

第5章 被災要因の検討

5.1 概説

神戸高速鉄道の大開駅の崩壊や神戸市営地下鉄上沢駅、三宮駅の中柱の破損をはじめとする駅舎部において大きな被害が生じた。

第2章の被災調査報告で述べたように、大きな被害となった大開駅の崩壊の特徴は、中柱の崩壊によって上床版が自重および上載土の荷重を支えきれずに側壁の崩壊へと移行したと推察される。上沢駅、三宮駅では、大開駅のような大きな崩壊は至らなかったが、中柱に顕著な被害が生じている。

このような現象が起こった原因究明のため、発災直後から各種の検討や数値シミュレーションが実施され、多くの新しい知見が得られてきている。

本章では、なぜ中柱を中心とした被害が発生したか、なぜ土被りが5m前後の開削工法で築造された地下構造物で被害が集中したのか、についての検討結果を掲載している。但し、本分科会に所属している各委員が個別に行った研究成果のうち、参考文献に記載しているような既発表分、未発表分を含めていることをお断りしたい。現時点では、被災原因については、ほぼ意見は同方向となっていると思われるが、細部については今後の検討に残された課題もあり、議論すべき点も多いと考えられる。したがって、本章の記述内容を基に、今後ますます議論が深まることを希望する。

次に、被災の大きかった箇所を含めた地震動特性について述べている。特に、大開駅周辺の被災調査結果に基づき、どのような地震動によってそのような状況になったかについて記述した。

また、土被りが5m前後の大開駅では、被災の程度が大きかったのに対し、神戸市営地下鉄の長田～新長田間の土被りが17.0m程度と比較的深い位置に築造されていた地下構造物では軽微な被害ですんでいる。この点に着目して、被害と土被りの影響についても検討を加えた。その結果、建設当時の知見を踏まえて設計されたので、常時荷重から決定される断面力が大きく、今回の被災で注目された中柱のせん断耐力は大きく、破壊パターンは結果的には曲げ先行型になっている点、および地震時に地盤内に発生する専断ひずみ量も小さいことが幸いしたと推定できる。

一方、被災当初から地盤を等価線形モデルとしたFEM地震時応答解析が多く行われた。さらに、地盤を弾塑性体とし、RC部材の非線形性を表すために曲げモーメントと曲率関係をバイリニア、トリリニアとして検討が進められた。しかし、構造寸法等を決定するための概略設計を実施するには、少々負荷が大きいのと思われる。そこで、解析結果と被災状況との比較検討から得られた知見に基づき、計算結果に工学的判断を加えることで地下構造物を設計できる新たな簡便計算法を提案できる。これにより、将来のより合理的な耐震設計法確立に寄与できると考える。

本章では、強震時地震動レベルに対する非線形動的解析を精解とし、FEM系の骨組みモデルに地盤変形を考慮した外力を作用させることによって得る断面力と非線形動的解析結果との比較を試みた上で、強震時に発生するであろう断面力の簡便な推定法の提案を行った。

5.2 地下駅の被害と地震時挙動の特徴

5.2.1 はじめに

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震では、淡路島北部から神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市にかけての地域が震度7の激震に見舞われ、甚大な人的および物的被害が発生した。耐震性に優れていると言われる地中構造物においては、多くが無被害で、被害があっても軽微なものがほとんどであったが、神戸高速の大開駅、あるいは市営地下鉄上沢駅や三宮駅のように、一部においてかなりの被害を受けたことも事実である。

図-5.2.1は、地下鉄（開削工法による矩形断面トンネル）と神戸市の下水幹線（シールドトンネル、立坑）の一部の被害調査結果を用いて作成した地中構造物の被害分布図¹⁾である。地中構造物の被害は、陰影を付けた震度7の地域²⁾に分布する所も認められるが、震度7の地域から外れた所にも被害が多数発生している。地上の構造物が地表の加速度運動による慣性力により挙動するのに対し、地中構造物は周辺地盤の変形に拘束されて挙動するものである。兵庫県南部地震では地上の構造物は比較的硬質な地盤であるⅠ種地盤において大きな応答を示し、地盤内の変位（ひずみ）は比較的軟質地盤であるⅡ、Ⅲ種地盤においてより大きな応答を示すことが指摘されている³⁾。

地中構造物の地震時挙動を支配すると考えられている地盤の挙動は、地盤の構成、その非線形性、入力地震波動等によって異なり、また、同一地盤の同一地震波動に対する応答も、その物理量即ち、応答変位、応答加速度、地盤ひずみ等により性質を異にする。

このような背景の中で、本節では地中構造物として大きな被害を受けた地下鉄駅舎（大開、上沢および三宮駅）の被害概要を整理するとともに、それらを対象とした解析例を挙げ、被害要因や支配的特徴についてまとめる。つぎに、これらの地中構造物に直接影響を与えたとと思われる表層地盤の地震時挙動の傾向を、大開および上沢駅における地盤と模式化地盤の地震応答解析例を取り上げ、その地盤種別、入力地震動の種類、入力加速度の大きさの影響について検討する。

5.2.2 地下鉄駅舎の被害概要

神戸市内には神戸高速鉄道と神戸市営地下鉄の2つの営業線があり、合計20の地下駅舎がある。これらの内、特に神戸高速鉄道大開駅、高速長田駅、神戸市営地下鉄三宮駅、上沢駅、新長田駅など、いずれも中柱を有する函型断面鉄筋コンクリート造のものが大きな被害を受けた。表-5.2.1に神戸高速・大開駅、神戸市営地下鉄・上沢駅および同・三宮駅の被害の概要を示す⁴⁾。

神戸高速・大開駅はRC造中柱（B=400mm, D=1000mm, @3.5m）約30本の崩壊に加えて、上スラブが折れ

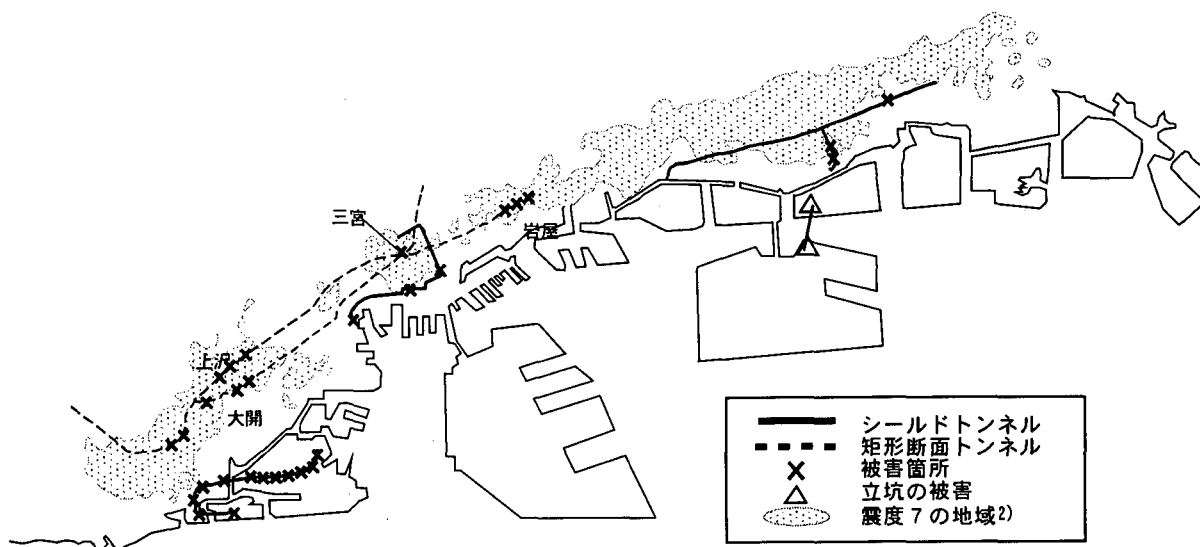
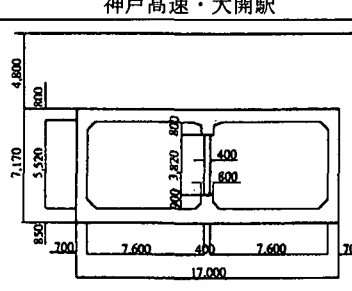
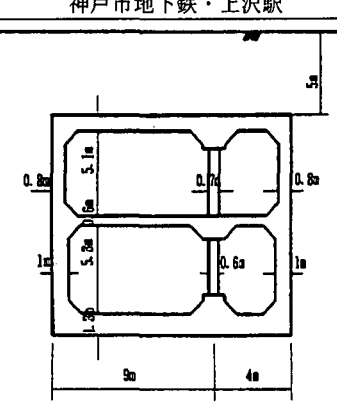
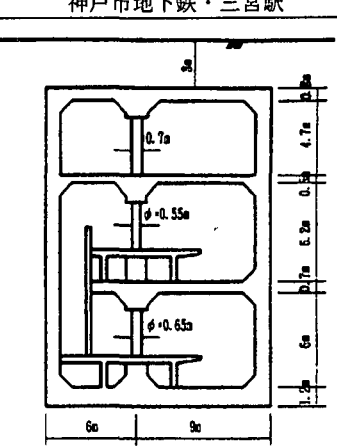


図-5.2.1 地中構造物の被害分布

表－5.2.1 地下鉄駅被害の概要（文献4より抜粋）

	神戸高速・大開駅	神戸市地下鉄・上沢駅	神戸市地下鉄・三宮駅
構造	 <p>延長120m, 幅17m, 高さ7.17m 1層構造（一部2層構造） 土被り：約5m</p>	 <p>延長400m, (プラットフォーム125m) 幅17m, 高さ13m (内空高さ5m) 2層構造（一部3層構造） 土被り：3～5m</p>	 <p>延長306m, 幅15m, 高さ21m 3層構造 土被り：3～4m</p>
地盤条件	N値4～13の砂, 粘土層とN値18～41の砂礫層の互層が15～17m N値50以上の砂礫層（大阪層群）	沖積粘土層数 m, 砂礫層, 砂層および粘土層合計25m～30m N値50以上の砂礫層（大阪層群）	沖積砂礫層約10m 段丘層：約6m以下, 大阪層群
被害状況	<ul style="list-style-type: none"> ・中柱（幅：0.4m, 奥行き1.0m, 高さ3.82m, RC, 間隔3.5m）約30本が完全に崩壊 ・天井が“く”の字に折れ曲がる ・地表面が陥没する 	<ul style="list-style-type: none"> ・上層中柱（幅0.7m, 奥行き1.4m, 間隔5m）10本が破壊, 下層中柱（幅0.6m, 奥行き1.5m, 間隔5m）被りコンクリート剥離 	<ul style="list-style-type: none"> ・上層中柱（RC柱 B=0.7m, D=0.9m）の破壊 中層下層の中柱（鋼管（φ550）, 鋼管（φ650））には被害なし

れ曲がり最大2.5m 沈下し、これに伴い、すぐ上を通る車道の沈下を引き起こした。中柱のコンクリートはかなりの部分が破碎し、帯鉄筋は脱落、軸方向鉄筋は大きく座屈・湾曲した。

神戸市営地下鉄・上沢駅は2層構造の区間および3層構造の区間があり、いずれも上階の被災が著しく、その中柱（B=700mm, D=1400mm）には斜めひび割れ、帯鉄筋、軸方向鉄筋のはらみだしが見られる典型的なせん断破壊が生じ、場所によっては上スラブおよび側壁のクラックが生じた。下層部中柱（B=600mm, D=1500mm）にも被りコンクリートの剥離などの被害が生じた箇所もあった。

神戸市営地下鉄・三宮駅の被害は3層構造で、上沢駅と同様上層部分の鉄筋コンクリート造中柱（B=700mm, D=900mm）に大きな被害が生じた。被害の様子も同様で、斜めひび割れ、コンクリートの剥離、帯鉄筋軸方向鉄筋のはらみだしが見られた。なお、最下層および中間層の中柱はφ550およびφ650の鋼管柱であったが無被害であった。

5.2.3 地下鉄駅被害要因の検討

兵庫県南部地震によって被災した地下駅舎においては、いずれの場合も函型断面が線路直角方向にせん断変形しており、鉄筋コンクリート造の中柱や側壁にせん断あるいは曲げによる損傷を受けたのがわかった。本項では、本地震で被害を受けた地下駅舎の破壊要因およびメカニズムを検討し、今後建設される地下構造物の耐震設計および現存地下構造物の耐震性照査にとって有用な資料とすることを旨とした。検討の対象として、前項でも取り上げた大開、上沢および三宮の3つの地下鉄駅舎を取り上げ、線形あるいは非線形の動的解析や弾塑性静的解析結果を用いて、被害に至ったプロセスや主要因を分析する。

(1) 神戸高速鉄道・大開駅

表－5.2.2に大開駅を対象にした被害要因検討の方法および検討結果をまとめた。

解析例A（竹脇, 大槻, 大西）⁵⁾では、①周辺地盤を成層構造とした、②埋め戻し層を考慮した、および③周辺地盤の剛性低下（1/2）および左右側壁上下端の剛性を低下（1/100）させた3ケースについて2次元FEM線形動的解析を行っている。解析によって得られた側壁および中柱断面力とそれぞれの耐力とを比較したところ、まず側壁上下端部の曲げ破壊（ケース①）が生じた後、中柱の曲げあるいはせん断破

表-5.2.2 地下鉄駅被害要因の検討方法および検討結果（その1：大開駅）

解析例	入力条件	解析手法およびケース	解析結果	被害要因および結論
A ⁵⁾	地震動： ポ-トアイランド-79m 基盤面：GL-20m 地盤条件： Vs=150m/s：5m 200m/s：7m 250m/s：8m 土被り5m	2次元FEM動的解析 地盤：ソリッド（線形） 構造物：梁要素（線形） ①成層構造 ②埋め戻し層を考慮 ③周辺地盤の剛性および左右側壁上下端の剛性をそれぞれ1/2および1/100に	最大水平応答加速度： 上床版レベル：550Gal 直上地表面：650～730Gal 中柱の発生断面力（ケース③）： 曲げ耐力比：1.05 せん断耐力比：1.1	主要因は側壁上下端の破壊＋中柱の圧壊 横断方向振動（NS）が破壊の主原因（EWの影響小） 周辺地盤の剛性低下→側壁の曲げモーメントおよびせん断力の増加
B ⁶⁾	地震動：神戸大 基盤面：GL-44m 地盤条件： Vs=140m/s：5m 180m/s：6m 240m/s：6m 330m/s：22m 500m/s：5m 土被り：5m	2次元FEM動的解析 ＋静的弾塑性解析 2次元FEM動的解析： 地盤：ソリッド（等価線形） 構造物：梁要素（線形） 静的弾塑性解析： 材端剛塑性ばね法 構造物：梁要素 剛域端ばね：トリリニア 動解断面力を静的載荷	最大応答加速度： 上床版レベル：516Gal 直上地表面：727Gal 最大せん断ひずみ 地盤：0.8% 構造物：0.4% 中柱の発生断面力 曲げ耐力比：1.5 せん断耐力比：1.1	中柱曲げ破壊あるいはせん断破壊（動解） 中柱せん断破壊先行＋曲げ破壊（静的弾塑性解析）
C ⁷⁾	地震動：神戸大 NS 基盤面：GL-44m 地盤条件： Vs=140m/s：5m 180m/s：6m 240m/s：6m 330m/s：22m 500m/s：5m 土被り：5m	2次元FEM非線形動解 地盤：ソリッド（ひずみ依存性） 構造物：梁要素（M-φ剛性低減型トリリニアモデル）	地盤最大せん断ひずみ：0.3% 最大せん断ひずみ 構造物：0.3% 中柱せん断破壊時刻：3.0秒 側壁曲げ降伏時刻：6.2秒	破壊の主要因は中柱のせん断破壊 破壊プロセス： 側壁曲げひび割れ →上下床版曲げひび割れ →中柱曲げひび割れ →中柱せん断破壊

壊（ケース③）に至っていることが判明した。

解析例B（廣戸、梅原、青木、中村、他）⁶⁾では、地盤をひずみ依存性を考慮したソリッド要素に、構造物を線形梁要素にモデル化した2次元FEM動的解析によりその応答を求めるとともに、得られた断面力の履歴と耐力を比較している。その結果では、構造物に生じる最大せん断ひずみが約0.4%、中柱には曲げ及びせん断においてその耐力を越える断面力が発生している。また、得られた構造物の軸力およびせん断力を材端剛塑性ばね法による梁ばねモデルに静的分割載荷したところ、中柱の降伏後すぐにせん断破壊が生じ、後に曲げ破壊に至るなどその破壊プロセスが明らかになった。

解析例C（嶋村、河西、笹川、福田）⁷⁾では、地盤のひずみ依存性を考慮したソリッド要素に、構造物を剛性低減型トリリニアモデルの梁要素にそれぞれモデル化した2次元FEM非線形動的解析を行い、時々刻々構造物に発生する断面力を算出している。解析の結果、側壁の曲げひび割れ開始とともに上下床版に曲げひび割れが発生したのち、中柱の曲げひび割れ、そしてせん断破壊の順に推移する破壊メカニズムが明らかになった。

(2) 上沢駅

表-5.2.3に上沢駅を対象にした被害要因検討の方法および検討結果をまとめた。

解析例D（佐俣、長光、山本、森）⁸⁾では、地盤のひずみ依存性を考慮した一次元地盤応答解析結果により求められた応答値により、地盤ばね定数および地震荷重を設定し、非線形梁ばねにモデル化した地下三層構造物に段階的に静的載荷して構造物の破壊形態を検討している。地下1階の中柱のせん断力が最も低い荷重レベルにおいて破壊耐力に達し、地下1階の中柱のせん断破壊が先行することが判明した。また、構造物の非線形性を考慮しない場合や地盤を単層にモデル化した場合には実際の被災状況とはそぐわない解析結果になることより、地盤および構造物の非線形性あるいは地層割りの重要性を確認した。

解析例E（田尻、佐俣、志波、他）⁹⁾では、入力地震動上昇波の最大振幅100、150、200、および250Galのそれぞれについて地盤-構造物系2次元動的FEM解析をおこない、被災メカニズムと地震動の大きさの

表-5.2.3 地下鉄駅被害要因の検討方法および検討結果（その2：上沢駅）

解析例	入力条件	解析条件およびケース	解析結果	被害要因および結論
D ⁸⁾	地震動：ボートライント -83mNS 基盤面：GL-29m 地盤条件： Vs=170m/s:3m 200m/s:8m 約250m/s:21m 土被り4m 構造物：3層構造	一次元解析+骨組み解析 一次元解析： 地盤のみ：等価線形 骨組み解析： 地盤：パネ定数 一次元解析結果より 梁要素：M-φトリニア 荷重：応答変位法 一次元解析結果より	最大応答加速度 (直上地表面)：900Gal (上床版上端)：450Gal 断ひずみ：地盤、構造物 (B1F) 1.5%, 0.3% (B2F) 0.5%, 0.3% (B3F) 0.2%, 0.1% 地下一階中柱の発生断面力 せん断耐力比：1.4 曲げ耐力比：1.2	・地下一階中柱のせん断破壊 ・構造物の非線形性を考慮した解析により再現 ・地盤の詳細な応答解析が必要
E ⁹⁾	地震動：気象台 NS+UD 100~250Gal 基盤面：GL-35m 地盤条件： Vs=170m/s:3m 200m/s:4m 約250m/s:10m 約300m/s:18m 構造物：3層構造	一次元解析： 地盤のみ：等価線形 2次元FEM解析 地盤：線形（一次元解析結果より） 構造物：トリリニア 地盤構造物間： ジョイント要素	最大応答加速度 直上地表面：565Gal (入力250Gal) 地下一階中柱の発生断面力 せん断耐力比：1.2以上 (入力250Gal)	・地盤の相対変位に起因する中柱のせん断破壊 (側壁上端の曲げ破壊→中柱上下端の曲げ+中柱全体のせん断破壊) ・上下動の影響小 ・緩い沖積層にあたる地下一階部分に被害大 ・中柱の帯鉄筋不足
F ¹⁰⁾	地震動：ボートライント 記録×1.2 基盤：GL-33m 地盤条件： Vs=150m/s:3.5m 200m/s:6.5m 230m/s:4m 約260m/s: 構造物：2層構造	2次元FEM動的解析 地盤：等価線形 構造物：線形 3次元FEM非線形静解 側壁・床版・中柱： 鉄筋コンクリート積層シェル 荷重：土圧+自重 +地震時周面せん断 +地震時土圧	最大応答加速度 (自由地盤地表面)：765Gal せん断ひずみ 地盤：0.2% 構造物：0.2% 中柱の発生断面力 (発生せん断力/降伏せん断力)：2.0 (発生曲げモーメント/降伏曲げモーメント)：1.4	・地下一階中柱せん断破壊+曲げ破壊（2次元動解） ・地下一階（水平土圧大）の中柱（両端固定、帯鉄筋少）→せん断破壊（3次元非線形静解析）

影響を検討している。ここでは、地盤の剛性および減衰として、ひずみ依存性を考慮した一次元地盤応答解析結果を用いている。最大入力加速度が200Gal および250Gal のケースでは、地下1階側壁上部の曲げヒンジ発生後、地下1階中柱がせん断破壊に至ることが判明した。入力加速度振幅が150Gal 以下（地表面応答加速度370Gal）の場合、中柱に被害が生じないことより、それ以上の地震動が生じたものと考えられる。また、地下1階に被害が集中した一つの原因として緩い沖積砂質土層の大きなせん断変形が挙げられることが予め行われた地盤応答解析より明らかになった。

解析例F（田尻、佐保、松田、大内）¹⁰⁾では、地盤をひずみ依存性を考慮したソリッド要素に、2層構造の地下駅舎を線形梁要素にモデル化した2次元複素応答解析、そして、2層構造の地下駅舎を鉄筋コンクリート積層シェル要素の集合体としてモデル化し、常時荷重と2次元動的解析で得られた土圧を載荷する3次元FEM静的非線形解析を実施している。2次元複素応答解析結果より、上層部分の中柱のせん断力とその耐力を大幅に越え、このモードが破壊に寄与したことが判明した。また、3次元FEM静的非線形解析では、地下1階部分のせん断変形が大きくなり、それに伴って地下1階中柱のせん断応力度が大きくなり、壁および床版の鉄筋が降伏する以前に、中柱のせん断耐力を越え破壊に至る様子が再現された。

(3) 三宮駅

表-5.2.4に三宮駅を対象にした被害要因検討の方法および検討結果をまとめた。

解析例G（佐保、水口、杉山、川満）¹¹⁾では、地盤のひずみ依存性を考慮したソリッド要素に、構造物を線形梁要素にモデル化した動的解析より求めた構造物の応答変位を、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係をそれぞれトリリニアおよびバイリニアで非線形性を表現した3層構造骨組みモデルに暫時入力する静的解析を行っている。その結果、応答変位の8割の変位を入力した段階で地下1階中柱のせん断力とその耐力に達し、その後変位の増加に伴い地下1階上下端鉄筋の降伏等に至ることが判明し、被災構造物の破壊状況に即した破壊のプロセスが再現された。

表-5.2.4 地下鉄駅被害要因の検討方法および検討結果（その3：三宮駅）

解析例	入力	解析条件	解析結果	破壊要因および結論
G ¹¹⁾	地震動： 気象台 NS+UD 自由地盤表面入力 基盤面：GL-50m 地盤条件： 沖積層：約10m 段丘層：約6m 大阪層群：約34m 土被り3m 構造物：3層構造	2次元動的解析＋非線形骨組み 2次元動的解析： 地盤：等価線形 構造物：弾性 非線形骨組み： コンクリート：トリリニア 鉄筋：バイリニア 荷重：動解応答値を強制変位	最大応答加速度 (直上地表面)：900Gal 構造物せん断ひずみ： (地下1階)：0.3%程度 (地下2階)：0.3%程度 (地下3階)：0.2%程度 地下1階中柱の発生断面力 せん断耐力比：1.2程度	・中柱（地下1階のRC柱）のせん断による崩壊 ・破壊のプロセス 地下1階中柱せん断破壊 →地下1階側壁下部鉄筋降伏 →地下1階側壁上部鉄筋降伏 →地下1階中柱鉄筋降伏 →地下2階側壁下端鉄筋降伏 →地下3階側壁下端鉄筋降伏

5.2.4 表層地盤の地震時挙動の特徴

前述のとおり、兵庫県南部地震によって特に被害の大きかった大開、上沢および三宮駅について、その破壊要因を検討した結果、共通して鉄筋コンクリート造の中柱（特に上層階）のせん断破壊が主要因であるという結論を得、被災構造物の破壊状況と合致した破壊プロセスも解析上から把握できた。また、これら地下駅などの地中構造物はいずれもほぼ地盤の変形に追従して変形し、その損傷によって地盤のせん断ひずみが特に重要なパラメータになることが明らかになった。このため地震時の地盤応答の傾向を正確に把握することが今後の地中構造物の耐震設計上重要となることが判明した。そこで、本項においては、表層地盤の地震時応答解析事例を取りまとめ、地盤構成、入力地震動の種類、レベルなどをパラメータとして、地盤応答の特徴を検討する。

表-5.2.5に、前述の地下駅被害要因解析例B～Fにおける地盤応答の深さ方向分布を示す。表に示されるように、いずれの実地盤解析例もせん断弾性波速度200m/s以下の軟弱層厚が10m程度の地盤構成であるが、その応答は様々である。解析例BとDは最大せん断ひずみが1%以上となっているのに対し、解析例C、E、Fは最大せん断ひずみが0.2～0.4%程度となっている。また、解析例B～EではG.L.-5～-10mの軟弱層の位置において最大のせん断ひずみが生じている分布となっているのに対し、解析例Fでは最下層にてせん断ひずみが最大となった。これまで、地中構造物の簡易な設計法においては、正弦波分布の地盤応答変位、つまり、深いほどせん断ひずみが大きくなる応答変位分布より、応答変位法を用いてその断面力を求める方法が一般的であるが、今回の検討では、ほとんどの解析例において必ずしも一致しない傾向が得られた。これらの地盤応答の傾向の違いは、主に層割りおよび地盤の剛性、非線形性など地盤のモデル化手法、入力地震波形のレベルおよび周波数特性に起因すると考えられる。

表-5.2.6に、模式地盤を対象とした地盤応答解析結果の深さ方向分布を示す。ここでは、模式地盤として、道路橋示方書V耐震設計編¹²⁾における耐震設計上の地盤種別（Ⅰ～Ⅲ種地盤）に対応するように設定した表層地盤モデルを設定している。

解析例H³⁾では、地盤モデル基盤に神戸大学（1995）NSを入力して等価線形地震応答解析を実施し、耐震設計上の地盤種別および入力地震動と地盤の地震時応答量との関係について検討している。太い実線がⅠ種地盤モデル、細い実線がⅡ種地盤モデル、破線がⅢ種地盤モデルの解析結果をそれぞれ表している。地表面の最大応答加速度は、Ⅰ種地盤の方がⅡ種やⅢ種地盤よりも大きくなる傾向がある。最大応答変位の分布形状は、いずれの地盤モデルでも地表面に近づくにつれて増大する分布性状を呈している。特に、Ⅱ種とⅢ種地盤では均一地層の中部あるいは上部にあたるGL-10m付近で急激に増大し、地盤のせん断ひずみ分布でもGL-10m付近に鋭いピークを持つ分布となっている。

解析例I³⁾では、地盤モデル基盤にそれぞれエルセントロ（1940）NSを入力して等価線形地震応答解析を実施し、耐震設計上の地盤種別および入力地震動と地盤の地震時応答量との関係について検討している。最大応答変位の分布形状は、解析例Hと同様、いずれの地盤モデルでも地表面に近づくにつれて最大応答変位は増幅し、特にⅡ種とⅢ種地盤では、沖積層で急激に増幅する傾向を示す。せん断ひずみ分布は、Ⅱ種とⅢ種地盤においては層境界付近以外にGL-10m付近で変位の増大に伴い比較的大きなせん断ひずみが発生しており、解析例Hと同様、均一地層の中部あるいは上部にもピークを持つ分布となっている。

解析例J¹³⁾では、Ⅲ種地盤モデル基盤にポートアイランド（GL-83m）での兵庫県南部地震観測波形を入

表-5.2.5 地下駅被害要因分析における地盤応答の深さ方向分布

解析例と対象物	入力および解析条件	応答加速度 (Gal)	応答変位 (cm)	地盤ひずみ* (%)
B ⁶⁾ 大開駅	地震動：神戸大 基盤面：GL-44m 地盤条件： Vs=140m/s：5m 180m/s：6m 240m/s：6m 330m/s：22m 500m/s：5m 2次元FEM動的解析： 地盤：ソリッド（等価線形） 構造物：梁要素（線形）			
C ⁷⁾ 大開駅	地震動：神戸大 NS 基盤面：GL-44m 地盤条件： Vs=140m/s：5m 180m/s：6m 240m/s：6m 330m/s：22m 500m/s：5m 2次元FEM非線形動解 地盤：ソリッド（歪依存性） 構造物：梁要素（M-φ剛性低減型トリニアモデル）			
D ⁸⁾ 上沢駅	地震動： ボートアイランド'83mNS 基盤面：GL-29m 地盤条件： Vs=170m/s：3m 200m/s：8m 約250m/s：21m 一次元解析： 地盤のみ：等価線形			
E ⁹⁾ 上沢駅	地震動： 気象台 NS+UD (200Gal) 基盤面：GL-35m 地盤条件： Vs=170m/s：3m 200m/s：4m 約250m/s：10m 約300m/s：18m 2次元FEM解析 地盤：線形（一次元動解より） 構造物：トリニア梁要素 地盤構造物間：ジョイント要素	地表面最大加速度：525Gal		
F ¹⁰⁾ 上沢駅	地震動： ボートアイランド'記録×1.2 基盤面：GL-33m 地盤条件： Vs=150m/s：3.5m 200m/s：6.5m 230m/s：4m 約260m/s：19m 2次元FEM動的解析 地盤：等価線形 構造物：線形			

*地盤ひずみの深さ方向分布は各解析例の応答変位分布に基づいて算出したものを掲載した。

表-5.2.6 模式地盤を対象とした地盤応答の深さ方向分布

解析例	入力波, 基盤, 解析法	地盤種別と地盤構成	応答加速度 (Gal)	応答変位 (cm)	地盤ひずみ (%)												
H ³⁾	神戸大学 NS 剛基盤 等価線形	<table border="1"> <tr><td>I</td><td>II</td><td>III</td></tr> <tr><td>洪積層</td><td>洪積層</td><td>沖積層</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>洪積層</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>風化岩</td></tr> </table>	I	II	III	洪積層	洪積層	沖積層			洪積層			風化岩			
I	II	III															
洪積層	洪積層	沖積層															
		洪積層															
		風化岩															
I ³⁾	ILHND NS 粘性境界 等価線形	<table border="1"> <tr><td>I</td><td>II</td><td>III</td></tr> <tr><td>洪積層</td><td>洪積層</td><td>沖積層</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>洪積層</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>風化岩</td></tr> </table>	I	II	III	洪積層	洪積層	沖積層			洪積層			風化岩			
I	II	III															
洪積層	洪積層	沖積層															
		洪積層															
		風化岩															
J ¹³⁾	ポ-トアイランド (GL-83m) NS 剛基盤 等価線形	<table border="1"> <tr><td>III</td></tr> <tr><td>沖積層</td></tr> <tr><td>洪積層</td></tr> <tr><td>風化岩</td></tr> </table>	III	沖積層	洪積層	風化岩											
III																	
沖積層																	
洪積層																	
風化岩																	
K ¹⁴⁾	神戸大学 NS 加速度レベル ①0.2倍 ②0.4倍 ③0.6倍 ④0.8倍 ⑤1.0倍 剛基盤 等価線形	<table border="1"> <tr><td>III</td></tr> <tr><td>沖積層</td></tr> <tr><td>洪積層</td></tr> <tr><td>風化岩</td></tr> </table>	III	沖積層	洪積層	風化岩											
III																	
沖積層																	
洪積層																	
風化岩																	

力した地盤応答解析を実施している。最大応答変位の分布形状は、地表面に近づくにつれて最大応答変位は増幅しているが、特に沖積層で急激に増幅する傾向を示す。せん断ひずみ分布は、解析例HやIと違って、洪積層と沖積層および風化岩層と洪積層の境界付近にピークをもち、層上部に近づくにつれてゼロに漸近する。これは、応答変位分布が洪積層および沖積層それぞれにおいて一次モードが卓越した分布を呈していることに起因すると考えられる。

解析例K¹⁴⁾では、Ⅲ種地盤を対象とした等価線形地震応答解析を入力地震動（神戸大 NS）の加速度の大きさを変えて実施（0.2～1.0倍）している。変位分布は、入力地震動レベル0.2～0.4倍では1次モードに近い分布を示すが、それ以上入力が大きくなると次第に2次モードの影響を受け、震動の方向が反転する節に相当する点が生じ、入力の増大とともにその節が地表面に近づき、最大入力時にはGL-15m付近に節が移動する。せん断歪み分布でも、入力地震動レベル0.2～0.4倍では、風化岩層と洪積層および洪積層と沖積層の境界付近にピークをもち、層上部に近づくとつれゼロに漸近する分布を呈するが、地震動レベル0.6倍以上のケースでは沖積層内のGL-10m付近に鋭いピークを持つ分布形状に変化する。

以上のことより、地盤のせん断歪み分布は軟弱層の厚さ、地震動の種類、そして地震動の大きさによって、変位分布形状の卓越モードが変化するため、大きく影響を受けることが判明し、地中構造物の耐震検討の際には設置深さにおける地盤のせん断ひずみを適切に評価することが重要になってこよう。

5.2.5 まとめ

本節では、兵庫県南部地震による地下鉄駅舎の被害についてまとめるとともに、その被害要因分析を行った。また、実地盤および模式地盤の地震応答解析例よりその応答結果を整理し、地盤種別、入力地震動の種類およびレベルと地盤応答との関係について検討を加えた。これらの結果より、得られた知見を以下に要約する。

- ① 地下駅は特に上層部の鉄筋コンクリート造中柱に集中して損傷を受け、その被害要因を検討した結果中柱のせん断破壊が主な要因である。
- ② 兵庫県南部地震のように大きな地動を伴う地震時には、地盤の応答変位およびせん断ひずみが大きくなるため、解析検討の際には地盤および構造物の非線形性を的確に表現することが重要である。
- ③ 実地盤の地震応答解析では、沖積層の上部や中部で比較的大きなせん断ひずみが発生した例が多く、一般的に地中構造物の耐震設計に用いられてきた正弦波分布の地盤応答変位とは必ずしも一致しない傾向が得られた。
- ④ 模式地盤の地震応答解析では、軟弱層の厚いⅡ種やⅢ種地盤において、層境界付近以外にも比較的浅い部分でせん断ひずみのピークが得られたケースがあったが、これは大きな地震動レベルにおいて地盤剛性が低下するに伴い、変位分布の卓越モードが高次に移行することに起因する。

5.3 土被り深さと被害の相関に関する検討

5.3.1 はじめに

地下構造物の被害が多く見られた地点は三角洲や旧溜池であったと推測されるので、被害状況と地盤条件(谷筋が埋まった場所、埋立地等)大きな関係にあると思われる。また、土被りが5m前後の地下構造物に被害が多く見られ、三宮地下街を代表とする土被りの極端に浅い箇所や深い地点での被害は軽微であった。

したがって、ここでは土被りがどの程度被害の要因になるか、構造物の健全性にどの程度影響しているかについて定量的に把握するための検討をおこなった。すなわち、通常行われている静的荷重をベースとした計算より決定された寸法を持つ構造物の耐力に対して上床版と下床版との相対変位との比較検討することによって、なぜ構造物被害の差異が生じたのかについて検討した。

なお、被害が生じた対象区間を神戸市営地下鉄の上沢駅周辺とし、被害が軽微であった代表区間として、長田駅～新長田駅間に長田よりの地点とした。

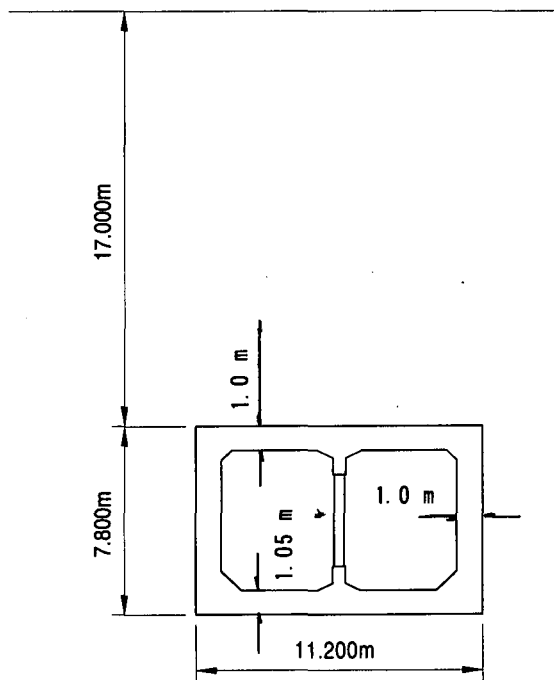


図-5.3.1 概要図

5.3.2 解析方法

解析は、一次元動的地震応答解析(解析コード: Super-FLUSH、全応力、等価線形解析)により地盤変位を求め、その変位(カルバート上床と下床間の相対変位)を、静的非線形骨組み解析(解析コード: T-DAP III)の入力とする、いわゆる応答変位法によった。

地盤変位の解析に用いる物性値は建設計画時に実施された土質調査結果をもとに表-5.3.1のように設定した。等価線形解析に用いるせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存性は既往の実験結果によった。

非線形骨組み解析における地盤変位以外の外力(慣性力、構造物周囲地盤せん断力)は、参考文献15)によった。

非線形骨組みの曲げモーメント-曲率関係は、一定軸力下におけるコ

ンクリート部材ひびわれ時および鉄筋降伏時の[曲げモーメント、曲率]を折れ点とするトリリニアモデルとした。せん断剛性は線形とした。

構造物周辺地盤は、地盤反力の限界値を主動域においては零、受動域においては常時受動土圧とするバイリニアモデルとして考慮した。

また、荷重は200分割し増分法により作用させた。

表-5.3.1 土質条件

深度 GL-m	土層	層厚 H ₁ (m)	湿潤単位体積 重量 γ_t (tf/m ³)	平均N値	せん断弾性波 速度 V _s (m/s)	せん断変形 係数 G ₀ (tf/m ²)
3.0	表層土	3.0	1.6	4	127	2633
5.0	砂質土	2.0	1.8	9	166	5086
8.0	粘性土	3.0	1.6	13	235	9027
23.0	れき質土	15.0	2.0	36	264	14240
25.0	粘性土	2.0	1.8	21	276	13981
40.0	れき質土	15.0	2.0	50	295	17727

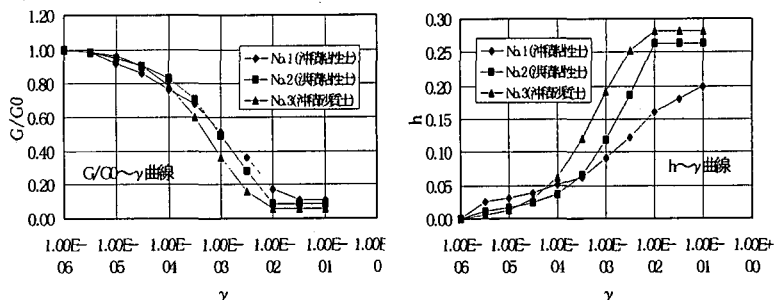


図-5.3.2 地盤ひずみ依存特性

5.3.3 入力地震波

兵庫県南部地震発生以降、震源モデルにて計算した地震動と観測記録を整合することにより、地震時の地盤震動に関する研究がなされ、佐藤らの手法による想定地震動が比較的良く一致することが検証された。本検討では検討対象地点が北緯34度40分、東経135度09分と特定されているので、佐藤らの手法で目標応答スペクトル(図-5.3.3)を求めた。目標応答スペクトルに適合した時刻歴波形を図-5.3.4に示す。

時刻歴波形は実地震位相を用い、繰り返し計算により時刻歴波形のフーリエスペクトルの振幅調整をすることにより、目標応答スペクトル曲線に適合させた。

実地震位相は、兵庫県南部地震際に観測された、神戸海洋気象台、JR鷹取、ポーアイ(GL-83m)の3波を用いた。

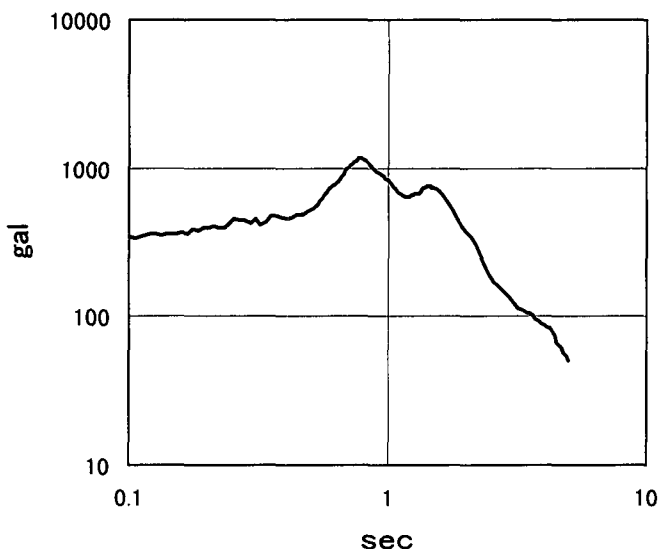


図-5.3.3 目標応答スペクトル

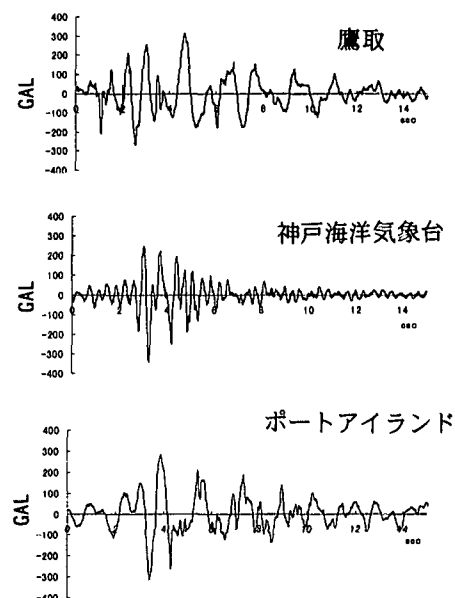


図-5.3.4 入力地震波形

5.3.4 検討結果(1) -地盤変位-

地震応答解析により算定した、カルバート設置深さにおける地盤相対変位を図-5.3.5に示す。

これはカルバートの下床版下面の変位を基準としたときの各点の変位で、上床版と下床版の変位の差が最大となる時刻のものを示している。

これより、3つの入力波で上床版と下床版の変位差が4~6cmの範囲にあることがわかる。特に鷹取波と他2波との差が大きくなっている。

深さ方向の分布をみるとGL-23mの粘性土と礫質土との層境、微小ひずみレベルでインピーダンス比が約2.0の箇所が折れ点となっている。カルバート設置深さにおける層境の有無が地震時外力に大きく影響を及ぼすことがわかる。

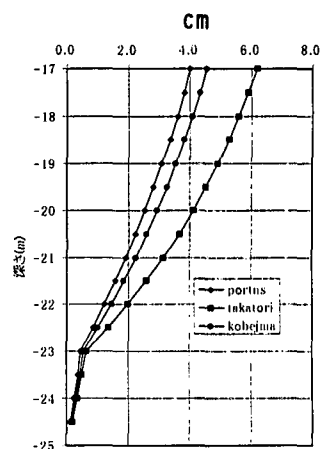


図-5.3.5 相対変位

5.3.5 検討結果(2) - 構造物応答 -

検討対象としたカルバートの構造的特徴は、17mと厚い土被りにおける高軸力条件を、主として配筋量の増加で対応しているところにある。したがって中柱の曲げ耐力は圧縮破壊先行の領域にある。図-5.3.6に側壁周辺ばねの各解析におけるP- δ 履歴を示す。各ケース共に塑性領域まで達しており、梁-ばねモデルに強制変位を入力させたときのばね節点での過大な反力の発生が回避されていることがわかる。

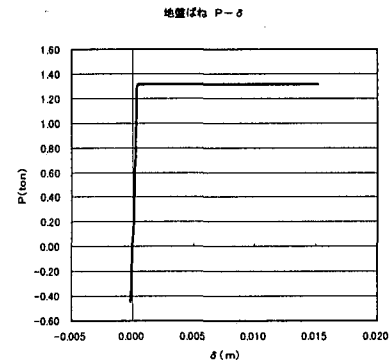


図-5.3.6 P- δ 履歴

図-5.3.7は各入力ケースにおける側壁、中柱における発生曲げモーメントと耐力の関係を示したものである。縦軸は側壁の深さ方向の位置を、横軸は M_c 、 $(M_y - M_c)$ 、 $(M_u - M_y)$ に対する割合で示している。中柱の曲げ耐力は圧縮破壊先行領域にあるので、 M_c 、 $(M_u - M_y)$ について示している。側壁においては、鷹取波の上下部において M_y を超過している。これに対し神戸海洋気象台、ポートアイランド入力の場合は M_y に達していない。また入力にかかわらず側壁はほとんどの断面で M_c に達している。中柱においては入力波の違いによる影響は小さく、柱の上下部において M_c をわずかに超過しており、中柱より側壁の負荷が大きくなっている。

図-5.3.8に各ケースにおける側壁、中柱の発生せん断力と許容せん断力を示す。全てのケースにおいて発生せん断力は許容せん断力以下となっている。浅い土被りのトンネルにみられるような中柱におけるせん断破壊は認められない。

5.3.6 まとめ

- ① 土被りの深い(18m)のトンネルの場合、常時荷重における配筋量が多く、せん断、曲げ共に終局破壊に至らない。
- ② 側壁と比較し中柱のほうが破壊に対する安全率が大きく、浅い土被りと傾向が異なる。但し、中柱は常時荷重に対して配筋量の増加で対応しているため曲げ耐力が圧縮破壊先行の領域にあり、何らかの対策が必要と思われる。

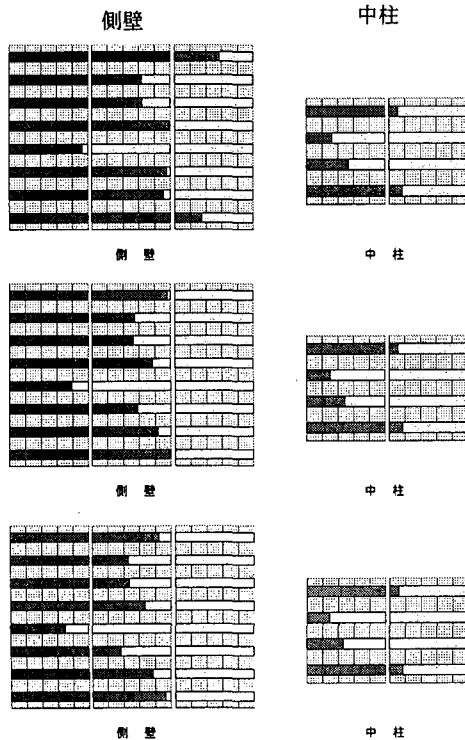


図-5.3.7 発生曲げモーメント

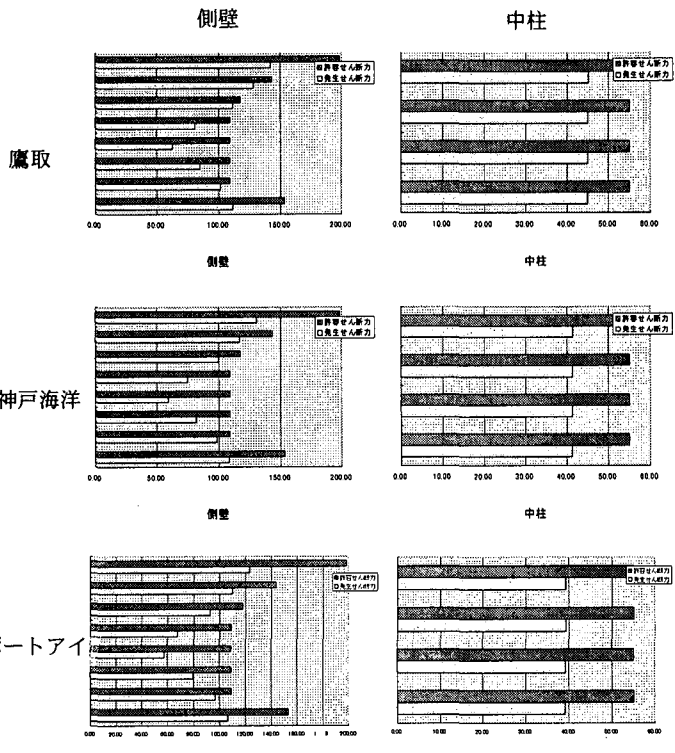


図-5.3.8 発生せん断力

5.4 横断方向検討における新しい簡便法の提案

5.4.1 概要

阪神・淡路大震災後で大きな被害を受けた神戸高速鉄道大開駅、神戸市営地下鉄上沢駅、三宮駅の被災原因を追求するために、被災当初から地盤を等価線形モデルとしたFEM地震時応答解析が多く行われてきた。一方、地盤を弾塑性体とし、巨大地震時襲来時の構造物の非線形性を考慮した解析もなされてきているが、これらの数値解析手法には費用もかかり、手軽に構造物の耐力照査を実施できるとは言い難い。

そこで、解析結果と被災状況との比較検討から得られた知見に基づき、精解ではないがある幅を持ち、計算結果に工学的判断を加えることにより、地下構造物を設計できる新たな簡便計算法を提案できれば、将来のより合理的な耐震設計法確立に寄与できると思われる。本稿では、強震時地震動レベルに対する非線形動的解析結果を精解とし、FEM系の骨組みモデルに地盤変形を考慮した外力を作用させることによって、強震時に発生するであろう断面力の推定を試みた。

5.4.2 大開駅駅舎部の非線形動的解析

(1) 解析条件

検討対象としたプラットフォーム部の断面寸法を図-5.4.1に示す。構造体は幅が17m、高さが7.17mで、中柱(幅0.4m、奥行き長さ1.0m)が奥行き方向に3.5m間隔で配置されている。上床版および下床版の厚さは、おのおの0.8mおよび0.85mである。側壁の厚さは、上部が0.7mで下部は0.85mである。なお、土被りは4.8mである。

表-5.4.1に構造体の周辺地盤の地層構造と地盤物性を示す。せん断波速度はN値から推定した値である。

地盤はR-O(Ramberg-Osgood)モデルを用いて非線形性を考慮した。これらの式に含まれる G_0 は初期せん断剛性、 h_{max} は最大減衰定数、 $\gamma_{0.5}$ は規準ひずみ($G/G_0=0.5$ のときのひずみ)であり、解析で用いた各層ごとの値は表-5.4.1に示すとおりである。なお、添え字の*i*は地層の番号を示している。

図-5.4.1に示す構造体とその周辺地盤を2次元モデルに置換した(奥行きは1m)。周辺地盤はソリッド要素でモデル化し、構造体の中心から左右へおのおの50m離れたところを側方境界、GL-20mの位置を基盤面と仮定した。

側方境界と基盤面の境界条件は、ともに水平方向は粘性境界、上下方向は固定境界とした。構造体ははり要素でモデル化し、非線形性を考慮するためにM- ϕ 関係は修正武田モデルで、側壁および柱部材のQ- δ 関係はバイリニアモデルで表わした¹⁵⁾。但し、ハンチ部分および縦ばり部分は図-5.4.2に示すように剛域とし、中柱は奥行き方向に3.5m間隔で配置されているため、その剛性は1/3.5とした。

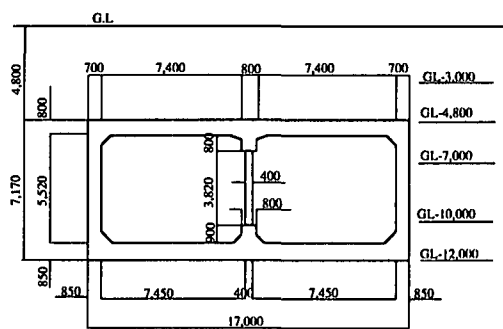


図-5.4.1 構造図

表-5.4.1 地盤の物性値

地層 下面レベル (m)	土質	せん断波 速度 (m/s)	単位体積 重量 (t/m ³)	せん断弾性係数		規準ひずみ		最大 減衰定数 h_{max}
				G_0 (t/m ²)	G_0 (t/m ²)	$\gamma_{0.5}$ (*E-04)	$\gamma_{0.5}$ (*E-04)	
GL-3.0	礫混じり 粘土質ローム	150	1.7	3,900	3,000	3.30	2.53	0.22
GL-4.8	礫混じり 砂質ローム	150	1.7	3,900	2,000	3.11	1.58	0.24
GL-7.0	礫混じり 砂	200	1.8	7,350	3,300	2.78	1.26	0.22
GL-10.0	礫混じり 粘土質ローム	200	1.6	6,500	2,700	6.20	2.53	0.22
GL-12.0	粘土質ローム	200	1.6	6,500	2,500	1.67	6.32	0.20
GL-20.0	礫混じり 砂質ローム	250	1.8	11,480	3,700	4.88	1.58	0.24
GL-20m~		350						

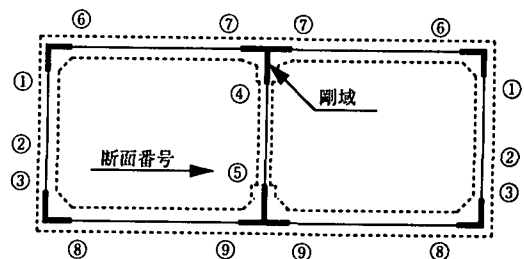


図-5.4.2 解析モデル

図-5.4.2 に示した断面番号の部材のM- ϕ 関係とQ- δ 関係をおのおの図-5.4.3(1)~(2)と図-5.4.4に示す。中柱以外のM- ϕ 関係は構造体の内側と外側では配筋の関係で異なるが、この解析では外側引張りのときの関係を用いた。また、M- ϕ 関係もQ- δ 関係も軸力によって変化するが、ここに示した関係は常時荷重による軸力を考慮して求められており、動的解析では軸力の変動の影響は考えていない。なお、図-5.4.2の断面番号は曲げモーメントとせん断力の時刻歴波形の出力位置としても用いられる。

その場合の正確な位置は以下のとおりである。

- 断面番号①：左側の側壁上床版側のハンチ先端
- 断面番号③：左側の側壁下床版側のハンチ先端
- 断面番号④：中柱で上床版側の縦はり下端
- 断面番号⑤：中柱で下床版側の縦はり上端

入力地震動はポートアイランドのGL-83mで観測されたN-S成分を基盤面で2Eと考慮して入力した。解析時間は最初の10秒間である。この観測波の最大加速度は679Galでパルス状の波のピーク値であるが、実質的には300Gal強の最大値と考えられる。なお、解析は2次元非線形動的応答解析コードのDINAS(CRC総合研究所)で行った。

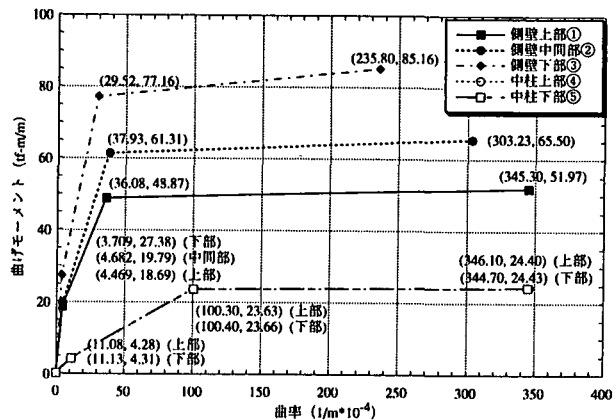


図-5.4.3(1) 側壁、中柱のM- ϕ 曲線

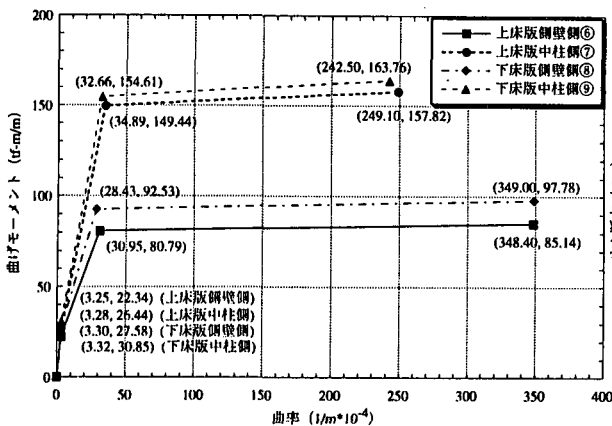


図-5.4.3(2) 上床版、下床版のM- ϕ 曲線

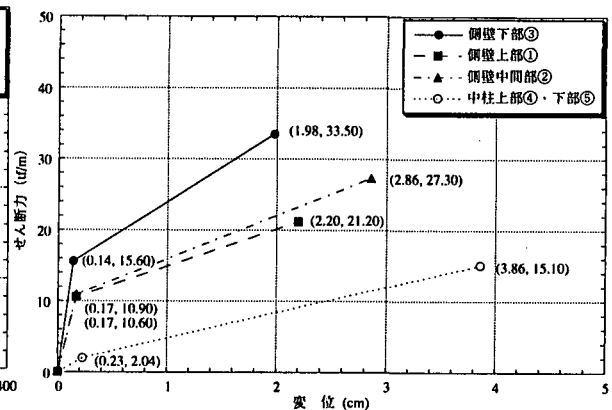


図-5.4.4 側壁、中柱のQ- δ 曲線

(2) 解析結果

時刻歴応答解析は Newmark- β 法 ($\beta=1/3$)を用いて行い、積分時間間隔は0.002秒とした。また、微小ひずみ時の減衰定数はレーリー減衰の剛性比例型で与え、パラメータ α は0.001とした。側壁の上部(断面番号①)および下部(断面番号③)ならびに中柱の上部(断面番号④)および下部(断面番号⑤)の曲げモーメントとせん断力の時刻歴を図-5.4.5と図-5.4.6に示す。各図には終局耐力が示してある。曲げモーメントの時刻歴をみると、側壁の上部は2.9秒付近、下部は2.6秒付近と3.5秒付近で、中柱は上部も下部も2.9秒と3.5秒付近で終局耐力を超えているが、いずれの断面も超過の回数は高々2回で、その値はわずかである。一方、せん断力についてみると、側壁は常時で殆ど余裕がなく2秒を過ぎると耐力をはるかに越えている。しかし、中柱は3秒と3.5秒付近でわずかに超過する程度で、側壁に比べれば余裕がある。これらの結果から、最初に側壁の上部と下部がせん断破壊を起して剛性が低下したため、上下の床版間の相対変位が大きくなり最後には中柱も崩壊したと考えられる。

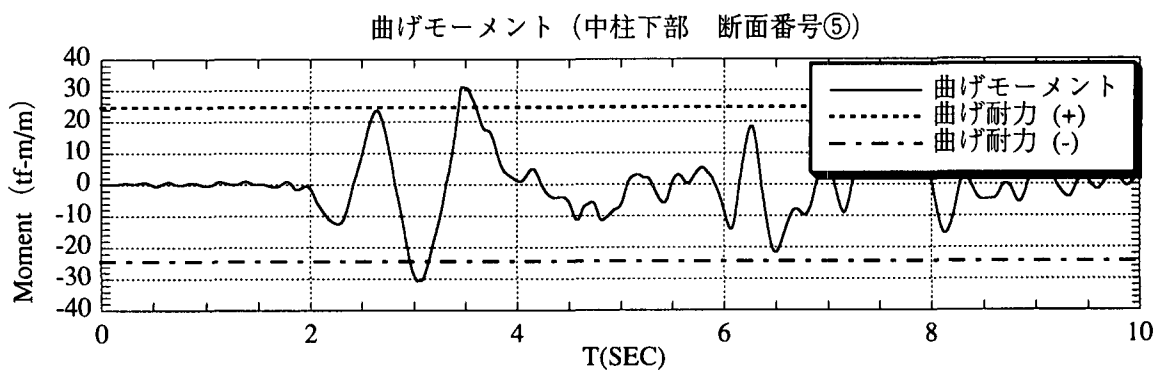
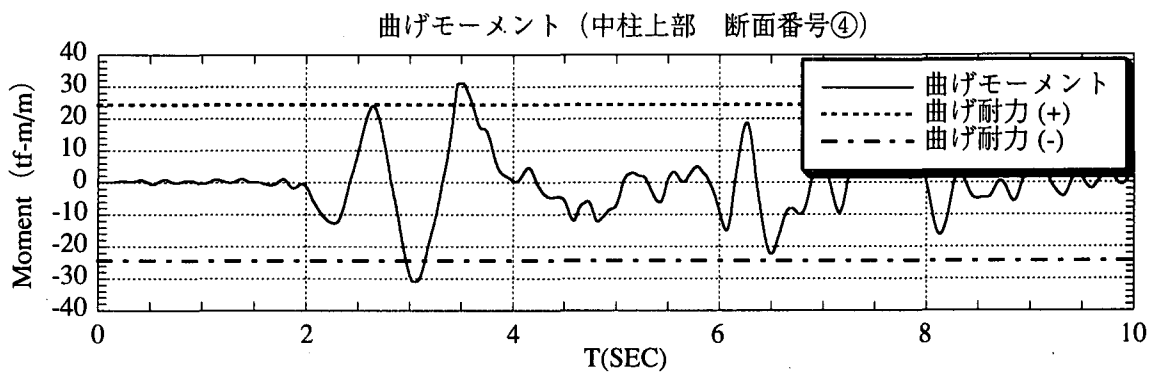
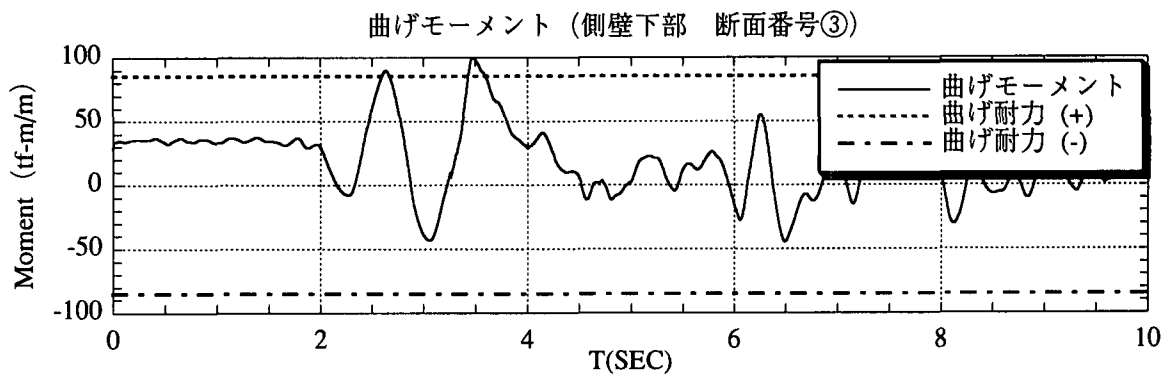
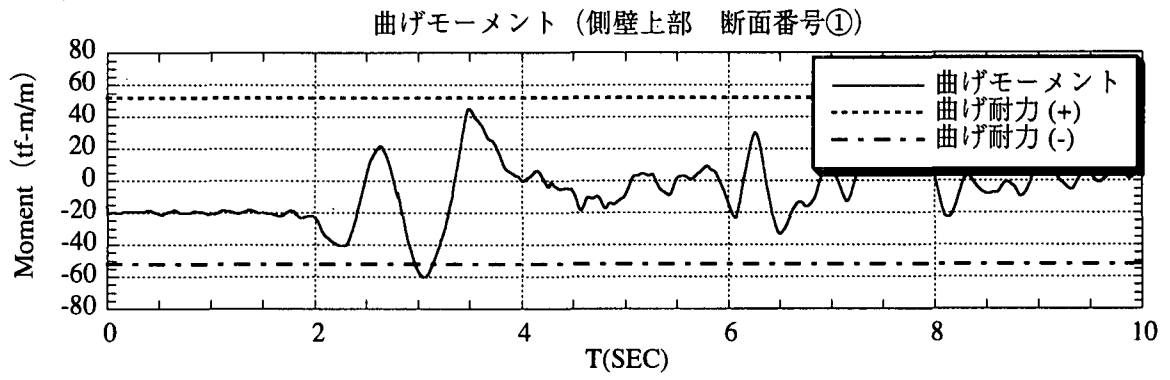


図-5.4.5 曲げモーメント時刻歴図

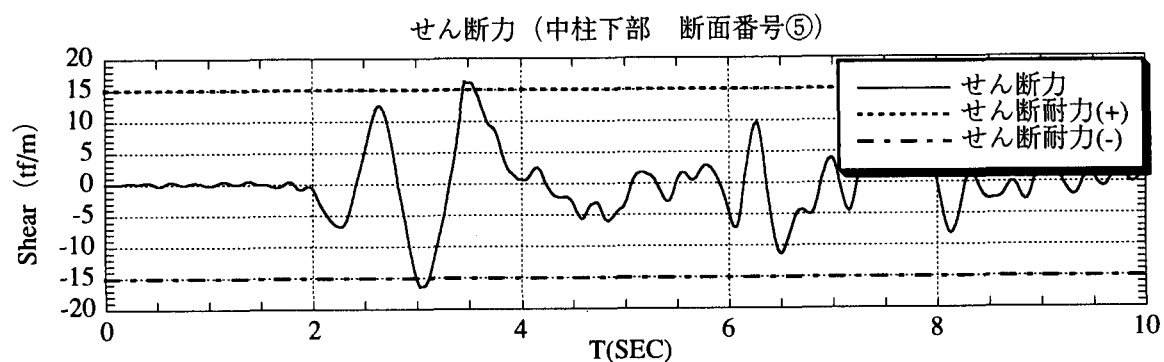
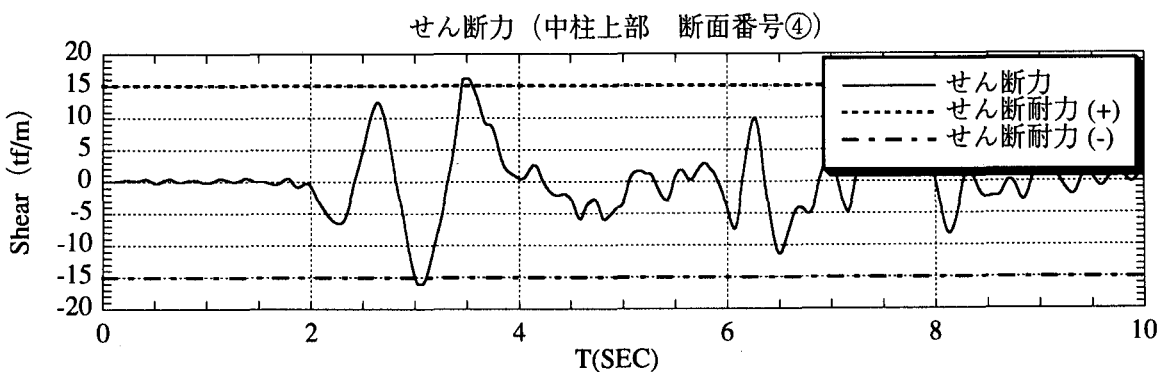
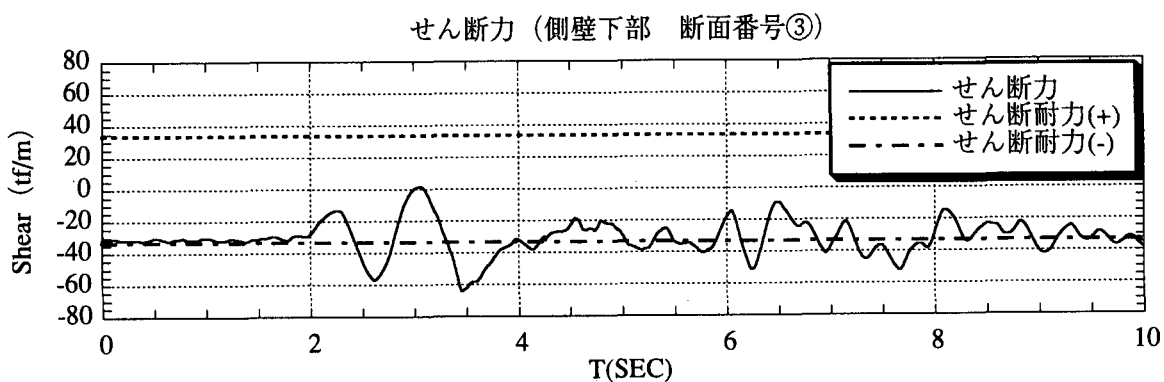
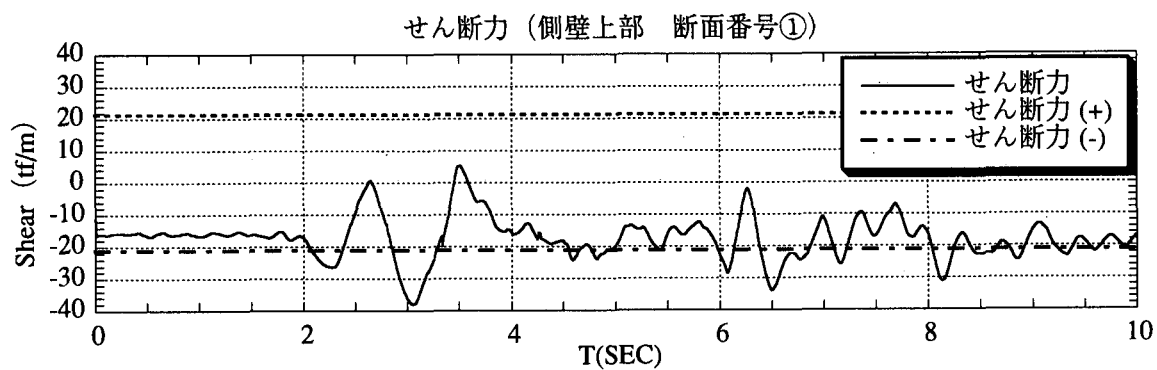


図-5.4.6 せん断力時刻歴図

5.4.3 静的解析

(1) 解析手順

非線形動的解析結果を踏まえて、下記に示すような手順で検討を行う。

- STEP-1: 自然地盤の地震時応答解析 (一次元動的解析、地盤は非線形か等価線形) を実施する。
- STEP-2: 解析結果のうち、箱型地下構造物の上床版と下床版との最大相対変位量とその地盤内変位分布を求める。
- STEP-3: 地盤変位をモデル-1に入力することによって、等価節点外力を求める。
- STEP-4: 常時荷重による箱型地下構造物の断面力をモデル-1で算出する。
- STEP-5: モデル-2にSTEP-3で求めた等価節点外力を入力して、各断面力を求める。
- STEP-6: 各部材で、STEP-4の静的重とSTEP-5の動的荷重による断面力を求め、耐力と比較する。静的荷重と動的荷重による各部材の発生断面力が保有耐力を上回る場合には、動的荷重の低減率(α_i)を求める。すなわち、耐力から静的荷重を引いた分が各部材の裕度であるので、荷重低減率は

$$\alpha_{i1} = (M_y - M_s) / M_d$$

となる。但し、 M_y :降伏モーメント

- STEP-7: STEP-6で保有耐力以上となった部材は弾性体ではないと見なし、部材端を塑性ヒンジとしたモデル-3にSTEP-6での低減した分の残りの動的荷重を作用させる。

その計算結果のうち、部材の裕度を上回る部材があれば、STEP-6と同様に荷重低減率を求める。

$$\alpha_{i2} = (M_y - M_s - M_d \times \alpha_{i1}) / M_d$$

- STEP-8: STEP-7で保有耐力以上となった部材端を塑性ヒンジとしたモデルにSTEP-7で低減した分の残りの動的荷重を作用させる。このように、各ステップでの荷重低減率の合計が1.0を上回るまで繰り返す。

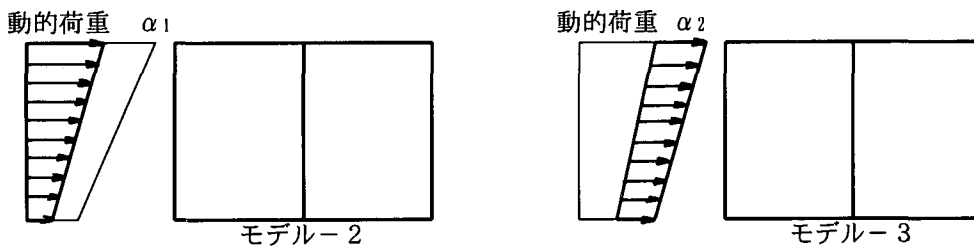


図-5.4.8 静的解析における荷重とモデル

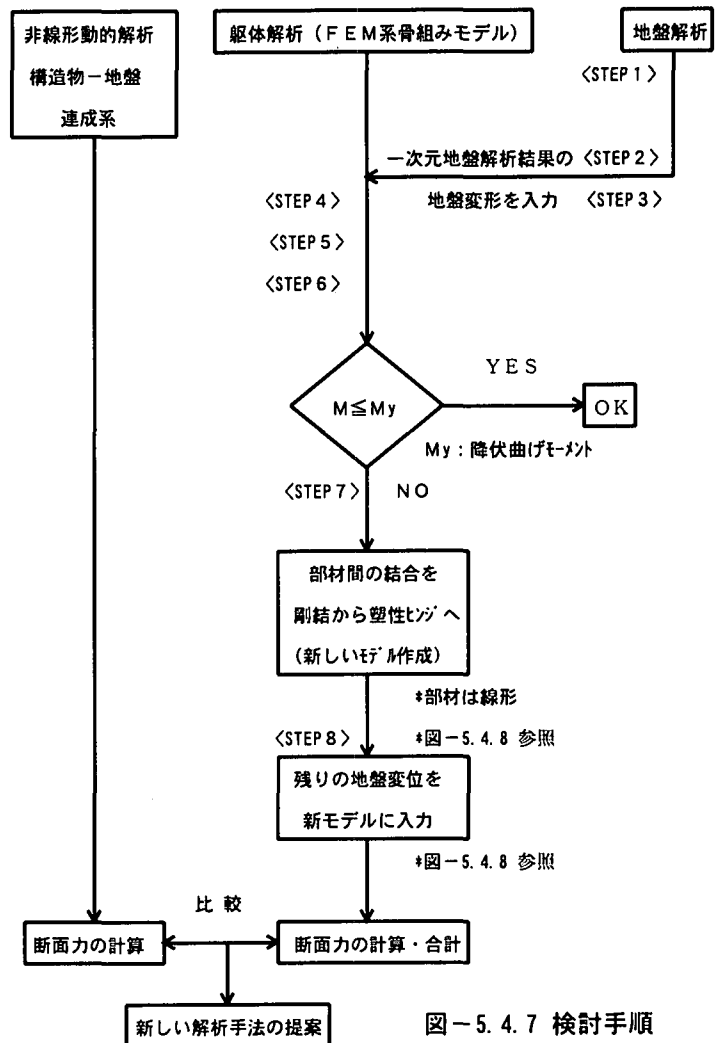


図-5.4.7 検討手順

但し、モデル-2, 3はモデル-1における構造物のみを取り出したもので、モデル-1のようなFEM系のモデルで解析している。

(2) 解析結果

非線形動的解析と同様の条件で自然地盤の応答解析を実施し、上床版と下床版間の相対変位量が最大である場合の地盤変位をモデル1に入力して各節点における等価節点力を求め、構造部材の断面力を求めた。その結果のうち、各モデルの発生曲げモーメント図を図-5.4.9に示す。

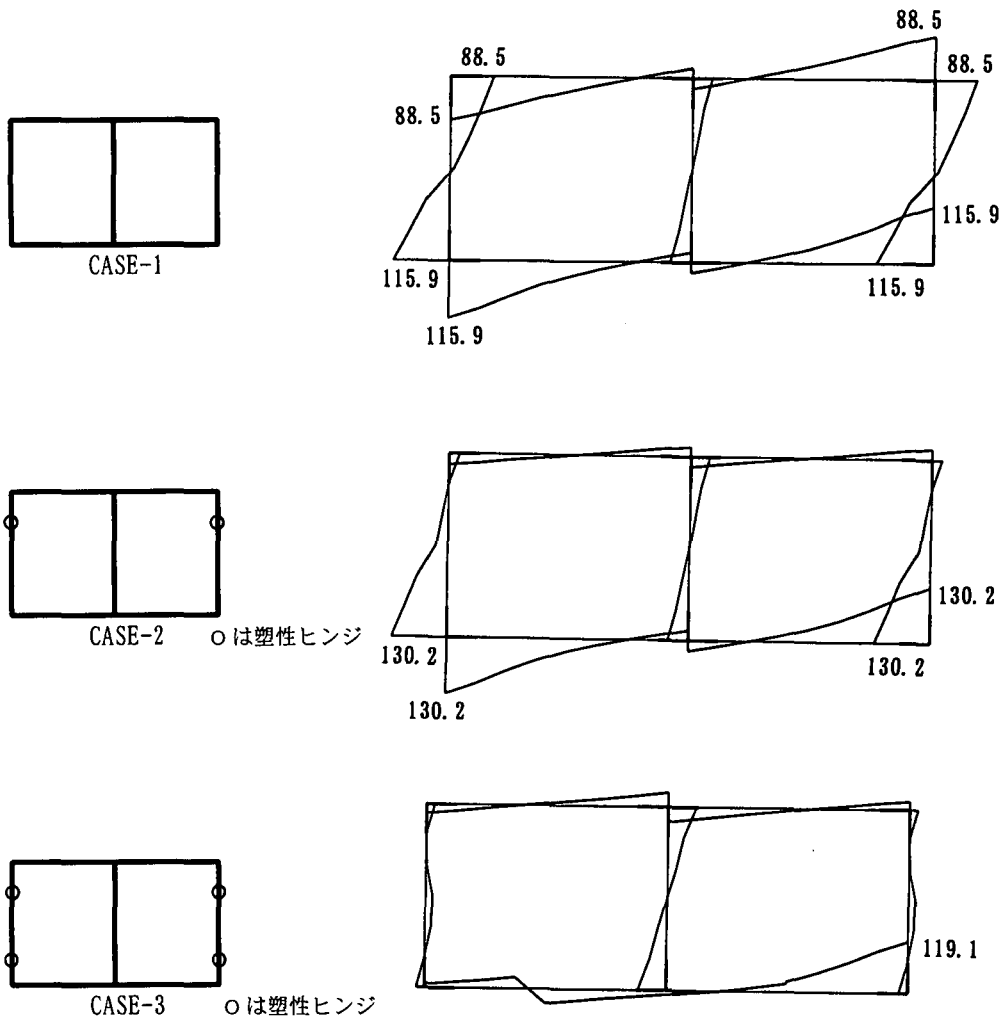


図-5.4.9 解析モデルと発生曲げモーメント図 (単位: tf・m)

各ケースの断面力を下式にしたがって荷重係数 α を算定すると、表-5.4.3のようになる。

$$\alpha_{i1} = (M_y - M_s) / M_d, \quad \alpha_{i2} = (M_y - M_s - M_d \times \alpha_{i1}) / M_d$$

表-5.4.3 曲げモーメント集計表

	常時	CASE-1		CASE-2		CASE-3		静的+動的	耐力
		$\alpha 1$	0.4986	$\alpha 2$	0.1467	$\alpha 3$	0.3547		
曲げモーメント									
中柱(上端)	0	23.6	11.8	25.7	3.8	37.6	13.3	28.9	23.40
中柱(下端)	0	-25.1	-12.5	-28.3	4.2	-19.6	7.0	-1.4	23.43
側壁(上端)	19.9	64.3	32.1	0	0.0	0	0.0	52.0	51.97
側壁(下端)	-29.8	-81.7	-40.7	-99.6	-14.6	0	0.0	-85.2	85.16

(3) 考察

今回の検討では、せん断耐力の評価方法もばらつきがあるので、箱型構造物のレベル2地震動における簡便な設計法としては、発生する曲げモーメントと曲げ耐力の比較による検討した。その結果、常時における荷重と合わせてほぼ非線形動的解析結果を表現できると判断しうる図-5.4.10のような結果が得られた。したがって、今回提案したような「地下構造物の構造部材は線形とし、耐力を越えた場合には塑性ヒンジとして新たな構造モデルで再計算する手法」でもレベル2地震動に対する検討に簡便法として用いることができると思われる。

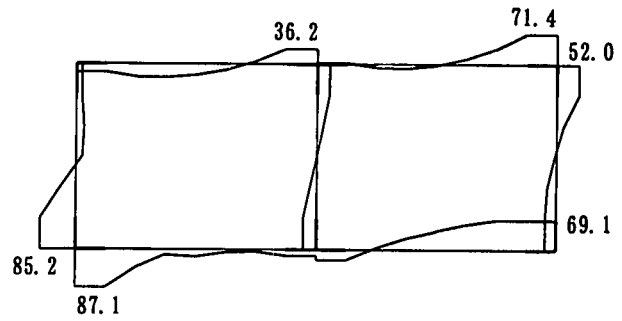


図-5.4.10 発生曲げモーメント図

なお、強震時における地下構造物の簡便な設計法としては、参考文献¹⁶⁾にも提案されている。

5.5 まとめ

震災発生以来、「地下の安全神話は崩れた」と報じられた。神戸高速鉄道の大開駅をはじめとする被害について、現地調査、数値シミュレーションを通じて得られた結果は、「上層部の鉄筋コンクリート造の中柱に集中して受けたせん断破壊が主要要因」である。これには、地震動によって沖積層の上部付近で比較的大きなせん断ひずみが発生したことも誘因と考えられる。

今回の数値解析結果からは、「せん断耐力が小さく、曲げ耐力に比べ裕度が少ない」と思われる。したがって、今後、地下構造物を設計する場合には地盤の地震時挙動を十分に把握し、せん断耐力にも十分配慮した設計がなされるべきと思われる。

【参考文献】

- 1) 大西・田中・嶋村・中山：阪神・淡路大震災における地中構造物の被害事例，地下空間シンポジウム論文・報告集，第1巻，1995年12月。
- 2) 中央開発株式会社：阪神大震災調査報告，1995年。
- 3) 土木学会関西支部：阪神・淡路大震災調査研究委員会中間報告会講演集，第3章，1996年9月。
- 4) 地盤工学会・阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書，1996年3月。
- 5) 竹脇・大槻・大西：兵庫県南部地震による地下鉄構造物の破壊メカニズムの一考察，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年1月。
- 6) 廣戸・梅原・青木・中村，他：神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年1月。
- 7) 嶋村・河西・笹川・福田：地中構造物の耐震性能に関する一考察，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，（投稿中）。
- 8) 佐俣・長光・山本・森：非線形応答変位法による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年1月。
- 9) 田尻・佐俣・志波・坂下・渡辺：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，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年1月。
- 10) 田尻・佐俣・松田・大内：地下鉄駅舎の被害に関する一考察，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年1月。
- 11) 佐俣・水口・杉山・川満：神戸市営地下鉄三宮駅の被災原因の検討，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年1月。
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996年8月。
- 13) 笹川・嶋村・河西・福田：FEMを用いた応答変位法によるシールドトンネルの耐震解析，第24回地震工学研究発表会講演論文集，1997年7月。
- 14) 松井・嶋村・河西・井上：矩形断面トンネルの横断方向地震時増分断面力，土木学会第24回地震工学研究発表会講演論文集，1997年。
- 15) 鉄道総合技術研究所 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物 平成9年3月
- 16) 中村・末富：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論文集 1997年1月
- 17) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 昭和62年9月