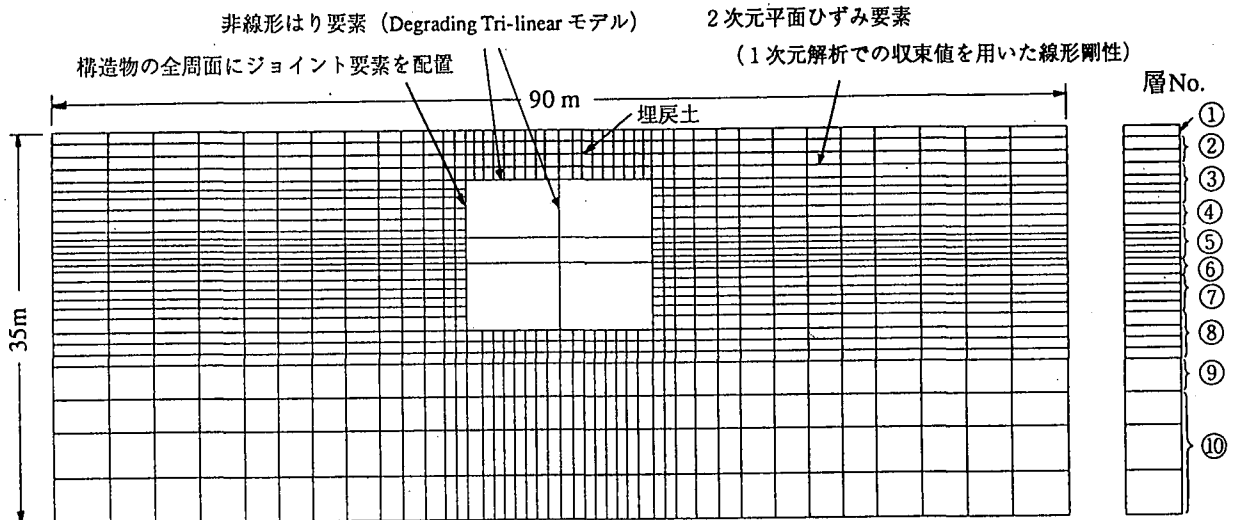


図-5 動的2次元FEM解析モデル

このとき、地盤物性のひずみ依存性を等価線形化法に基づいて考慮する。

②地盤・構造物一体FEM解析

水平動・上下動同時入力による地盤・構造物一体の動的2次元FEM解析を実施する。地盤物性は、①によって得られた収束物性を用いる。

③駅舎の部材の耐力判定

計算された駅舎部材の発生断面力について、曲げ・軸力耐力およびせん断耐力²⁾との比較を行う。

(2) 土および構造物部材の非線形特性

a) 土の非線形特性

土の非線形特性は、Hardin-Drebnichモデルに基づき各層について、剛性～ひずみ、減衰～ひずみ関係を設定した。

b) 構造物部材の非線形特性

駅舎躯体は、非線形はり要素を用いたフレームモデルでモデル化し、RC造側壁・柱・床版の曲げ剛性の非線形性を考慮した。その復元力特性はDegrading-Tri Linearモデルとした。ただし、用いた非線形はり要素では、地震時の軸力変動による剛性変化は考慮できない。各部材のひび割れ時、鉄筋降伏時、終局時の曲げモーメント～曲率関係は、常時に生じている軸力状態について、ファイバーモデルによって求めた。そのため、予め常時の荷重に対する躯体断面力を算定した。

コンクリートおよび鉄筋の材料特性は表-1のように仮定した。

c) 地盤と駅舎間の剥離・すべり

地盤と駅舎躯体との接触面の全周にわたってジョイント要素を配置し、両者間の剥離やすべりを考慮できるようにした。

(3) 解析モデル

地盤・構造物一体の動的2次元FEM解析モデルを図-5に示す。

5. 解析結果

(1) 応答波形および最大応答値

図-6に、入力地震動の振幅200Galのケースの主要な応答波形を、表-2に各ケースの主要な最大応答値を示す。

表-1 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

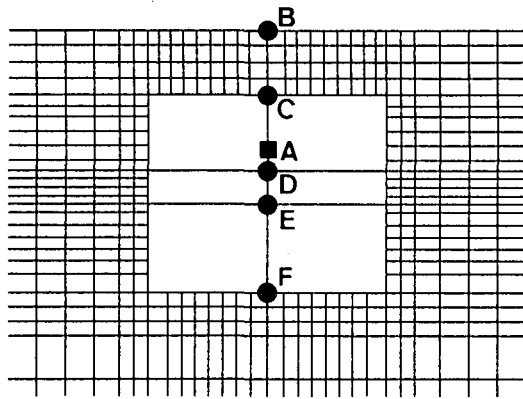
コンクリートの材料特性	
圧縮強度	210 kgf/cm ²
引張強度	18 kgf/cm ²
線形弾性係数	2.55×10 ⁵ kgf/cm ²
構成則	コンクリート標準示方書 ³⁾ に従う
鉄筋の材料特性	
弾性係数	2.1×10 ⁶ kgf/cm ²
降伏応力 規格SD30	3,000 kgf/cm ² (主鉄筋)
降伏応力 規格SR24	2,400 kgf/cm ² (肋筋)

図-6より、中柱の軸力の応答波形は地盤の鉛直方向加速度の波形と相似形である。一方、フロア間相対変位、中柱のせん断力・曲げモーメントの応答波形は、地盤の水平方向加速度の波形とほぼ相似形である。すなわち、中柱のせん断力および曲げモーメントの発生は、地盤の水平方向震動に伴って駅舎の横断面全体にせん断変形が生じ、上下床版間に相対変位が発生することに起因する。

表-2より入力地震動の大きさによる影響をみると、地表の水平加速度は、入力が200Gal以上になると600Gal弱で頭打ちになる傾向がみられるが、逆にB1Fの相対変位は急増する。これは、B1Fに相当する位置の砂質土層が、入力が大きいとそのひずみ依存性により顕著に剛性が低下するためである。B1Fの相対変位の急増に伴い、B1F中柱のせん断力と曲げモーメントも急増する。仮にこの砂質土層が締まった地盤であったとしたケースでは、入力の増加に伴う、相対変位およびせん断力と曲げモーメントの急激な増加はおさえられている。

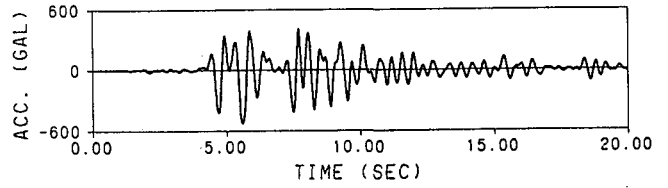
図-7に、入力地震動の振幅200Galのケースの駅舎および地盤の変形図を示す。地盤全体がせん断変形しており、特にB1F位置の砂層で変位が急変している。構造物はこの周辺地盤の変位に追随する形で変形しており、B1Fの相対変位や断面力が大きくなった結果を裏付けている。

水平加振のみのケースと上下動入力があるケースを比較すると、両者の結果において加速度の鉛直成分および中柱の軸力に若干の違いがでる程度で、上下動の影響はほとんどないことがわかる。

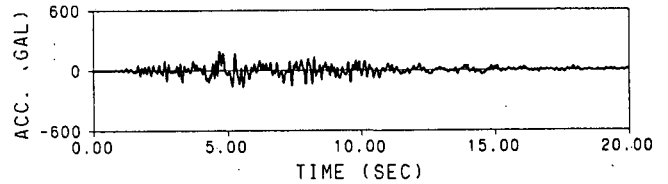


出力位置

HORIZONTAL MAX. -525 (GAL) AT 5.58 (SEC)

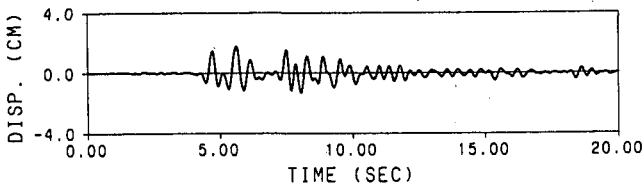


VERTICAL MAX. 189 (GAL) AT 4.70 (SEC)

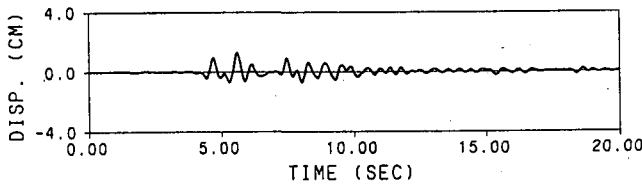


地表 (B) の加速度

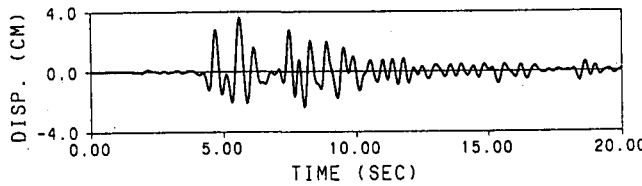
C - D MAX. 1.8 (CM) AT 5.64 (SEC)



E - F MAX. 1.3 (CM) AT 5.62 (SEC)

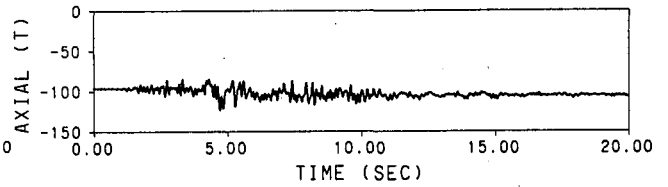


C - F MAX. 3.6 (CM) AT 5.62 (SEC)

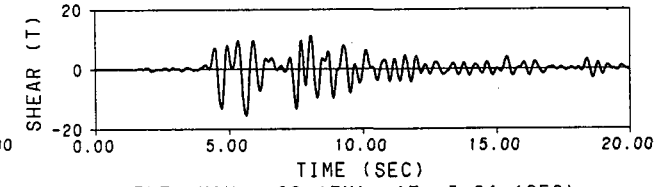


中柱のフロア間相対変位

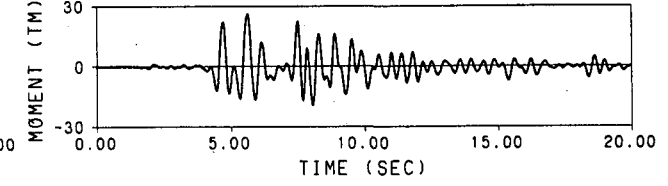
AXIAL MAX. -123 (T) AT 4.72 (SEC)



SHEAR MAX. -16 (T) AT 5.64 (SEC)



MOMENT MAX. 26 (TM) AT 5.64 (SEC)



地下1階中柱下端 (A) の断面力

図-6 応答波形 (入力地震動の上昇波の振幅200Gal)

表-2 最大応答値

	入力地震動の上昇波の振幅	100Gal	150Gal	200Gal	250Gal	砂質土層物性変更200Gal	水平加振のみ200Gal
地表(B)の加速度 (Gal)	水平成分	249	369	525	565	446	529
	鉛直成分	91	139	189	226	191	17
中柱のフロア間相対変位 (cm)	B1F(C-D)	0.4	0.7	1.8	6.1	1.0	1.8
	B2F(D-E)	0.2	0.3	0.5	0.7	0.5	0.5
	B3F(E-F)	0.4	0.7	1.3	1.4	1.2	1.3
	B1F-B3F(C-F)	0.9	1.7	3.6	7.9	2.6	3.6
B1F中柱下端(A)の断面力	軸力 (t)	109	115	123	127	121	106
	せん断力 (t)	5	8	16	24	10	16
	曲げモーメント (tm)	8	13	26	42	16	26

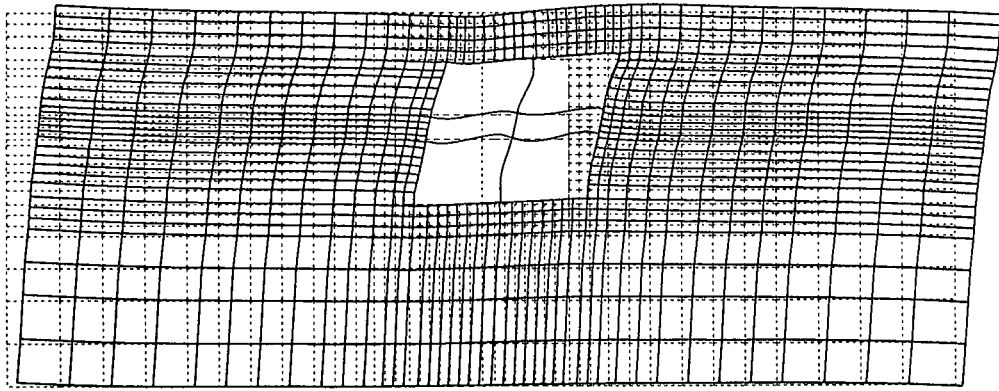


図-7 駅舎上下床間の相対変位が最大となった瞬間の変形図 (入力地震動の上昇波の振幅200Gal)

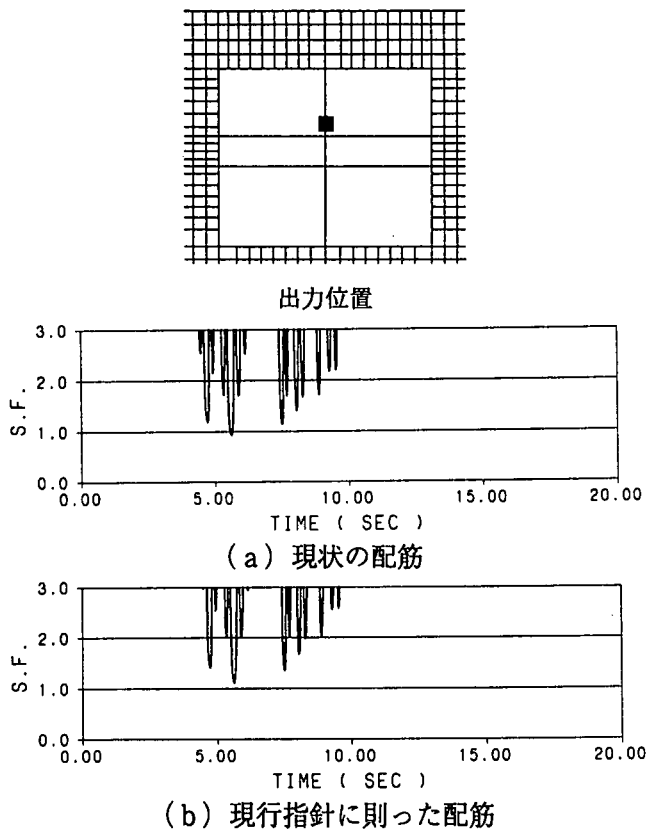


図-8 B1Fの中柱下端のせん断に対する安全率の時刻歴波形 (入力地震動の上昇波の振幅200Gal)

(2) 駅舎の部材の耐力判定

ここでは駅舎部材の耐力に対する発生断面力の比(安全率)をもって耐力判定を行う。

入力地震動の振幅200Galのケースについて、中柱の帯鉄筋が現状の配筋(D9×12.5cmピッチ)の場合に対して行ったもの、および現行指針³⁾⁴⁾に則った配筋(D13×12.5cmピッチ)の場合に対して行ったものの、B1Fの中柱下端のせん断に対する安全率の時刻歴波形を図-8に示す。現状の配筋ではわず

かに1.0を下回り破壊に至るが、現行指針に則った配筋では1.0以上を保持しており破壊には至らない。

図-9に、各ケースの建造物の破壊状況を示す。

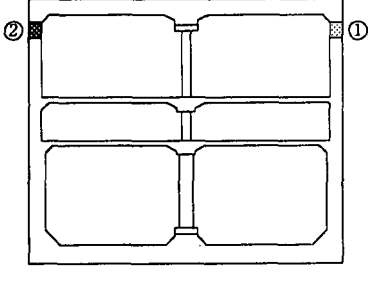
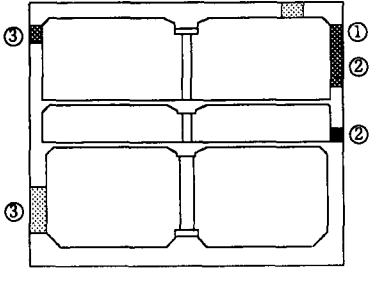
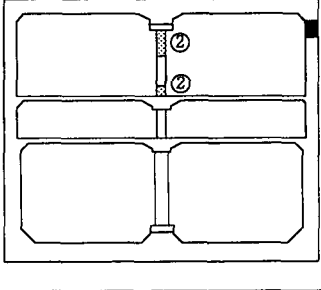
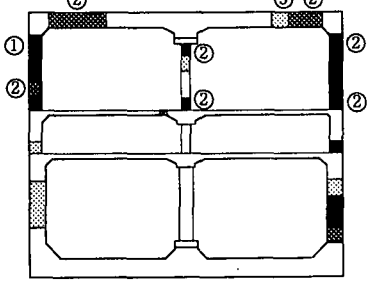
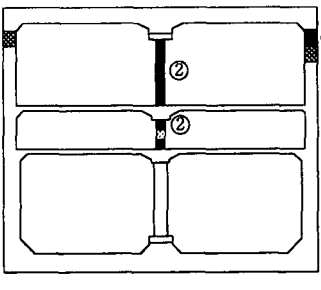
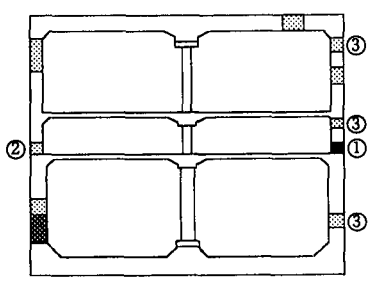
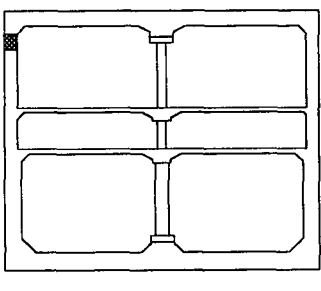
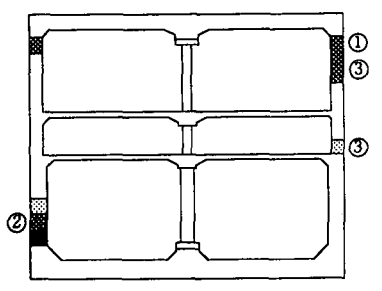
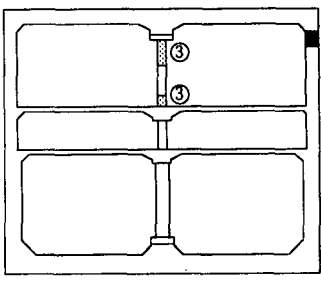
入力地震動の大きさによる影響をみると、入力が100Galでは建造物に破壊箇所はなく、150Galになると側壁の曲げ破壊が生じる。入力が200GalになるとB1Fの中柱のせん断破壊が生じ、250Galになると、破壊箇所は急速に増加する。破壊の順序については、まずB1F側壁が曲げ破壊し、続いてB1F中柱がせん断破壊する。本解析結果と実際の破壊状況を比較すると、B1F側壁で最初に破壊が生じる場所は実際と異なっているが、その他の部分は概ねよくシミュレートされているといえる。入力が150Gal(工学的基盤の露頭では300Gal)のケースでは中柱はせん断破壊しないことから、実際の地震動の強さはそれ以上であったと推測される。

砂質土が締まった地盤であったとしたケースでは、同じ入力地震動のレベルでも中柱のせん断破壊は生じず、地盤条件が建造物の挙動に大きく影響することがわかる。

水平加振のみのケースでは、破壊の発生順序等は若干異なるがやはり中柱はせん断破壊しており、上下動が建造物の破壊に与える影響は小さいものと考えられる。

6. まとめ

兵庫県南部地震により被害を受けた神戸市営地下鉄・上沢駅を対象として、その被災メカニズムおよびいくつかの影響要因に関して解析的な検討を行った。以下に、検討結果をまとめる。ただし本検討で

入力地震動の上昇波の振幅	曲げ	せん断	破壊発生時刻
100 Gal	破壊箇所なし	破壊箇所なし	
150 Gal		破壊箇所なし	① 7.48 sec ② 7.98 sec
200 Gal			① 4.66 sec ② 5.58~5.66 sec ③ 5.84~5.88 sec
250 Gal			① 4.52 sec ② 4.70~4.80 sec ③ 5.00~5.02 sec
砂質土層物性変更 200 Gal			① 4.66 sec ② 5.32 sec ③ 5.60~5.64 sec
水平加振のみ 200 Gal			① 4.64 sec ② 4.92 sec ③ 5.60~5.66 sec

- ① 最初に破壊が生じる要素
- ② 2番目に破壊が生じる要素
- ③ 3番目に破壊が生じる要素

- 安全率<0.8
- ▨ 0.8<安全率<0.9
- ▤ 0.9<安全率<1.0

図-9 構造物の破壊状況

は、約2.6km離れた神戸海洋気象台で観測された波形と同じ波形の地震動が、上沢駅直下の工学的基盤に入射したものと仮定した。

①地震動によって地盤が水平方向に震動する際には、その変位振幅が深さ方向に変化する（地中にせん断ひずみが生ずる）。地盤中にある駅舎の横断面は、基本的に周辺地盤の変位に追随する形で震動するため、地震時にせん断変形し、その結果頂版と底版との間に水平方向の相対変位が生じる。このことが、駅舎の鉄筋コンクリート支柱にせん断ひび割れおよびせん断破壊が生じた主因である。

②上沢駅直近での地震動の強さについては、実測値がなく不詳であるが、地震動レベルをパラメータとした地震応答解析の結果では、地表面加速度が約370Gal程度（工学的基盤の露頭では300Gal程度）のケースでは中柱の破壊は生じないことから、少なくともそれ以上の強さであったと推定される。

③上下動がないとした解析ケースでも、上記加速度レベルの水平動によって中柱の破壊が生ずることから、上下動の影響は大きくなかったものと考えられる。ただし、上下動の有無によって、駅舎の損傷の部位やタイミングに多少の違いがある。

④上沢駅では、地下2階に比べ地下1階の被害の方

が顕著に大きかった。これについては、地下1階部分の深度に比較的緩い沖積砂質土層が存在しており、地震時にこの層が大きくせん断変形したことが影響したものと考えられる。

⑤せん断破壊した中柱には、帯鉄筋として $\phi 9\text{mm}$ が12.5cmピッチ（中央部は25cmピッチ）で配筋されていた。仮に、帯鉄筋がD13 \times 12.5cmピッチであったとした場合は、解析上、地表面加速度が530Gal程度（工学的基盤の露頭では400Gal程度）の地震動レベルであっても、中柱は破壊しなかったことになる。

7. 謝 辞

本検討は、土木学会コンクリート委員会に設置された阪神大震災調査研究特別委員会（委員長：東京大学・岡村甫教授）における調査研究の一環として実施したものである。末尾ながら、委員ならびに幹事各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 神戸市企画局総合調査課：神戸の地盤，1980。
- 2) (社)土木学会：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) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，1991。
- 4) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，1992。

AN ANALYTICAL STUDY ON FAILURE MECHANISM OF A SUBWAY STATION DAMAGED BY THE 1995 HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

Masaru Tajiri, Senzai Samata, Yukio Shiba, Katsuyuki Sakashita, Kazuaki Watanabe

Some factors associated with the failure of Kamisawa station, one of the subway stations in Kobe damaged by the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake, are discussed in this paper through earthquake response analysis. Two-dimensional Finite Element Method have been employed for the analysis.

Some conclusions have been derived as follows:

- 1) The main factor associated with the diagonal shear failure of reinforced concrete columns in Kamisawa station is the relative displacement between the station floors, which was caused by the amplitude difference in the ground displacement during the earthquake.
- 2) Influence of up-down motion of the ground on the failure was not significant.
- 3) Lateral tie reinforcement in columns will be effective to reduce the diagonal shear failure.