

兵庫県南部地震における地下鉄大開駅の倒壊に関して — 一下層地盤からの突き上げ入力による数値解析的検討 —

On collapse of Daikai subway station due to the 1995 Kobe earthquake
- numerical simulation in case of thrusting up at lower grand layer -

岸徳光[†], 園田恵一郎^{*}, 小室雅人^{**}, 瓦井智貴^{***}

Norimitsu Kishi, Keiichiro Sonoda, Masato Komuro, Tomoki Kawarai

[†]工博, 室蘭工業大学大学院特任教授, もの創造系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

^{*}工博, 大阪市立大学名誉教授 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

^{**}博(工), 室蘭工業大学大学院教授, もの創造系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

^{***}修(工), 室蘭工業大学大学院, 工学研究科博士後期課程 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

At Great Hanshin Awaji Earthquake occurred on Jun. 17, 1995, many infrastructures suffered severe damage. The central pillars in the Daikai-subway station circumferentially cracked and/or axially crashed from the lower part. These damage may not be due to horizontal earthquake motion but due to vertically transmitted thrust-up wave. In this paper, to numerically recreate a similar damage situation, elasto-plastic dynamic response analysis for the station model was carried out by thrusting up the level of the bottom of the base slab including ground layer. From this study, it is identified that circumferential crack and vertical crash of the pillars at the quake can be recreated numerically due to thrusting up during 5 ms with the velocity of 200 kine and 400 kine, respectively.

Key Words: Great Hanshin earthquake, impulsive earthquake motion, elasto-plastic response analysis, collapse of RC columns

キーワード：兵庫県南部地震，衝撃的地震動，弾塑性応答解析，RC 柱の圧壊

1. まえがき

1995 年 1 月 17 日未明に兵庫県南部地震(マグニチュード:7.3, 最大震度:7, 震源地:淡路島北部, 震源の深さ:16 km)が発生し, 多くの尊い人命が失われると共に, 阪神・淡路地域の建物や社会基盤施設に甚大な被害を及ぼした. 神戸海洋気象台の最大加速度観測記録は, 南北方向 818 gal, 東西方向 617 gal, 上下動 332 gal, 分析による最大速度 105 kine として公表されている. 社会基盤施設の被害では, 写真-1 や写真-2 に示すピルツ橋の倒壊や地下鉄大開駅の中柱の倒壊が最も象徴的である. コンクリート橋脚に限定すれば, 横揺れに伴う段落とし部を起点とする曲げ破壊やせん断補強筋の不足によるせん断破壊が多く見られ, その後全国的に耐震補強が義務づけられた.

一方で, ドンドンと上方への突き上げがあった,

ベットやピアノがジャンプして動いた, あるいは電車が横転せずに脱線していたとの聞き取り調査結果²⁾や, 阪神高速道路3号線での高架橋の輪切り状のひびわれ損傷や金属支承の破壊, 阪神高速道路神戸線における T 型鋼製橋脚の圧壊等の事案^{3), 4)}も見られ, 横揺れでは説明ができないような現象も多数発生した.

地震発生当初には, これらの現象は上下方向の衝撃



写真-1 阪神高速道路3号線の倒壊したピルツ橋脚¹⁾

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: kishi@mmm.muroran-it.ac.jp



写真-2 神戸高速鉄道大開駅中柱被災状況

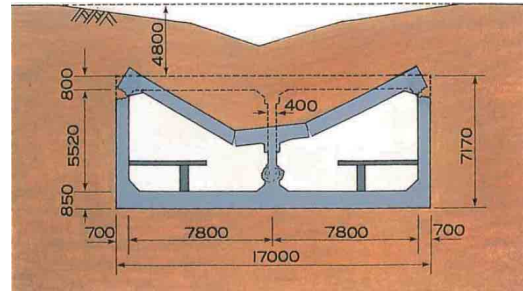


図-1 大開駅が最も大きく陥没した箇所の断面図⁷⁾

的地震動によるものであることが指摘された。しかしながら、地震観測波形が公表されてからは、これらの現象も含めて横揺れによる現象として捉えられ、地震計の記録に基づくRC橋脚などの時刻歴応答解析が多方面で行われた。その結果、損傷または破壊の主たる原因は、RC柱の主鉄筋の段落部の破壊が引き金になったことによるものとの見方が一般的になり、対応して設計法の見直しが行われてきた。

著者らは、高架橋の橋脚の破壊に関しては水平動による影響が大きいことを否定するものではない。しかしながら、兵庫県南部地震時の地震計は、最大加速度を観測した神戸海洋気象台の地震計(87型電磁式強震計)では、サンプリング周波数:50 Hz, ローパスフィルタ:10 Hzであり、ポートアイランド(SD-112-3地中埋設用)では、サンプリング周波数:100 Hz, ローパスフィルタ:30 Hz, 他である。

著者らは、これらの地震計では捉えることのできない、より高周波の地震動があったのではないかと考えた下、突き上げ波による応答性状について検討を行ってきた⁵⁾。ここでの研究では、地震時に明石海峡を航行中の船舶の乗組員の海震の証言で、ウォーターハンマーより強力な衝撃圧力を受けた等⁶⁾を参考にし、陸上部でも基礎地盤からの高周波縦波(疎密波, 圧力波)による突き上げ力が要因となる橋脚基礎や地中構造物への損傷の可能性について、地層を多層弾性地盤にモデル化して検討を行い、輪切り状のひび割れが発生する可能性のあることを示唆している。

また、近年の電子計算機の高速度化と数値計算技術の進歩により、ひび割れを伴うRC構造物の衝撃荷重・重載荷等による弾塑性応答解析も容易に可能になってきている。

このような観点から、本研究では地下鉄大開駅中柱の上端あるいは下端部が圧壊し倒壊した事象に着目し、強震計では計測できない周波数が100 Hz(周期10 ms)から5 Hz(周期200 ms)程度の突き上げ波を想定し、単純化するために線形な強制変位(速度一定の矩形波)入力とし、強制変位継続時間や速度の大きさを

変化させた場合における弾塑性応答解析を試みた。

なお、大開駅の損傷・破壊については、周辺地盤の繰り返しせん断特性を考慮した再現解析によって水平動による曲げとせん断によるものとの見解が一般的になっているものと思われる。しかしながら、その構造は図-1に示されるように4 m程度のかぶり土砂を有し、中柱で支えられた底盤を有する箱型ラーメン構造となっており、被災状況は中柱の下端あるいは上端が著しく圧壊しており、側壁の被害は少ない。駅躯体が一方にせん断変形している兆候もなく中柱が連続して圧壊していることから、水平方向への地震応答解析と同様に突き上げ波による被災の可能性についても検討を行うことは、耐震工学上意義があるものと判断される。

2. 数値シミュレーションの概要

2.1 数値解析モデル

図-2には、大開駅の数値解析モデル⁸⁾を示している。実現象では断層面から強制変位波が伝搬してくることになる。地震応答解析においても、少なくとも基礎から地震波形を入力することが通例である。しかしながら、断層面あるいは基礎入力の場合には大開駅底盤で設定速度を得ることは容易ではない。そのため、本研究では、第一段階として地盤部も含めて駅躯体底盤下縁レベルに設定強制変位を直接入力して簡略化することとし、その時の大開駅の弾塑性応答特性を把握することとした。なお、下層地盤からの鉛直縦波の躯体底面での反射等によって、突き上げ力が増減することは十分考えられる。しかしながら、本解析において定量的な解を求めることは困難であるとしても、定性的な解を得ることは可能であるものと判断される。

また、数値解析においては、線路軸方向には中心間隔が3.5 m毎に配置されている中柱1本分が分担する躯体断面部を取り出し、かつ線路方向に対称な半断面をモデル化することとした⁸⁾。従って、線路軸方向の長さは1.75 mとなる。なお、中柱の断面寸法(幅×線

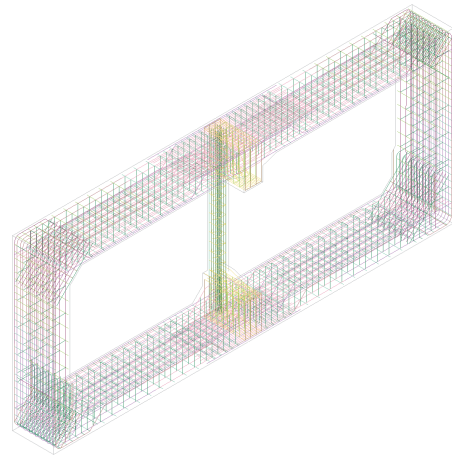
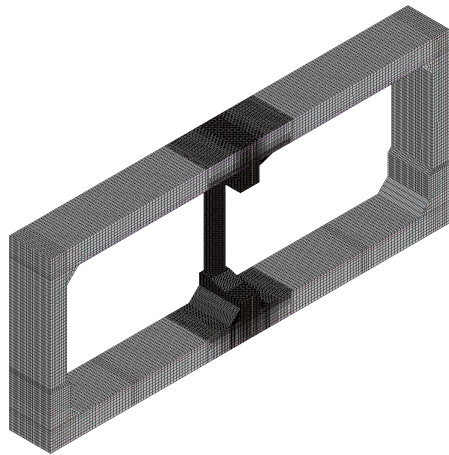
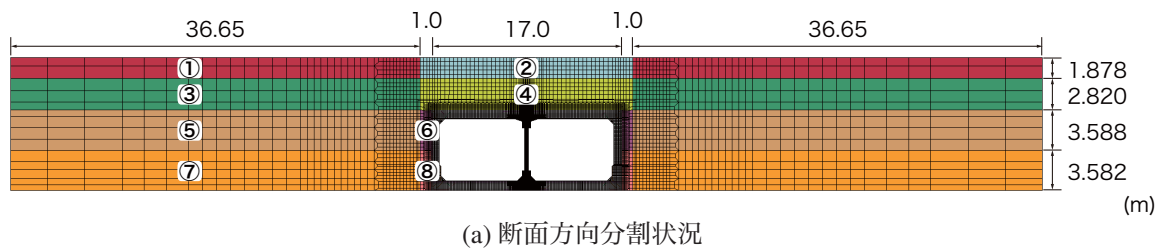


図-2 数値解析モデルの要素分割状況

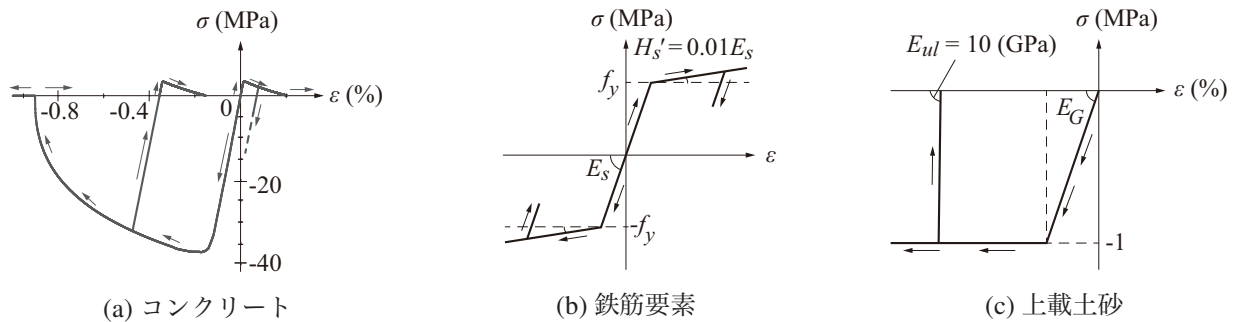


図-3 材料構成則

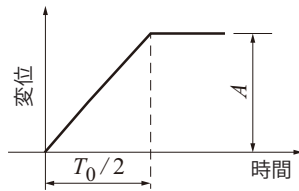
路軸方向長さ)は $400 \times 1,000$ mm である。

特に重要となるコンクリート要素に関しては、各部材の主軸方向の要素長を 25 mm 程度に設定して分割した。周辺地盤に関しては、本数値解析のように上方への強制変位入力がかつその継続時間が非常に短い場合には、水平方向入力による地震応答解析に比較してその影響は小さいものと推察されるが、ここでは地震応答解析時⁸⁾と同様に、側壁から躯体幅の 2 倍以上の幅約 37 m の領域までを考慮することとした。また、鉄筋は実構造に即して梁要素を用いてコンクリート要素と独立して分割し、コンクリート要素とのカップリング定義を行うことで、完全付着の条件を満足するように設定した。なお、ホームの床版部は躯体本体への影響は小さいものと判断し、簡略のため無視することとした。

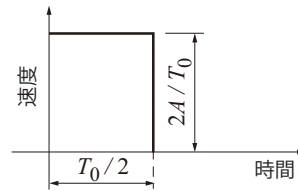
境界条件に関しては、対称断面及び線路軸方向の端部面の節点を法線方向に拘束している。また、地盤端部及び躯体底面には無反射境界を設定している。なお、数値解析には自重を考慮している。減衰定数に関しては、入力変位の継続時間が後述のように最大 100 ms であり、本研究では主に強制変位入力時の躯体の動的挙動性状に着目していることより、ここでは考慮しないこととした。

2.2 材料構成則

図-3 には、本数値解析で用いたコンクリート、鉄筋、駅躯体に上載された土砂の応力-ひずみ関係を示している。以下に各材料物性モデルの概要を述べる。なお、地盤部に関しては、駅躯体に上載された土砂を除き均一な層状であることから全て弾性的に挙動する



(a) 入力強制変位分布



(b) 入力速度分布

図-4 入力波形

表-1 地層の物性値一覧

	密度 (g/cm ³)	弾性 係数 (MPa)	せん断 波速度 (m/s)	圧縮 強度 (MPa)	降伏 ひずみ ϵ_y	ポア ソン比 ν
地盤 1	1.90	99.3	140	1	0.010072	0.333
地盤 2	1.90	54.2	100	1	0.018441	0.427
地盤 3	1.90	110.8	140	1	0.009023	0.488
地盤 4	1.90	95.6	130	1	0.010458	0.489
地盤 5	1.90	164.0	170			0.493
地盤 6	1.90	145.2	160	1	0.006885	0.493
地盤 7	1.90	204.9	190			0.494
地盤 8	1.90	145.5	160	1	0.006871	0.496

ものと仮定し、物性値は当時のボーリング調査結果に基づいて表-1のように決定した。なお、表中の地盤番号は、図-2(a)の番号に対応している。

(1) コンクリート

図-3(a)には、コンクリートの応力-ひずみ関係を示している。圧縮側は、圧壊して強度を失うことを想定し、圧縮強度に達した後放物線状に軟化して応力が解放されるモデル(LS-DYNA⁹)における材料物性 mat72R3)を用いている。一方、引張側に対しても、引張強度に達した後線形に軟化し、ひずみが0.2%に達した段階で応力が完全に解放されるものとした。

なお、引張強度は、コードの中で自動的に評価され、圧縮強度の1/10程度となっている。コンクリートの圧縮強度は、資料⁸⁾に基づき37.27 MPaと設定した。また、質量は $\rho_c = 2.35 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、ポアソン比は $\nu_c = 1/6$ であり、弾性波速度は $C_c = 3,458 \text{ m/s}$ として評価される。

(2) 鉄筋

図-3(b)には、軸方向鉄筋及びせん断補強筋に関する応力-ひずみ関係を示している。本研究では、降伏後の塑性硬化を考慮したバイリニア型の構成則モデルを適用した。降伏応力 f_y は資料⁸⁾に基づき $f_y = 306 \text{ MPa}$ と設定した。また、単位体積質量 ρ_s 、弾性係数 E_s 及びポアソン比 ν_s は公称値を用い、それぞれ $\rho_s = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、 $E_s = 206 \text{ GPa}$ 、 $\nu_s = 0.3$ とした。

降伏の判定は von Mises の降伏条件に従うものとし、塑性硬化係数 H_s は弾性係数 E_s の1%と仮定している。

表-2 $V = 200 \text{ kine}$ 時の設定最大入力変位一覧

強制変位継続時間 $T_0/2$ (ms)	最大入力変位 A (mm)
5	10
25	50
50	100
100	200

表-3 $T_0/2 = 5 \text{ ms}$ 時の設定最大入力変位一覧

速度 V (kine)	最大入力変位 A (mm)
50	2.5
200	10
400	20
600	30

(3) 上載土砂

図-3(c)には、開削工法によって施工された駅躯体の上載土砂に関する応力-ひずみ関係を示している。本研究では、躯体頂版が中柱等の損傷によって落ち込んだ場合にも上載土砂が変形に追従できるように、圧縮強度を1 MPaに設定し、圧縮強度に達した時点で完全降伏に至るものと仮定した。また、除荷時には即座に応力が解放するように、弾性係数を $E_G = 10 \text{ GPa}$ に設定している。引張強度は零と仮定し、降伏後の塑性硬化を無視したバイリニア型の構成則モデルを適用した。

2.3 数値解析ケース

数値解析は、図-4(a)に示しているように、強制変位による入力波の周期を T_0 とし、地盤も含めて大開駅躯体底盤下縁レベルに同一速度で半周期に相当する時間($T_0/2$)だけ強制的に上方に変位させる(最大変位量を A とする)ことにより行っている。以後、最大変位量 A まで変位させる状態を強制変位入力状態と呼び、変位一定時と区別する。従って、その時の速度 V は、図-4(b)のように $V = 2A/T_0$ となる。

突き上げの継続時間に関しては、まえがきでも述べているように、100 Hz (周期 10 ms) 程度から 5 Hz (周期 200 ms) 程度の突き上げ波を想定し、変位速度に関

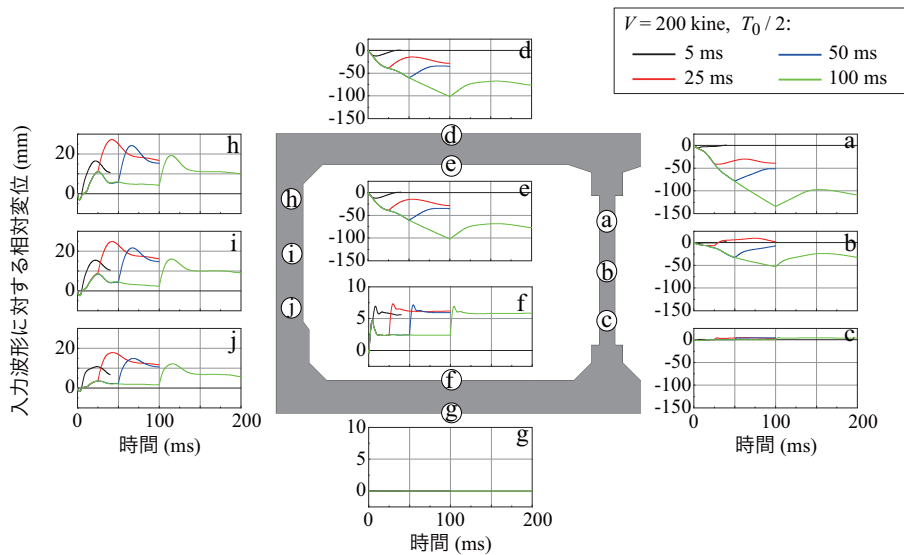


図-5 強制変位入力継続時間 $T_0/2$ を変化させた場合における入力変位に対する相対変位波形

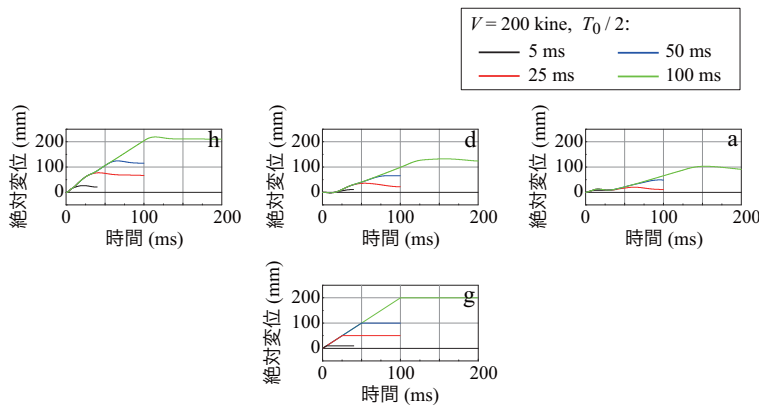


図-6 強制変位入力継続時間 $T_0/2$ を変化させた場合における各点の絶対変位波形

しては小さいレベルから応答性状に変化が現れるレベルまで変化させることとした。すなわち、1) 強制変位入力の継続時間による影響を検討するために、速度を $V = 200$ kine 一定とし、継続時間を $T_0/2 = 5, 25, 50, 100$ ms に変化させる場合と、2) 速度による影響を検討するために、継続時間を $T_0/2 = 5$ ms 一定とし、速度を $V = 50, 200, 400, 600$ kine に変化させる場合について、検討を行うこととした。

各解析ケースに対する最大強制変位は、それぞれ表-2、表-3の通りである。なお、本数値解析は、構造解析用汎用コード LS-DYNA (Ver. R9)⁹⁾ を用いて行った。

3. 数値解析結果及び考察

3.1 強制変位入力継続時間を変化させた場合

図-5～図-8には、速度を $V = 200$ kine に固定し、強制変位入力の継続時間 $T_0/2$ を変化させた場合にお

ける駆体各点の入力変位に対する相対変位、コンクリート要素の上下方向ひずみ、鉄筋のひずみ波形を比較して示している。

(1) 入力変位に対する相対変位波形

図-5には、入力変位に対する各点の相対変位波形を比較して示している。図中、数値解析時間を節約するためと駆体の動的挙動特性に大きな差異が生じないことより、 $T_0/2 = 5, 25, 50, 100$ ms 入力に対して、解析時間をそれぞれ 40, 100, 100, 200 ms までとした。図より、速度が一定すなわち強制変位入力の時間的な勾配が一定であることより、強制変位が各設定値に至るまでは継続時間が最も長い $T_0/2 = 100$ ms の場合と同様の挙動性状を示し、その後強制変位一定時の挙動へと推移していることが分かる。

駆体底盤中央部上縁における挙動を見ると、いずれの場合も入力強制変位よりも大きい変位が励起し、入力変位が一定値に至るまでほぼ一般的な相対変位を示している。これは、伝播する粒子速度が一定である

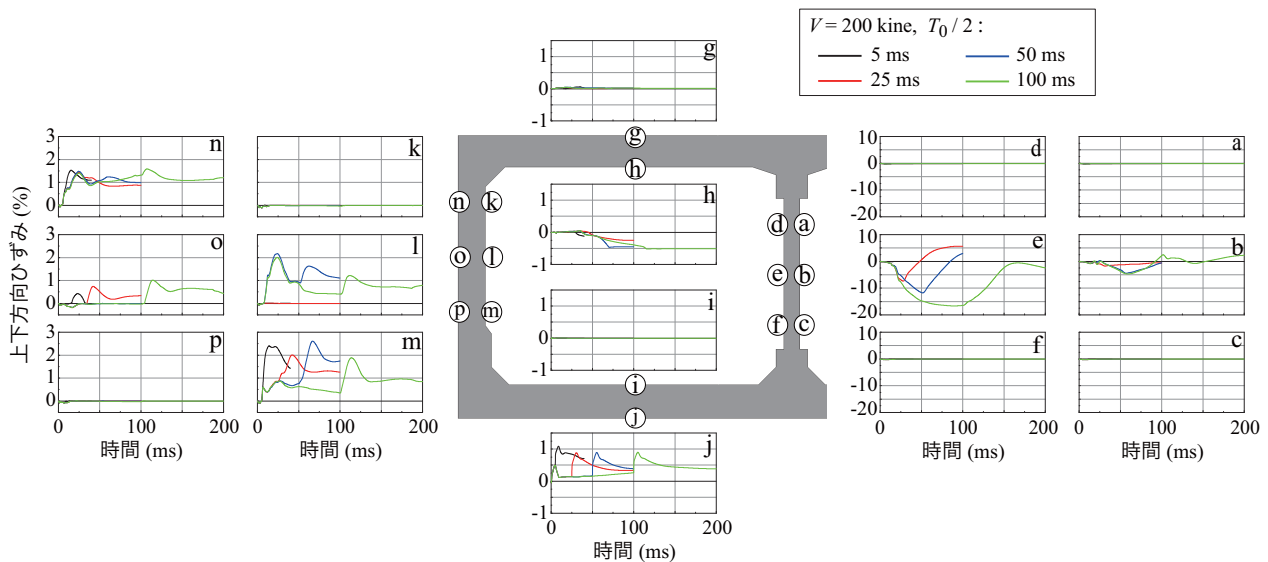


図-7 強制変位入力継続時間 $T_0/2$ を変化させた場合におけるコンクリート要素の上下方向ひずみ波形

ことにより、上縁で反射波となる一定の引張応力が発生していることに起因しているものと推察される。また、相対変位は入力強制変位が一定値に至った後に2倍程度に増加していることが分かる。これは、強制変位が一定値に至った後も粒子速度が零である情報が上縁に到達するまでは上縁で引張応力が発生するためと推察される。

また、頂版中央部は上下縁共に類似の応答性状を示し、強制変位入力初期から相対変位が負の値を示し、強制変位一定後に正の方向に推移する傾向を示している。負の相対変位は、上方への変位が入力変位よりも小さいことを意味している。

図-6には、躯体底盤下縁g点の入力変位、中柱のa点、頂版上縁のd点、側壁上縁のh点に関する絶対変位の時刻歴波形を示している。図からも明らかなように、中柱の上端部(後述)と頂版中央部の上方への変位は、入力変位の50~70%程度であることが分かる。これより、頂版中央部応答変位は、中柱及び側壁上縁における応答に大きく依存していることが推察される。

図-5に示す側壁各点の相対変位波形を見ると、入力初期に数ms間負の相対変位を示しているが、その後正に転じ入力変位よりも大きい値を示し、強制変位一定直後には急激に増加する傾向を示している。初期の負方向への相対変位は入力波の先頭が未だ着目点に到達していないことによるものである。相対変位が正に転じ絶対変位が入力変位値よりも大きくなるのは、側壁天端部が上載土砂による自重の影響が小さく自由端に類似した挙動を示し、反射波としてある程度の引張力波形が基盤に向かって伝播するためと推察される。また、強制変位一定後に相対変位が急激に増加するのは、以下のように推察される。すなわち、1) 基

盤に無反射境界を設定していることにより基盤からの反射波は発生しないため、各点での相対変位は基盤からの入力変位に対する相対変位成分と天端からの反射波による変位成分から構成される。2) 入力変位が一定になったことの情報弾性波速度で上方に伝播するが、各点に情報が到達するまでは入力変位が一定に至る前の挙動を継続することより、その時間差による変位量が相対変位として加算される、である。最大相対変位は、28mm程度である。

一方、中柱各点の相対変位波形を見ると、中央部及び上部では側壁各点とは大きく異なっている。すなわち、強制変位入力時には強制変位が一定になるまでほぼ線形に負方向に増加する性状を示し、強制変位一定後に正方向に推移する傾向を示している。詳細に見ると、柱下部における相対変位はほぼ零を示しており、強制変位と類似して挙動していることが分かる。これに対して、柱の上部では、負の相対変位量が大きく示されている。これは、上方への絶対変位量が小さいことを意味し、柱の上部ほどかぶり土砂の自重による死荷重や頂版の曲げ剛性等による拘束力が大きく、固定端と類似した性状を示すためと推察される。

(2) かぶりコンクリート要素の上下方向ひずみ波形

図-7には、鉄筋配置近傍かぶりコンクリート各点における上下方向ひずみ波形を示している。図より底盤中央部上下縁のひずみ波形を見ると、下縁かぶり部では入力初期に引張ひずみを呈していることが分かる。これは、底盤の上縁で応力零の条件により引張の反射波が励起され、下方に伝播することによって早期に最大0.5%程度の引張ひずみが発生したものと推察される。

また、下縁に0.5%程度の引張ひずみが励起されることは、下縁かぶり部に水平方向のひび割れが発生

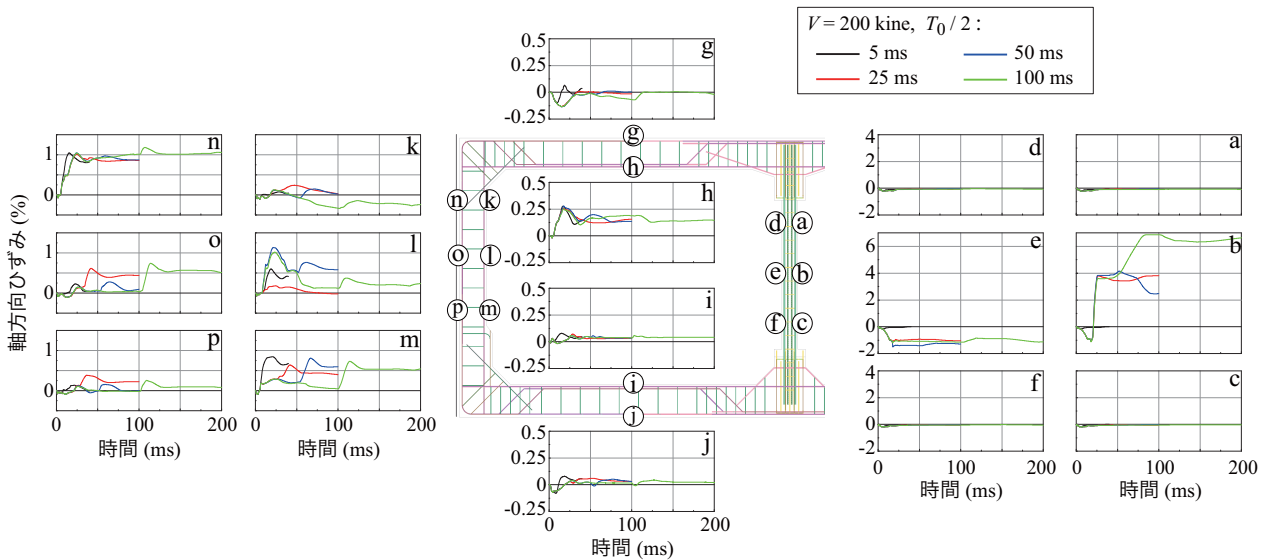


図-8 強制変位入力継続時間 $T_0/2$ を変化させた場合における鉄筋の軸方向ひずみ波形

していることを意味している。ここで、コンクリートの引張強度が上述のように圧縮強度の $1/10$ とすれば、 $f_t = 2.7 \text{ MPa}$ となることより、上縁からは少なくとも $\sigma = 2.7 \text{ MPa}$ 以上の引張応力が伝播することを意味している。このような状態下で、仮に底盤上に物体が置かれている場合を想定すると、その設置部に作用する自重による単位面積当たりの荷重が上述の引張応力よりも小さければ、その物体は引張力によって浮き上がることを意味している。

このことより、強制変位入力継続時間が $T_0/2 = 5 \text{ ms}$ 程度においても、底盤上面でこのような浮き上がり現象の発生が示唆される。また、その後ひずみは一旦減少するものの、強制変位一定後に初期よりも大きい 1% 程度の引張ひずみが励起し、徐々に減少する傾向を示している。これは、強制変位一定後は基部において変位が拘束されるものの、上部にその情報が伝達されるまでは変位が継続して推移することによるものと推察される。上縁における零ひずみは、自由表面部の要素であることにより応力零状態になっているためである。頂版中央部上縁点の零ひずみも同様である。なお、頂版中央部下縁点で最大 0.5% 程度の圧縮ひずみが生じている。これは頂版の曲げ変形に伴うポアソン効果によるものと推定されるが、値が大きいことより今後詳細な検討が必要である。

一方、側壁各点における軸方向ひずみ波形を見ると、上部では内縁でほぼ零ひずみ、外縁で大きな正ひずみ波形を示し、下部では反対に外縁でほぼ零ひずみ、内縁で大きな正ひずみの波形を示している。これは、上下縁でそれぞれラーメン構造の負、正曲げが発生していることを暗示している。

中柱におけるひずみ波形を見ると、柱上下部ではひ

ずみ零の分布を示している。一方、柱中央部では、強制変位入力継続時間が $T_0/2 = 5 \text{ ms}$ の場合を除いて、継続時間が長いほど大きな圧縮ひずみが励起しており、柱は大きく圧壊している状況が類推される。

(3) 軸方向鉄筋のひずみ波形

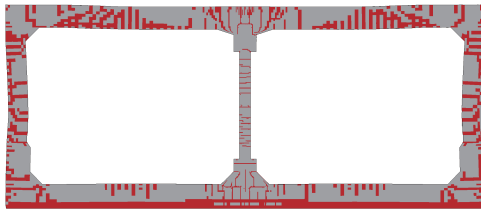
図-8には、配筋された軸方向鉄筋各点におけるひずみ波形を示している。底盤中央部下縁ではコンクリート要素の上下方向ひずみと同様に正のひずみが発生しているが、その値はそれほど大きくない。これは、上述のように底盤全幅で上方への浮き上がりの傾向を示すものの、大きな曲率を形成するには至らないことによるものと推察される。

頂版中央部においては、上載荷重や側壁が上方に推移することにより正曲げの分布性状を示している。また、側壁各点の波形を見ると、上下部でそれぞれ負、正曲げの傾向を示しており、上述のコンクリートの上下方向ひずみ波形から類推されたと同様の傾向を示していることが分かる。

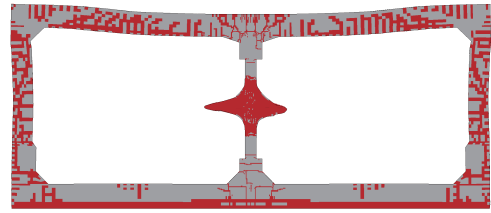
中柱部のひずみ波形性状は、コンクリートのそれと類似して上下点ではほぼ零ひずみを示している。一方、中央部では左右で対称なひずみ分布を示さず、強制変位入力継続時間が $T_0/2 = 5 \text{ ms}$ の場合を除いて左側の鉄筋は 1% 以上の圧縮ひずみ、右側の鉄筋は 4% 以上の引張ひずみを示しており、柱は圧壊し鉄筋は座屈の状態に至っていることが類推される。

(4) ひび割れおよび圧壊分布と変形性状

本研究で適用したコンクリート構成則において、解析コード⁹⁾では、ダメージインデックスによって、損傷がない状態を零、ひび割れの開口あるいは圧壊によって完全に損傷を受けた場合を 2.0 として評価する機能を有している。ここでは、ダメージインデックス



(a) $V = 200 \text{ kine}$, $T_0/2 = 5 \text{ ms}$



(b) $V = 200 \text{ kine}$, $T_0/2 = 50 \text{ ms}$

図-9 強制変位入力継続時間 $T_0/2$ を変化させた場合の躯体の変形状態とコンクリートのひび割れ発生と圧壊状況

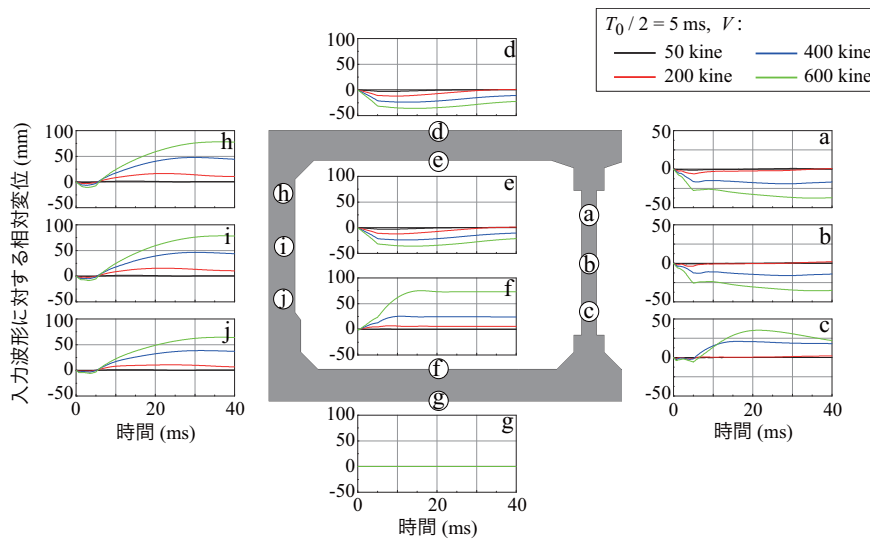


図-10 速度を変化させた場合における入力波形に対する相対変位波形分布

が 1.98 以上の状態をひび割れ発生あるいは圧壊の状態であるものと評価し検討を行うこととする。

図-9 には、強制変位入力継続時間が $T_0/2 = 5, 50 \text{ ms}$ の場合において、解析終了時点のダメージインデックスが 1.98 以上の要素を赤色にして示している。なお、変形状況は 5 倍に拡大し、容易に理解できるようにしている。図より、ひび割れあるいは圧壊発生箇所は中柱部を除き、両図で類似していることが分かる。

前述のコンクリートの上下方向ひずみ波形(図-7)や軸方向鉄筋ひずみ波形(図-8)を参考にその概略を説明すると、底盤下縁部には水平に延びるひび割れが発生しており、上述での説明の通り上表面での浮き上がり現象の発生が示唆される。頂版中央部では正曲げによる下縁から延びるひび割れが、また側壁上下部にはそれぞれ負、正曲げによるひび割れが発生している。いずれの場合も、強制変位入力継続時間が長い場合が損傷の程度が大きい。

一方、中柱部を見ると、強制変位入力継続時間が $T_0/2 = 5 \text{ ms}$ の場合には輪切りひび割れが確認できる。それに対して、 $T_0/2 = 50 \text{ ms}$ の場合には、写真-2あ

るいは図-1に見られるような中柱中央部で大きい圧壊現象が生じていることが分かる。そのため、頂版部が中央部を中心に落ち込んでいる状況が確認できる。尚、側壁部における上下部での負曲げ、正曲げによる変形がそれほど大きくない。

3.2 速度を変化させた場合

図-10～図-12 には、入力速度を変化させた場合の躯体各点における各入力変位に対する相対変位、コンクリート要素の上下方向ひずみ、鉄筋のひずみ波形を比較して示している。その性状は、基本的には上述の強制変位入力速度を $V = 200 \text{ kine}$ 一定、継続時間 $T_0/2$ を種々変化させた場合と類似している。

(1) 入力変位に対する相対変位波形

図-10 には、各点の入力変位に対する相対変位波形を比較して示している。図より、速度の大きさに対応して相対変位も増加する傾向にあることが分かる。まず、躯体底盤中央部の上下縁で比較すると、上縁では 400 kine 以上の入力変位で相対変位が 25 mm 以上の値を示しており、強制変位入力継続時間を変化させた

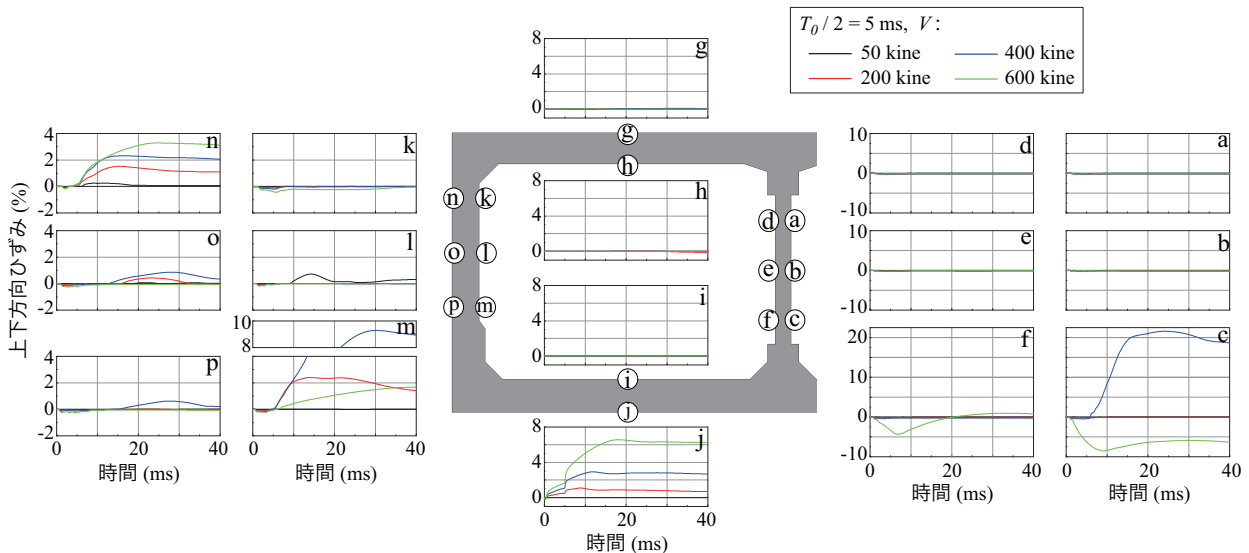


図-11 速度を変化させた場合におけるコンクリート要素の上下方向ひずみ波形分布

場合(以後、前節)における解析結果の図-5や図-7から類推して、少なくとも上縁では浮き上がりの性状が明確に示されていることが分かる。頂版中央部上下縁における相対変位波形は、いずれも負方向への波形を示している。これは、前節における解析結果と同様に、頂版両端部が中柱及び側壁上端部に支持されたと同様の挙動を示すことによるものと推察される。側壁各点の相対変位を見ると、初期の負方向への相対変位は、前節の結果と同様に波動が着目点に未だ到達していないことによるものである。

一方、中柱の場合には、上部及び中間部では負方向への相対変位を示しているものの、下部では正方向の相対変位を示し圧壊の兆候を示していることが分かる。特に速度が400 kine以上の場合における顕在化した正方向への相対変位は、以下のような現象によるものと推察される。すなわち、(1)速度が400 kineの場合にコンクリート要素内を伝播する圧縮応力 σ_c は、 $\sigma_c = \rho_c C_c V_0$ (V_0 :粒子速度)に $V_0 = V$ を代入して、 $\sigma_c = 32.5$ MPa程度に達することが分かる。(2)この入射波としての応力波と上からの反射波としての圧縮応力波が合成されることにより、コンクリートの圧縮強度(前述の37.3 MPa)以上の応力が発生することとなり、コンクリートが著しく圧壊することにより、応力が解放され上方への変形を呈する。

なお、上部及び中間部における負方向への相対変位に関しては、初期には前節と類似した挙動を示すものの、その後下部においてコンクリートが圧壊することにより、剛体的に緩やかに下方に推移することによるものと推察される。

(2) かぶりコンクリート要素の上下方向ひずみ波形

図-11には、かぶりコンクリート要素の上下方向

のひずみ波形を示している。図より、底盤中央部上下縁のひずみ波形を見ると、上縁では自由表面であることによりひずみが零となる。一方、下縁では強制変位が一定値に至った後に急激に大きな正の分布を示している。これは、自由面である上縁で発生した引張波動の伝搬によって発生するものと推察され、速度の大きさに対応して大きくなっていることが分かる。また、前述と同様にこの上下方向引張ひずみによって、前節と同様に水平に進展するひび割れが発生し下縁かぶり部から上方への浮き上がり現象の発生が示唆される。頂版中央部上下縁部は、共に零に近い応答ひずみを呈している。

側壁内外縁ひずみ波形を見ると、前節と同様に上部内側と下部外側で小さいひずみ分布を示し、上部外側と下部内側で大きな引張ひずみが発生している。そのひずみ値は、速度の増加と共に大きくなっていることが分かる。一方、中柱の分布を見ると、上部および中央部では剛体的な挙動を示しているが、下部では、400 kineの場合において20%以上の引張ひずみ、600 kineで5~8%の圧縮ひずみが発生しており、圧壊の兆候が見て取れる。

(3) 軸方向鉄筋のひずみ波形

図-12には、版の上下端軸方向筋、側壁及び中柱に関しては内外縁軸方向鉄筋のひずみ波形を比較して示している。図より、底盤中央部下縁では600 kine時点で大きな圧縮ひずみが発生しており、底盤が負曲げの状態に至っていることが推察され、浮き上がり現象の発生と符合する。また、頂版中央部下縁鉄筋も引張側の値を示し、頂版部が下方に変形し正曲げの状態に至っていることが示唆される。側壁部の分布は上述のコンクリートのひずみ分布とよく対応している。上下部での引張側鉄筋は200 kine以上でいずれも大きく

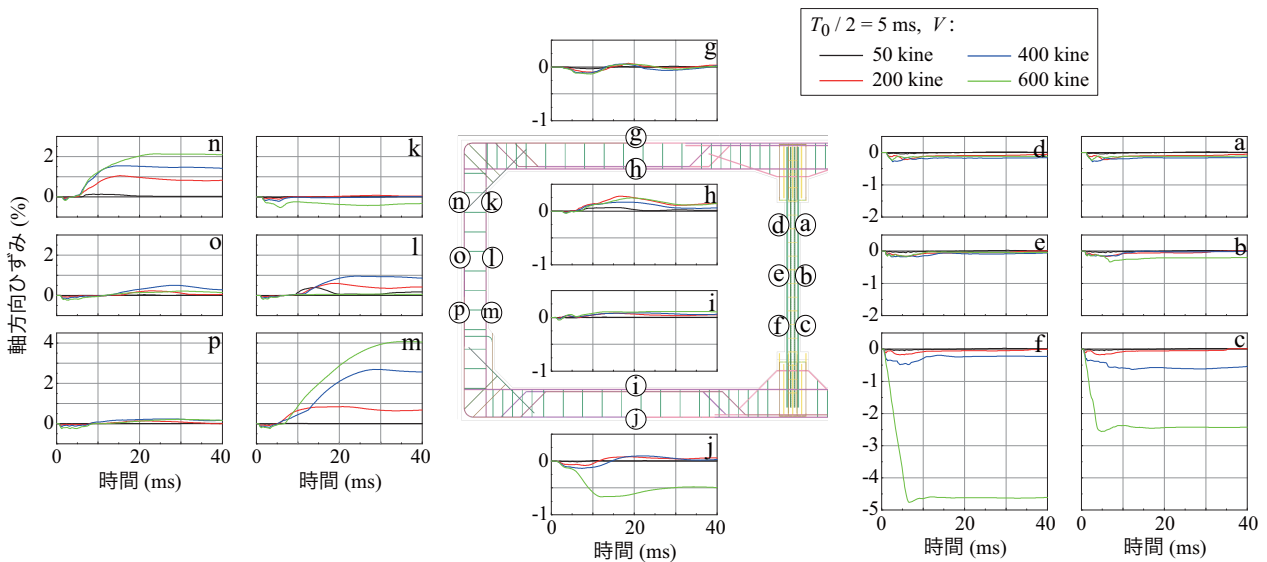


図-12 速度を変化させた場合における鉄筋要素の軸方向ひずみ波形分布



図-13 速度 V を変化させた場合の躯体の変形状態とコンクリートのひび割れ発生及び圧壊状況

塑性化していることが分かる。中柱部を見ると、600 kine 時に下部鉄筋に大きな圧縮ひずみが発生しており、コンクリートの圧壊によって座屈していることが示唆される。

(4) ひび割れおよび圧壊分布と変形状状

図-13 には、速度が $V = 400$ kine 及び 600 kine における解析終了時点の躯体の変形状態とダメージインデックスが 1.98 以上でコンクリートにひび割れあるいは圧壊が生じている要素を赤色にして示している。なお、前述と同様に、変形状況は 5 倍に拡大している。

図より、上述のように、底盤下端かぶり部に水平方向のひび割れが発生していることから底盤上表面での浮き上がり現象が類推されることや、側壁部のラーメン曲げの発生、中柱下部での著しい圧壊とそれに伴う頂版の落ち込みの状況が見て取れる。また、中柱部の圧壊発生位置を確認すると、速度が大きくなるに従い圧壊位置が下方に推移していることが分かる。これは、速度が速くなるに従い、発生圧縮応力も大きく、より早期に圧壊現象が発生するためと推察される。また、側壁部の変形状況について、速度が 200 kine の場

合(図-9)と比較すると、速度の大きい場合がより大きいことが分かる。

4. 実被災状況と数値解析結果の比較

ここでは、上述の数値解析結果を踏まえて、特に中柱の倒壊現象に着目し、実被災状況と比較を行うこととする。数値解析結果より、強制変位の速度を $V = 200$ kine として継続時間 $T_0/2$ を変化させる場合には、継続時間が長い場合において、中柱中間部が圧壊する傾向を示している。一方、継続時間を $T_0/2 = 5$ ms として速度 V を変化させる場合には、速度 V が 400 kine を越える場合において、中柱下部で圧壊する傾向を示し、速度の増加と共に下方に推移する傾向を示すことが明らかになった。

一方、被災状況は、写真-2 や 図-1 から明らかに、多くの中柱が下部で圧壊の傾向を示していることが分かる。

これより、本数値解析結果からは、強制変位継続時間 $T_0/2$ が数 ms と短く、かつその速度が $V = 400$ kine

程度以上で実被災状況を再現可能であるものと判断される。

5. まとめ

本研究では、兵庫県南部地震で地下鉄大開駅中柱の上部あるいは下部が倒壊した事象に着目し、継続時間が短い突き上げ波が作用した場合の被災の可能性を検討することを目的に、単純化するために地盤部も含めた駅躯体底盤下縁レベルに強制変位を直接入力して、速度を 200 kine と一定にして変位の継続時間を変化させる場合や、継続時間を 5 ms として、速度を変化させる場合に対する弾塑性応答解析を実施した。本数値解析によって得られた結果を整理すると、以下のよう

- 1) 中柱のコンクリートの輪切りひび割れ現象は、強制変位入力の速度が 200 kine、継続時間が 5 ms 程度でもその兆候が確認できる。
- 2) 速度を 200 kine 一定にして継続時間を変化させる場合には、中柱は継続時間が 50 ms 程度で柱中央部近傍で圧壊の傾向を示す。
- 3) 一方、継続時間を 5 ms として速度を変化させる場合には、400 kine 程度以上から中柱は下部近傍で圧壊の傾向を示す。
- 4) 中柱の被災状況と比較すると、継続時間が数 ms と短く、かつ速度が 400 kine 程度以上で大略被災状況を再現可能であることが明らかになった。

参考文献

- 1) 神戸新聞社：[特集] 阪神・淡路大震災, <https://www.kobe-np.co.jp/rentoku/sinsai/> (最終閲覧日：2020 年 1 月 6 日)
- 2) 阪神・淡路大震災の調査報告(紀要特別号) 資料：初期上下動の証言集, 大阪市立大学工学部, 1991.
- 3) 兵庫県南部地震による阪神高速道路の被害概況報告書, 阪神高速道路公団, 1995.
- 4) 兵庫県南部地震における道路橋の震災に関する調査中間報告書, 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会, 1995.
- 5) Sonoda, K. and Kitoh, H.: Vertical impulse to a structure on multi-layered grounds at near field earthquake, *Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University*, Vol. 56, Dec. 2015.
- 6) 直下地震における耐震問題に関する研究 -成果報告書-, 土木学会関西支部共同研究グループ, 2017.
- 7) 阪神・淡路大震災スライド集, 日本建築学会・土木学会編, 丸善, 1995.
- 8) 神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録, 佐藤工業株式会社, 1997.
- 9) Hallquist, J. O.: *LS-DYNA Version R9 User's Manual*, Livermore Software Technology Corporation, 2016.

(2019 年 9 月 20 日受付)

(2020 年 2 月 1 日受理)