

地下構造物横断方向の曲げ損傷進展と耐震性評価法に関する一考察

Study on the bending damage extension and seismic performance evaluation
for underground structures in transversal direction

村井和彦¹・大塚久哲²・井手智明³

Kazuhiko Murai, Hisanori Otsuka and Tomoaki Ide

¹正会員 工修 戸田建設株式会社本社土木設計室 (〒104-8388 東京都中央区京橋1-7-1)

(九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻博士課程在学)

²フェロー会員 工博 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門教授(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

³学生会員 九州大学大学院工学府建設システム専攻修士課程 (同上)

In this paper, non-linear dynamic analysis with the sine wave as the input motion is carried out for underground structures in the transversal direction. Based on the results, the mechanism of bending damage extension that has been proposed, that is bending damage should be extended in the process of repetitive ground deformation, and that is the response curvature of one deformation step is affected by the degree of the former generated damage, is verified by analytical approach. And it is proposed that to estimate the bending damage extension, non-linear dynamic analysis with FEM. model should be applied. Furthermore dynamic analysis with equivalent linearization for ground non-linearity is carried out and the applicability of that simplified method is discussed.

Key Words: Underground structures, Bending damage extension, Seismic performance, Evaluation method, non-linear analysis, equivalent linearization analysis

1. まえがき

地下構造物は地盤に支持される高次不静定な構造物である。したがって、大規模地震動を対象として耐震性能を照査する場合、1つの部材が終局状態に至る場合でも、これが構造系全体としての力学的終局状態に対応するとは考えにくい。しかしながら、現段階では、耐震性能の照査は各部材に着目した応答損傷状態と部材の有する耐力との比較のみを対象として行う場合^(例えば1)が多く、地下構造物全体系の終局状態や耐力に関する議論は十分なものはなっていない。

このような点に関して中村²⁾は、地下構造物の保有する耐震性能や変形性能を照査する耐震設計法確立の必要性を論じ、簡易照査手法を提案している。また、電力中央研究所では、強震時のRC地下構造物の変形性能に関する実証データを得るために、横断方向を対象とした地盤-構造物連成系の大規模振動台実験^{3)~6)}を実施し、RC供試体に生じる損傷は隅角部に集中すること³⁾、供試体に損傷が生じる場合は、地震終了時に残留変形が生じること⁴⁾、層間変位と上床版に作用する水平力の関係より評価した塑性率が12程度に達する塑性変形が生じた供試体においてもなお十分な耐荷力を有していること⁵⁾、地盤およびRC部材を適切な履歴モデルを用いた非線形動的解析により実験における変形や損傷特性をほぼ再現できること⁶⁾など、多くの貴重な知見を示している。

一方筆者ら⁷⁾は、このような議論を深めていくためには、まず構造物が終局状態に至るまでの損傷過程を適切に評価しておくことが重要であるとの観点より、同じく地下構造物横断方向を対象に、入力地震動の加速度振幅をパラメータとした非線形逐次積分法による動的解析を実施し、地震時における構造物全体および部材の損傷進展や、これに伴う過渡的な変形および地震時外力、地震終了後に残留する変形や荷重などに着目した検討を行なっている。また、得られた結果に基づき、地下構造物横断方向における損傷進展や残留変形の発生メカニズムについて、以下のように考察している。

- ①初期振動時、もしくは、地震動が小さく構造物が弾性範囲にある場合は、その変形は可逆的であるが、構造物に損傷が生じる場合は、以降の損傷の進展は既に発生している損傷の因果的な影響を受ける不可逆的な変形過程を呈する。
- ②構造物に最初に損傷が生じる変形過程においては、損傷が生じた以後は、その進展に伴い構造物の剛性が徐々に低下するため、この影響を受けた地震時外力が作用し、相応の変形が生じる。
- ③構造物の変形がピークに達した後に元に戻る過程においても、構造物は既に生じた損傷による剛性低下が反映された挙動を示す。これは変形が反対側のピークに達する過程においても同様であり、その変形程度が大きい場合は、損傷がさらに進展したり、新たに損傷箇

所が発生することとなる。

- ④さらに構造物には、地盤変形に追従した繰返し交番変形が生じ、上記②③に示した損傷進展過程を迎える。
- ⑤残留変形は、このような地震時の損傷進展過程における発生位置や順序および損傷程度に相応した結果として生じる。

さらに、このような非線形領域での挙動を、地盤応答震度法⁹⁾などの準動的手法を用いて評価する場合は、自由地盤の上下床版位置における相対変位が最大となる時刻のみに着目するのでは適切な評価とはならない場合があり、この時刻を含んだ自由地盤の相対変位がピークを示す各時刻列に着目する必要があるとの知見を示している。

これら知見を踏まえ、本研究では、文献⁷⁾と同じモデルを対象とし、振幅をパラメータとした正弦波加振の非線形逐次積分法による動的解析を実施し、正負交番な地盤変形挙動のもとで上記損傷進展メカニズムを解析的に確認するとともに、文献⁷⁾とは地盤条件が異なるケースを対象とした実地震波加振の結果も踏まえて、損傷進展メカニズムを鑑みた地下構造物横断方向の耐震性評価法について考察した。さらには、地盤の非線形性を等価線形化法にて評価した場合と、これを履歴モデルで直接評価した場合の非線形逐次積分法による動的解析結果について、損傷状況や地震時外力を比較することにより、地盤の非線形性を前者にて評価する方法の適用性について考察を加えた。

なお、本研究では、構造物部材における変形や損傷は、曲げに関するもののみを対象としており、せん断に関するものについては対象とはしていない。

2. 解析モデルおよび条件

本研究において対象としたモデルは、文献⁷⁾で用いたものと同じであり、厚さ30mの表層地盤内、土被り5mの位置に1層2室の矩形断面RC構造物が設置されている場合を想定している。解析は2次元モデルとし、構造物は梁要素、地盤は平面ひずみ要素を用い、境界条件は底面および側方ともに粘性境界とした。解析メッシュを図-1に示す。

表層地盤は、議論を容易にするために理想化した単一層とし、N値3の沖積粘性土（以下地盤Aと称する）と、N値が20の洪積砂質土（以下地盤Bと称する）を想定したものを対象としている。地盤物性値を表-1に示す。また、地盤の非線形特性の評価は、修正R-Oモデル⁹⁾を用いて直接評価する場合（以下地盤非線形と称する）と、岩橋ら¹⁰⁾による方法を参考に、周波数領域の複素応答法による等価線形化解析により得られた自由地盤の収束せん断弾性係数および減衰定数を全解析領域に適用する場合（以下地盤等価線形と称する）を対象とした。その非線形特性の設定には、地盤非線形、地盤等価線形とも、

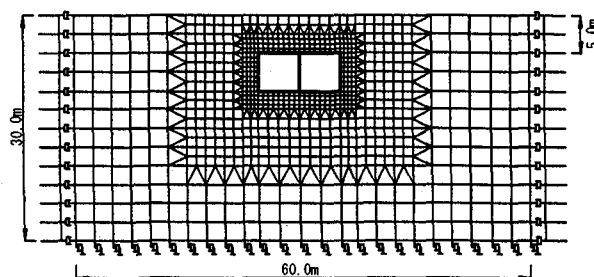
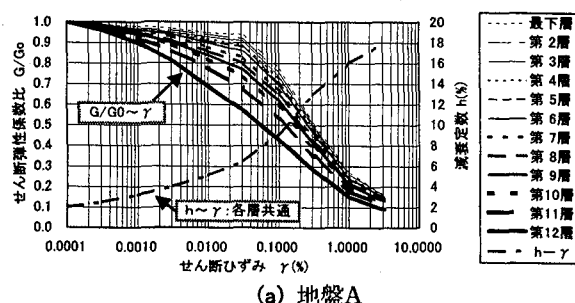


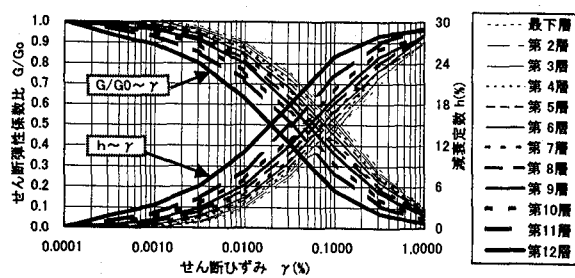
図-1 解析メッシュ

表-1 地盤の物性値

地盤 Type	地盤 種類	N 値	単位体積 重量	微小ひずみ時 せん断弾性係数	ポアソン比
A	粘性土	3	15.7 kN/m ³	33,303 kN/m ²	0.49
B	砂質土	20	17.7 kN/m ³	84,935 kN/m ²	0.4



(a) 地盤A



(b) 地盤B

図-2 地盤の非線形特性

図-2に示す岩崎、常田、高木¹¹⁾によるもの（地盤A）、および、岩崎、龍岡、高木¹²⁾によるもの（地盤B）を用いている。また、微小ひずみ時せん断弾性係数は、駐車場設計・施工指針同解説¹³⁾（以下駐車場指針と称する）に規定されている方法を用い、想定したN値と単位体積重量より算定した。

一方、構造物の非線形特性のモデル化には、常時荷重のみを考慮して設計された配筋断面を対象として、トリニア型骨格曲線を設定した武田モデル¹⁴⁾を用いた。ここで、骨格曲線については、平成8年道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編¹⁵⁾に規定されているコンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ関係を用い、同じくV耐震設計編¹⁶⁾に規定されている方法にて、常時に作用する軸力を考慮して算定している。また、地下構造物の常時荷重による断面設計では、一般に曲げモーメント分布の符号に応じて内空側と地盤側で主鉄筋量が異なる

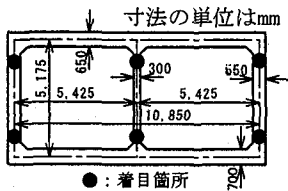


図-3 構造物断面

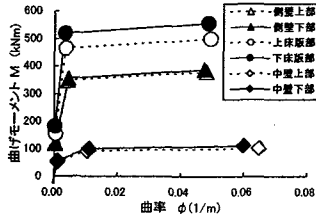


図-4 部材の非線形骨格曲線

表-2 構造物の物性値

単位体積重量	初期弾性係数	ポアソン比
24.5 kN/m ³	2.45×10^7 kN/m ²	0.167

表-3 各部材の換算鉄筋比

部材位置	側壁	上床版	下床版	中壁
換算鉄筋比 (%)	0.502	0.482	0.460	0.203

が、ここでは評価を容易にするため、両側への曲げに対する結果を平均した骨格曲線を採用している。構造物の断面形状を図-3に、各部材の非線形骨格曲線を図-4に、構造物の物性値を表-2に、平均化による各部材の換算鉄筋比を表-3に、それぞれ示す。

また、構造物が非線形領域に入る解析では、常時荷重に起因する構造物の初期断面力を適切に評価しておくことが重要となる。地下構造物の場合は、これをFEMによる自重解析にて求める場合も多いが、この方法では、常時設計荷重による断面力と値が異なるため、ここでは、設計用の常時荷重による断面力を用いることが望ましいとの鉄道標準¹⁾の規定に基づき、常時設計で得られた断面力を直接初期値として入力することとした。

解析方法は時間領域の非線形逐次積分法（以下動的解析と称する）であり、積分方法はNewmark- β 法（ $\beta = 1/4$ ）とした。また、減衰はレーリー減衰を用いたが、剛性マトリックスおよび質量マトリックスに係る比例係数は、地盤非線形の場合は、微小ひずみ時の地盤物性値を、地盤等価線形の場合は、入力する収束物性値を用いた固有値解析より得た主たる2モードの固有振動数と減衰比を用いて求めた。本研究で対象とした全解析ケースの卓越振動数と、比例係数の値を、表-4に整理する。

3. 正弦波加振による損傷進展

3.1 部材の損傷進展

本章では、前述した地下構造物の損傷進展メカニズムに関する文献⁷⁾の知見を、正弦波加振の動的解析による正負交番変動挙動のもとで確認する。加振条件は、周波数を1Hzに固定し、最大加速度が300gal, 450gal, 600galの3ケースとし、加振は20秒間としている。また、本章では、地盤B、地盤非線形のみを対象としている。

解析結果のうち、まず、自由地盤の上下床版位置における相対変位（以下自由地盤の相対変位と称する）に着目する。図-5は、各加振ケースにおける自由地盤の相対

表-4 各解析ケースにおける卓越振動数とレーリー減衰の係数

非線形性	地盤	地震動	1次固有振動数 (Hz)	2次固有振動数 (Hz)	剛性マトリックスに係る係数 α	質量マトリックスに係る係数 β
非線形	A	全	1.21	3.55	2.10×10^{-3}	3.37×10^{-1}
	B	全	1.81	5.19	1.43×10^{-3}	5.02×10^{-1}
等価線形	A	II	0.77	2.39	1.19×10^{-2}	1.04×10^0
		IV	0.59	1.86	1.96×10^{-2}	9.47×10^{-1}
	B	II	0.91	2.84	1.73×10^{-2}	2.00×10^0
		IV	0.57	1.76	3.57×10^{-2}	1.47×10^0

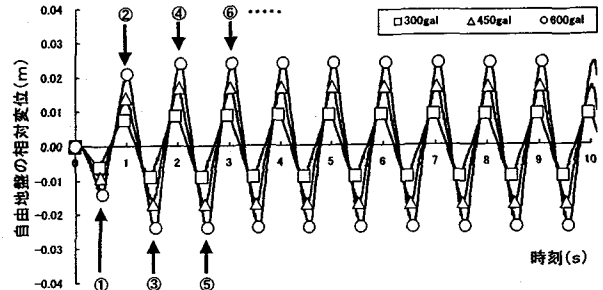


図-5 自由地盤の相対変位

表-5 各加振ケースの定常せん断ひずみ振幅

加振加速度	300gal	450gal	600gal
せん断ひずみ振幅	1.7×10^{-3}	3.3×10^{-3}	4.6×10^{-3}

変位の時刻歴を示したものである。図には、これら相対変位がピークを示す時刻（以下ピーク時刻と称する）の値も併示している。これより、各加振ケースの自由地盤の相対変位は、第1、第2ピーク時刻で漸増し、第3ピーク時刻以降は概ね定常状態となっていることがわかる。各加振ケースの定常状態における構造物上下床版位置での平均的な地盤のせん断ひずみ振幅を、表-5に整理する。

次に、構造物部材の損傷に着目する。図-6は、各加振ケースにおいて大きな損傷が発生する部材位置において、式(1)で求めたピーク時刻での応答塑性率の絶対値の推移を示したものである。

$$\mu_r = \phi_r / \phi_y \quad (1)$$

ここに、 μ_r : 部材の応答塑性率

ϕ_r : 部材の応答曲率(1/m)

ϕ_y : 部材の降伏曲率(1/m)

また、図-7は、加振加速度450galおよび600galの場合を対象に、構造物左側壁上下部の曲げモーメントー曲率の履歴を示したものである。図には、初期値および振動終了時と、自由地盤が定常状態となっている第4番目までのピーク時刻の値も示している。これらより、各ケースとも、自由地盤が定常状態となる第3ピーク時刻以降においても、応答塑性率は直ちに定常状態とはならず、さ

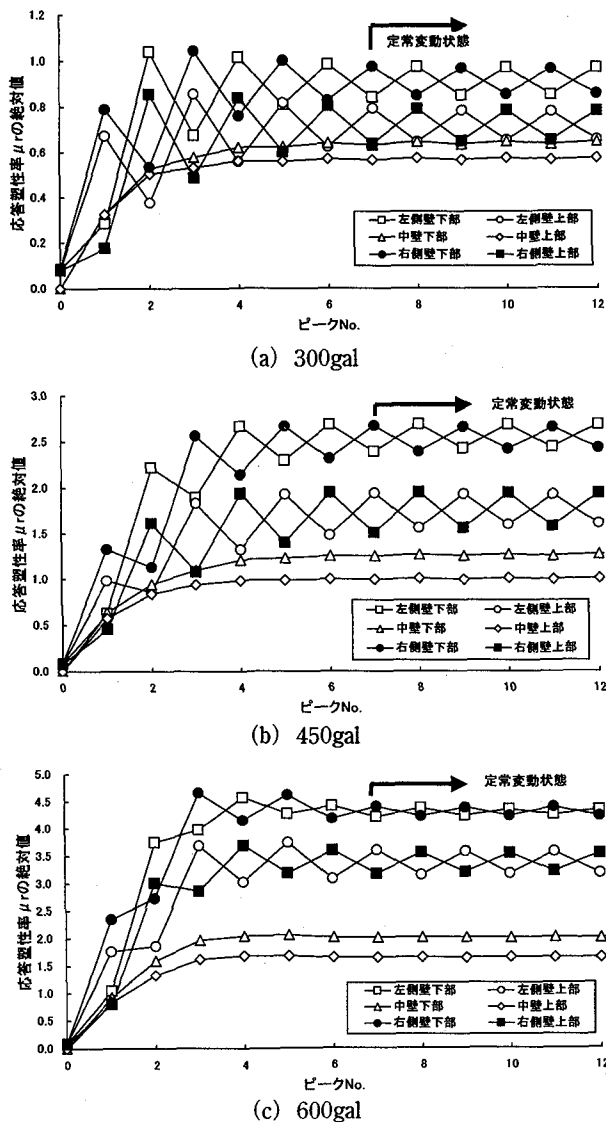


図-6 各ピーク時刻の応答塑性率絶対値

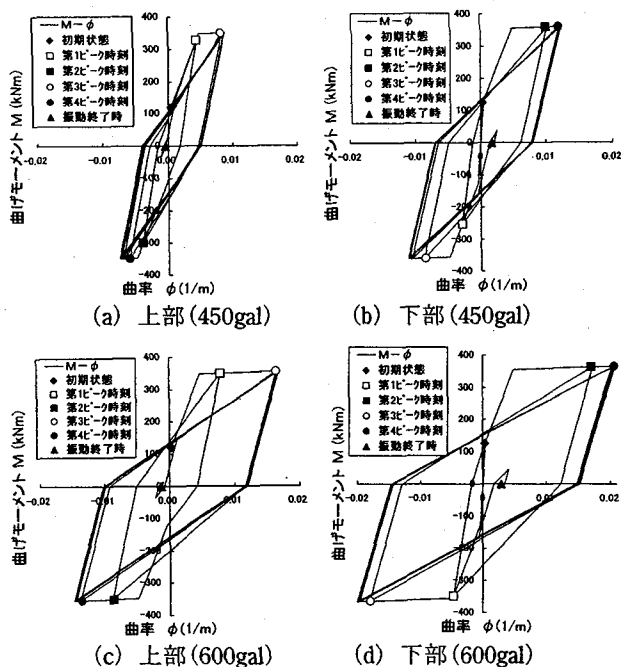


図-7 構造物左側壁位置におけるM-φ履歴

らに変動を繰り返しながら、自由地盤とは時間遅れを持って、第7ピーク時刻付近で定常変動状態となることがわかる。

これを詳細に見ると、常時荷重に起因する初期曲げモーメントと、地震時荷重により第1ピーク時刻までに進展していく増分曲げモーメントの符号が同じである左側壁上部や右側壁下部の応答塑性率は、300gal加振や450gal加振の場合は、第1ピーク時刻に対して第2ピーク時刻の方が小さくなっており、最初に損傷が生じる方向とは逆方向の変形過程においては損傷が進展していないのに対し、600gal加振の場合は、第2ピーク時刻の方が大きな応答塑性率となっており、この変形過程においても損傷が進展していることがわかる。また、これら部材位置では、各加振ケースとも、その後は交番な挙動を呈しつつ定常変動に移行している。

一方、初期曲げモーメントと増分曲げモーメントの符号が逆である左側壁下部や右側壁上部では、各加振ケースとも、第1ピーク時刻より第2ピーク時刻に至る過程において損傷が大きく進展している。また、第3ピーク時刻以降では、300galおよび450gal加振の場合は交番挙動を呈しつつ定常変動に移行しているが、600gal加振の場合、特に左側壁下部では、第3ピーク時刻においても損傷がさらに進展し、その後直ちに定常変動に移行している。

このように加振加速度によって各部材が定常状態に至るまでの損傷過程が相違するのは、各部材位置に損傷が生じる変形の後の変形過程では、すでに生じた部材損傷の程度に応じた構造物の見かけの剛性低下の影響が反映された挙動となるなど、各部材の挙動が既に生じている損傷の因果的な影響を受けているためであると考えられる。

また、中壁上部や下部においても、自由地盤が定常状態となった後に若干の損傷進展が認められる。これも構造物全体系の損傷進展に起因する見かけの剛性低下や、これと相応した中壁のせん断変形量増大と対応している。

その後構造物は、十分な繰り返し変形挙動を踏まえ定常状態となる。この状態では、例えば左右側壁下部など、構造物中心軸に対して対称な位置にある部材では、位相が反転した変動挙動を示している。また、振動終了時の残留曲率も、定常変動過程の履歴を踏まえた結果として発生している。これらは、正弦波加振のように対称な地盤変形のもとでも、構造物部材の定常応答塑性率や残留曲率は、構造物の損傷過程を反映したものとなっていることを示している。

3.2 損傷進展過程における相互作用力と部材変形

次に、構造物に作用している地震時外力や部材変形に着目し、損傷進展過程における推移を考察する。なお、地震時外力については、筆者ら¹⁷⁾が、物体力である慣性力と、地盤と構造物の力のやりとりを示す相互作用力

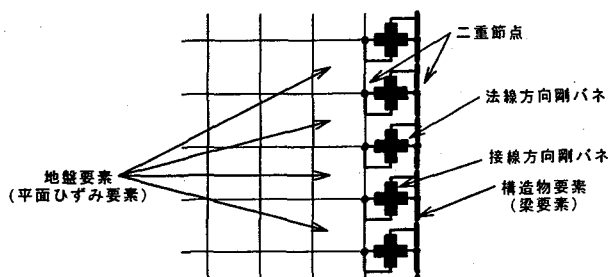
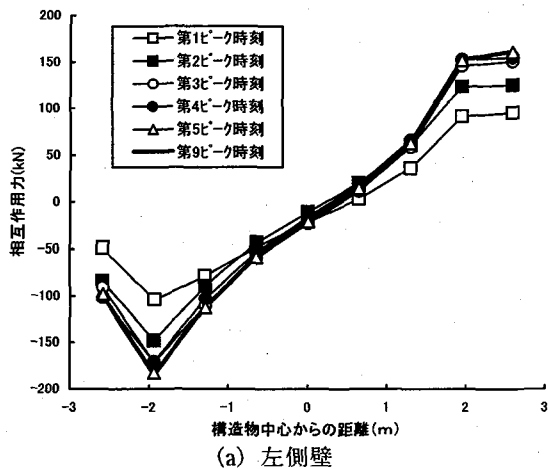
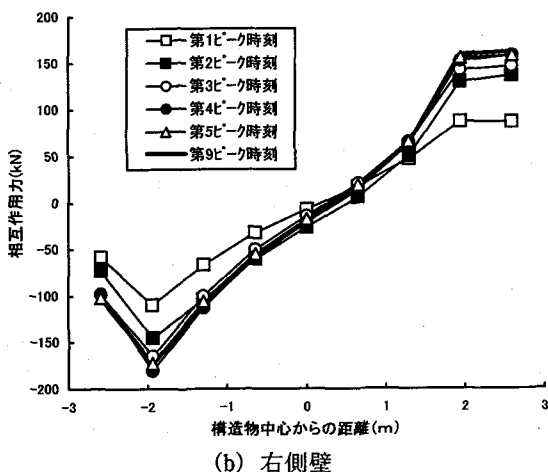


図-8 相互作用力抽出の概念



(a) 左側壁

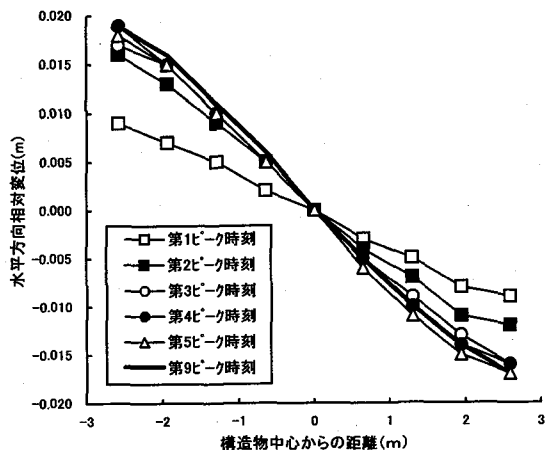


(b) 右側壁

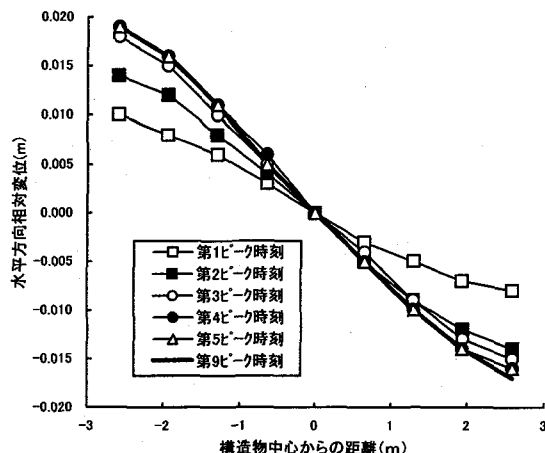
図-9 ピーク時刻における相互作用力 (450gal)

に分類し、このうち、特に法線方向の相互作用力分布は構造物剛性に大きく影響されることを示している。そこでここでは、同方向の相互作用力のみに着目する。また、ここでの相互作用力は、図-8に示す概念で、地盤と接する構造物の節点を二重化し、これを十分剛なバネ要素で結合することにより抽出したものである。

図-9は、加振加速度450galの場合を対象に、損傷進展過程における第1から第5ピーク時刻と、定常状態と考えられる第9ピーク時刻において、左右側壁に作用している相互作用力分布を示したものである。図では、比較を容易にするため、第1ピーク時刻における変形方向を基準として、これとは逆に変形する時刻の相互作用力は符号を反転したものとしている。また、横軸の正側が



(a) 左側壁



(b) 右側壁

図-10 ピーク時刻における部材変形 (450gal)

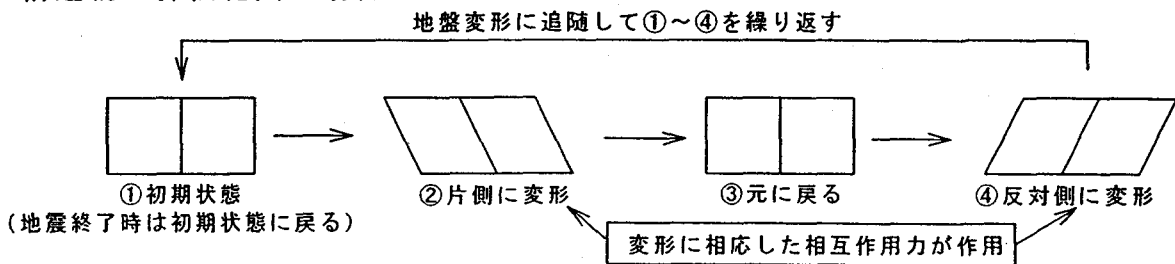
上床版側と対応している。これらより、損傷進展過程における相互作用力は、各時刻で値が異なり、定常状態に近づくにつれ一定の分布に収束していく傾向にあることがわかる。また、同時刻で比較すると、損傷が進展している過程では、若干ながら左右非対称な分布であるが、定常状態では左右でほぼ同じ分布形状となっている。

一方、図-10は、同じく加振加速度450galの場合を対象に、図-9と同じ時刻における左右側壁の変形を、部材中央部を基準として示したものである。本図においても、第1ピーク時刻とは逆方向に変形している時刻のものは、符号を反転している。これらより、部材の変形形状も、相互作用力分布と同様、定常状態へ移行する過程においては各時刻で異なり、定常状態に近づくにつれ一定の変形に収束していく傾向にあることがわかる。

筆者ら^{17), 18)}は、周波数領域の複素応答法による等価線形動的解析結果より、相互作用力は、構造物と空洞地盤との相対変位にインピーダンスマトリックスを乗じたものとして算定され、変形に相応して分布が相違するとの知見を示している。上記結果は、この知見が構造物の損傷過程においても同様であることを示している。

なお、正弦波加振時においても、文献⁷⁾で示したよう

< 構造物が弾性範囲の場合 >



< 構造物が非線形領域に入る場合 >

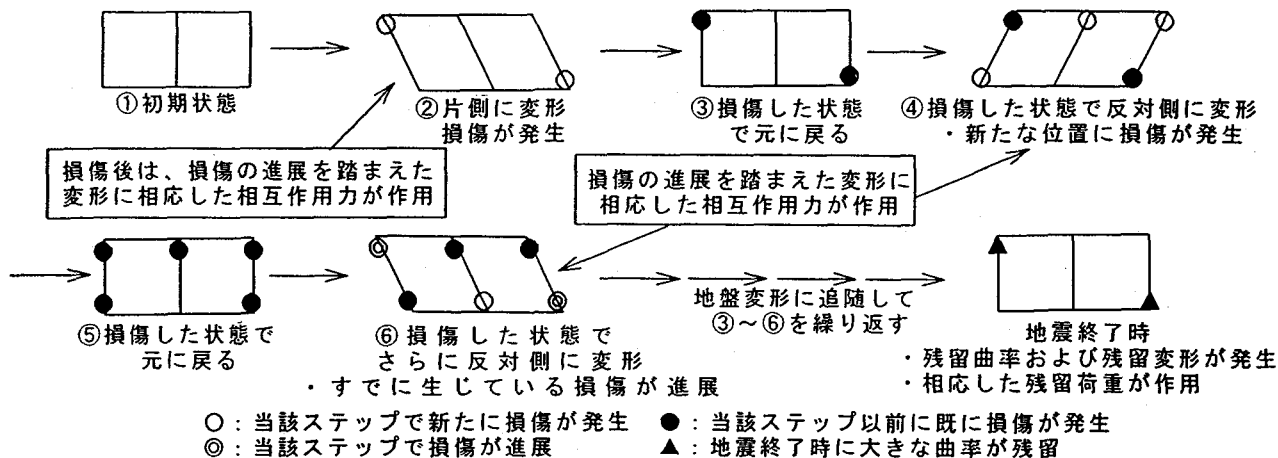


図-11 地下構造物横断方向の地震時挙動や作用する相互作用力を踏まえた損傷進展メカニズムの概念

に、振動終了時には、残留変形に相応した残留荷重が発生していることを別途確認している。

総じて、本章での解析のように地盤が左右対称に交番変形する場合においても、ある程度の繰り返し回数までは損傷が進展し、変形に相応した相互作用力が作用することが明らかとなった。これは、被災事例分析や実験等で検証する必要があるものの、第1章に記した文献⁷⁾の損傷進展メカニズムを解析的に確認するものとなっている。このような地下構造物横断方向が弾性範囲の場合と非線形領域に入る場合の、地震時挙動や作用する相互作用力を踏まえた損傷進展メカニズムの概念を、図-11に模式的に示す。

4. 損傷進展メカニズムを踏まえた耐震性評価法

4.1 実地震波加振における損傷進展

本章では、地盤Aを対象とした実地震波加振の動的解析を実施し、文献⁷⁾で実施した地盤Bのケースも含めて、解析結果における損傷進展現象を示し、損傷進展メカニズムを鑑みた地下構造物横断方向の耐震性評価法について考察する。

本章で対象とする実地震波は、文献⁷⁾で用いたものと同じであり、図-12に示す兵庫県南部地震において神戸大学にて観測されたEW成分（以下地震動Ⅰと称する）を基本として、その加速度振幅を2倍（以下地震動Ⅱと称する）、3倍（以下地震動Ⅲと称する）および4倍

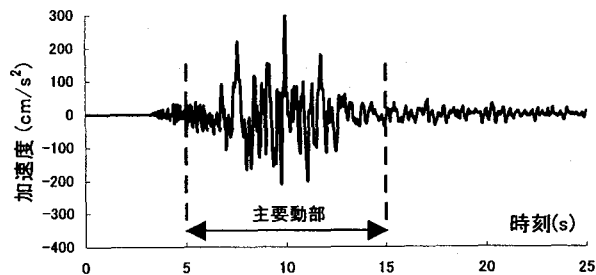
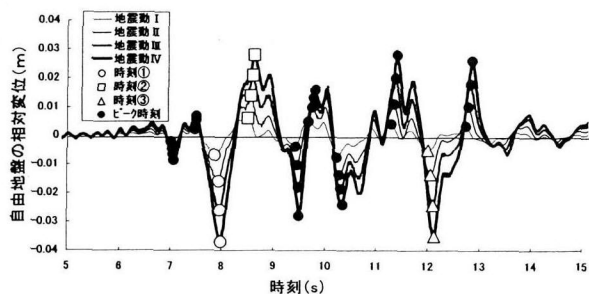


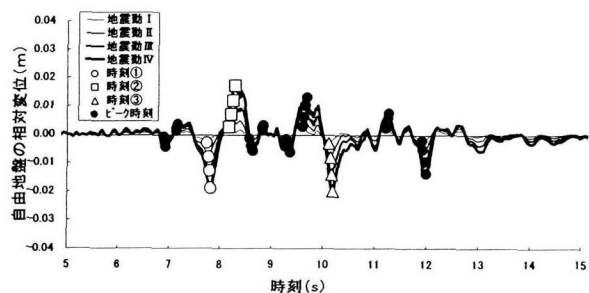
図-12 実地震波加振に用いた入力動（地震動Ⅰ）

（以下地震動Ⅳと称する）としたものである。また、本章の議論では、図に示した主要動部分を対象としている。

まず、自由地盤の相対変位に着目する。図-13は、地盤AおよびBにおける自由地盤の相対変位時刻歴を、主要動部分について示したものである。また、図には、損傷進展メカニズムを鑑み、自由地盤の相対変位がピークを示す時刻での値を併示している。以下では、これらをピーク時刻と称し、正弦波加振と同様、以後の検討において着目する時刻とする。また、これらピーク時刻のうち、最初に大きな相対変位が発生するピーク時刻（以下時刻①と称する）と、時刻①と逆方向に大きな相対変位が発生するピーク時刻（以下時刻②と称する）、および、主要動の後半部において時刻①と同方向に大きな相対変位が発生するピーク時刻（以下時刻③と称する）に特に着目することとする。最大相対変位は、地盤Aでは時刻①で、地盤Bでは時刻③で、それぞれ発生している。ま



(a) 地盤A



(b) 地盤B

図-13 自由地盤の相対変位（実地震波加振）

表-6 最大相対変位発生時刻のせん断ひずみ振幅

地震動	I	II	III	IV
地盤A	1.3×10^{-3}	3.1×10^{-3}	5.0×10^{-3}	7.1×10^{-3}
地盤B	6.4×10^{-4}	1.6×10^{-3}	2.7×10^{-3}	3.9×10^{-3}

た、両地盤とも、時刻①と③の相対変位の相違はほとんどないが、時刻②の相対変位は、地盤Aでは、時刻①や③よりも小さいのに対し、地盤Bでは、時刻①や③と同程度の値が発生している。最大相対変位発生時刻における各ケースの構造物上下床版位置での平均的な地盤のせん断ひずみ振幅を、表-6に整理する。なお、構造物の全体変形に関する位相特性は、両地盤とも、自由地盤のものと大きな変化はないことを別途確認しており、これらピーク時刻は構造物の変形を評価する時刻としても妥当であると考えられる。

次に、地盤と構造物のせん断変形量の相違を評価するため、式(2)で定義される応答係数¹⁷⁾に着目する。

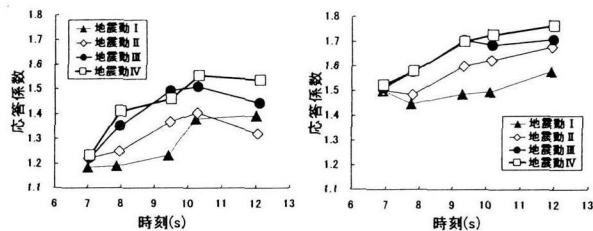
$$\alpha = \delta s / \delta g \quad (2)$$

ここに、 α : 応答係数

δs : 回転変位を考慮した構造物のせん断変形量(m)

δg : 自由地盤のせん断変形量(m)

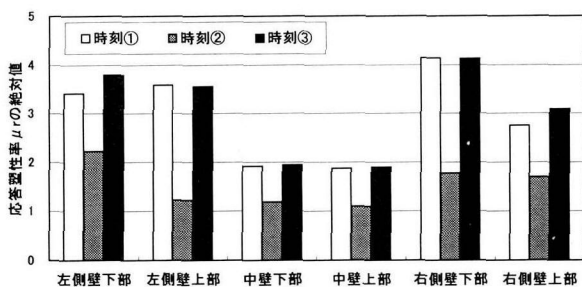
このような応答係数は、地盤と構造物の剛性比と相関があり、地盤に比して構造物の剛性が小さいほど大きな値となる。図-14は、地盤AおよびBを対象に、自由地盤が時刻①および③と同方向に変形するピーク時刻における応答係数の時間変化を示したものである。これより、両



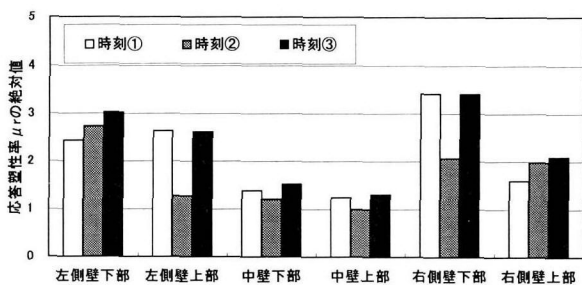
(a) 地盤A

(b) 地盤B

図-14 代表検討時刻における応答係数



(a) 地盤A



(b) 地盤B

図-15 降伏領域に入る部材位置の応答塑性率(地震動IV)

地盤とも、最大相対変位発生時刻によらず、応答係数は時間の経過とともに大きくなる傾向を示していることがわかる。また、前述したように、今回の解析ケースで自由地盤の最大相対変位が発生する時刻は、地盤Aと地盤Bで相違しているため、このような応答係数の進展は、構造物全体の損傷が、最大相対変位発生時刻によらず交番変形過程の中で進展していることを示すものであると考えられる。換言すれば、構造物において損傷が進展する過程を適切に評価するためには、最大相対変位発生時刻のみならず、図-13で設定したピーク時刻に着目した検討が必要であることとなる。

次に、構造物部材の損傷進展に着目する。図-15は、地盤AおよびB、地震動IVの場合について、降伏領域に入る部材位置における時刻①、②、③での応答塑性率絶対値を示したものである。これらより、左側壁上部や右側壁下部では、両地盤とも、時刻①と③の応答塑性率に大差はなく、構造物に最初に大きな損傷が生じる時刻①が最大応答塑性率に対して支配的な時刻となっていることがわかる。これに対して、左側壁下部や右側壁上部では、時刻①に比して時刻③の方が大きな応答塑性率となっている。前述した構造物全体系の損傷が最大相対変位発生時刻によらず交番変形過程の中で進展する現象は、

このような部材の損傷進展挙動に起因している。また、部材における損傷進展は、地盤Aに比して地盤Bの方が顕著となっている。これは、時刻②における応答塑性率が、地盤Aの場合は時刻①に比して小さいが、地盤Bの場合は時刻①よりも進展しているためと考えられ、図-13に示した時刻①と②における両地盤の相対変位の相違とも対応している。

また、特に地盤Bでは、中壁上部や下部においても、時刻①と③で損傷の進展が認められる。これは、構造物全体系の損傷進展に起因する見かけの剛性低下や、これに相応したせん断変形量の増大と対応している。

以上より、実地震波に対する構造物の損傷進展現象は、同じ地震動を想定する場合でも地盤の変形挙動に応じて異なることとなり、その評価は、1時刻のみに着目するのではなく、設置される条件に応じた繰り返し変形挙動を加味して、個別に行う必要があることが示された。

4.2 損傷進展メカニズムを踏まえた耐震性評価法

本節では、これまでに示した地下構造物が非線形領域に入る場合の損傷進展メカニズムを踏まえ、実務設計における耐震性能評価法について考察する。

まず、解析手法について考察する。例えば駐車場指針¹²⁾などの地下構造物横断方向を対象とした現行指針では、動的解析を実施すべきとしている条件は、基盤中に構造物の一部が設けられている場合や地盤条件や構造物自体の構造が複雑な場合などとなっている。したがって、本研究で対象としたモデルのように、非常に単純な地盤および構造物条件の場合は、これには該当せず、一方向に変形させる静的荷重の作用により、地震時の応答量を求めることとなる。しかしながら、本研究で示した損傷進展メカニズムを鑑みると、構造物が弾性範囲の場合は、このような荷重作用方法は適切であるが、非線形領域に入る場合では、地盤の変形挙動に相応した繰り返し変形過程の評価が必要となるため、このような荷重作用方法での評価では不十分になることが想定される。

次に、相互作用のモデル化について考察する。筆者らは、文献¹⁸⁾にて、応答変位法のように地盤と構造物の相互作用の影響をバネにてモデル化した場合の計算精度がFEMモデルを用いた場合に比して低い原因を、地盤バネとインピーダンスマトリックスの相違に帰着して説明している。また、このようなインピーダンスマトリックスを用いた相互作用のモデル化は、地盤-構造物全体系をFEMモデルで評価することと等価となる。これらの知見は構造物を弾性範囲内として得られたものであるが、本研究で示したように、構造物が非線形領域に入る場合に作用する相互作用力は、損傷進展に伴う変形の相違に相応する複雑な分布形状となるとともに、その精度が応答塑性率などの結果に及ぼす影響が大きいこととなる。したがって、適切な評価のためには、構造物が弾性範囲内である場合以上に、相互作用力を精度良く評価し

うるFEMモデルを用いる必要があることとなる。

以上のように考えると、想定した地震動に対する地下構造物の非線形域での挙動を適切に評価するためには、繰り返し変形や相互作用力を適切に評価する方法が必要となり、厳密な評価のためには、本章で実施した地盤および構造物の非線形履歴特性をモデル化した時間領域の非線形逐次積分法による動的FEM解析を実施することが望ましいこととなる。

また、応答値以上の損傷を想定する必要がある地下構造物の耐力評価の場合には、繰り返し変形や相互作用力のモデル化の影響がさらに重要となる。したがって、その評価を非線形逐次積分法による動的解析にて行う必要性は、応答値を評価する場合以上に高くなる。また、構造物のみを取りだした非線形梁モデルに単純な集中荷重を作用させるブッシュオーバー解析では、地下構造物としての適切な耐力評価とはならないと考えられる。

5. 耐震性評価法の適用性に関する考察

5.1 検討の概要

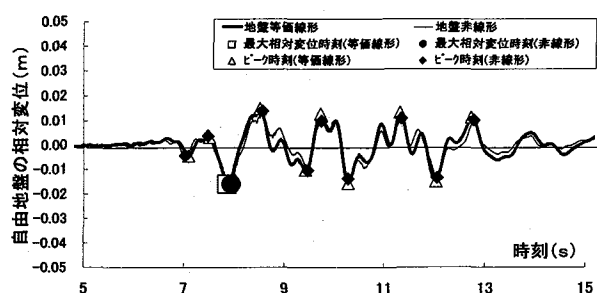
前章では、構造物が非線形域に入る場合を対象とした地下構造物横断方向の耐震性を厳密に評価する場合には、地盤および構造物の非線形履歴特性をモデル化した時間領域の非線形逐次積分法による動的FEM解析にて行うことが望ましいことを示した。しかしながら、このような解析に必要とされる演算時間やデータ容量は非常に大きいため、解析環境向上が著しい今日においても、多くのパラメータの元での解析を手軽に実施できる状況にあるとは考えにくく、実務設計における合理性の面では問題が多い。

そこで本章では、岩楯ら¹⁰⁾による方法を参考に、地盤の非線形性を自由地盤を対象とした周波数領域の複素応答法による等価線形化法にて求める収束物性値にて評価した地盤等価線形のケースと、これを履歴モデルで直接評価した地盤非線形のケースについて、損傷状況や地震時外力を比較することにより、地盤の非線形性を前者にて評価する方法にて演算時間の短縮を図る場合の適用性について考察を加えた。

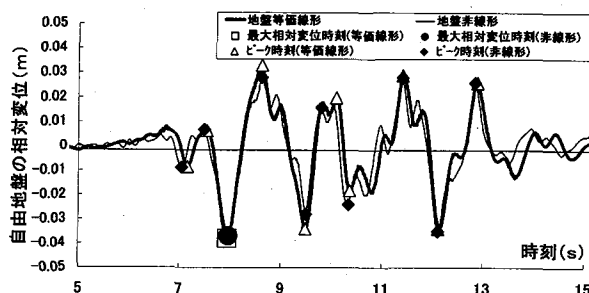
なお本章では、入力地震動は、地震動ⅡおよびⅣを対象としている。

5.2 地盤等価線形と地盤非線形における応答の比較

解析結果のうち、これまでと同様、まず自由地盤の相対変位に着目する。図-16は、地盤A、地震動ⅡおよびⅣにおける自由地盤の相対変位を、地盤等価線形と地盤非線形で比較して示したものである。図には最大相対変位発生時刻と前章で着目したピーク時刻での値も併示している。これらより、地盤Aにおける地盤非線形と地盤等価線形での自由地盤相対変位は、細部では若干異なっているものの、ピーク時刻の位相特性やその時刻での値

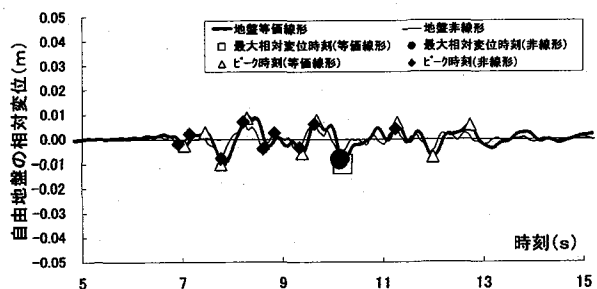


(a) 地震動Ⅱ

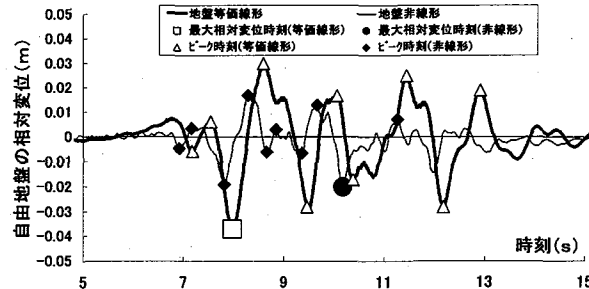


(b) 地震動Ⅳ

図-16 地盤等価線形と地盤非線形における自由地盤の相対変位時刻歴の比較 (地盤A)



(a) 地震動Ⅱ



(b) 地震動Ⅳ

図-17 地盤等価線形と地盤非線形における自由地盤の相対変位時刻歴の比較 (地盤B)

は地震動の大きさによらず概ね一致していることがわかる。また、最大相対変位発生時刻における各ケースの構造物上下床版位置での平均的な地盤のせん断ひずみ振幅は、表-6に示したものと概ね同じとなっている。したがって、地盤Aの自由地盤の変形については、ここで実施した地盤等価線形の解析は、対象とした地震動の範囲では適用性があると判断できる。

一方、図-17は、地盤Bの自由地盤相対変位について、同様に示したものである。これらより、地盤Bにおける地盤非線形と地盤等価線形の自由地盤相対変位は、地震動Ⅱの場合は概ね一致しているが、地震動Ⅳになるとピーク時刻の位相特性やその時刻での値が大きく異なっていることがわかる。したがって、地盤Bでは、自由地盤の変形についても、地震動が大きくなると、地盤の非線形履歴を直接考慮した非線形逐次積分法による動的解析による評価が必要であることとなる。

以下では、地盤等価線形の解析で対象とした地震動の範囲内では自由地盤の相対変位を評価しうる地盤Aを対象として、構造物および近傍地盤に着目した比較を行う。

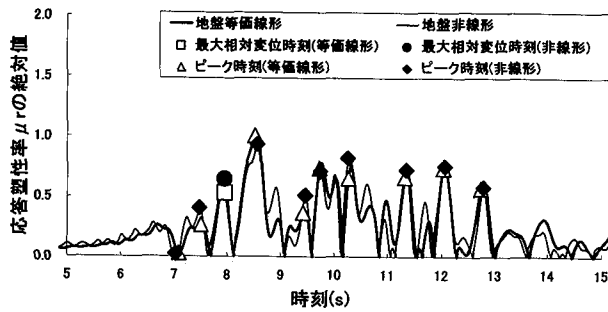
図-18は、地盤A、地震動ⅡおよびⅣにおける左側壁上下部の応答塑性率絶対値の時刻歴を、主要動部分を対象に、地盤等価線形と地盤非線形で比較して示したものである。図には自由地盤における最大相対変位発生時刻とピーク時刻の値も併示している。これらより、地震動Ⅱの場合は、地盤等価線形の応答塑性率の位相特性や応答値は、地盤非線形の場合と概ね一致しており、地盤を等価線形とした評価でも、損傷の進展を精度良く評価で

きていることがわかる。一方、地震動Ⅳの場合は、両解析の応答塑性率は大きく相違しており、地盤非線形の方が大きな値となっている。また、地盤等価線形の場合は、主要動の後半部分では、自由地盤の相対変位より決定したピーク時刻と応答塑性率がピークとなる時刻にも位相差が生じている。

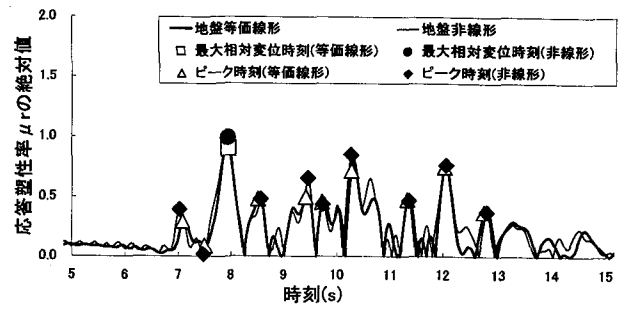
さらに、構造物に作用する法線方向相互作用力に着目する。図-19は、地盤A、地震動ⅡおよびⅣにおける左側壁および下床版の法線方向相互作用力分布を、前章で定義した時刻①および時刻③に相当するピーク時刻を対象に、地盤等価線形と地盤非線形で比較して示したものである。これらより、地震動Ⅱの場合の法線方向相互作用力は、両時刻とも、地盤等価線形と地盤非線形で概ね一致していることがわかる。一方、地震動Ⅳの場合は、時刻①においても、特に隅角部近傍での値が異なっている。

このような地震動Ⅳの場合の応答塑性率や相互作用力の相違は、地盤等価線形の解析では、構造物の影響がない自由地盤の物性値を全解析領域に適用するため、構造物近傍の地盤挙動が同じ深度の自由地盤の挙動とは異なること、すなわち、近傍地盤と構造物の非線形動的相互作用が十分に評価できていないことに起因しているものと考えられる。

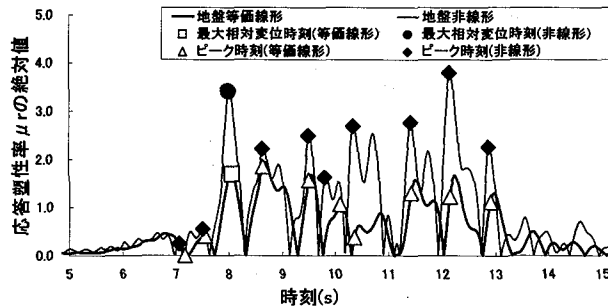
図-20は、地盤A、地震動ⅡおよびⅣを対象に、左側壁下端に隣接する地盤のせん断応力-せん断ひずみ履歴を、地盤等価線形と地盤非線形とで比較して示したものである。解析モデルの設定上、地盤等価線形の場合はせ



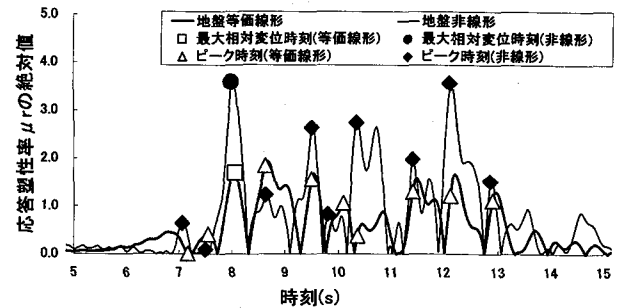
(a) 左側壁下部 (地震動Ⅱ)



(b) 左側壁上部 (地震動Ⅱ)

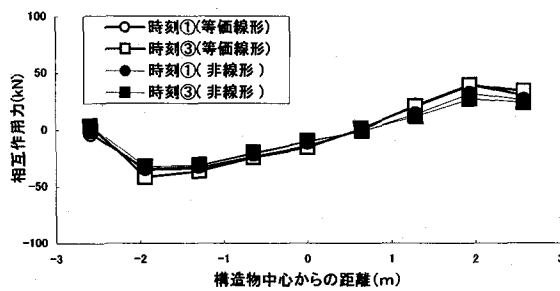


(c) 左側壁下部 (地震動Ⅳ)

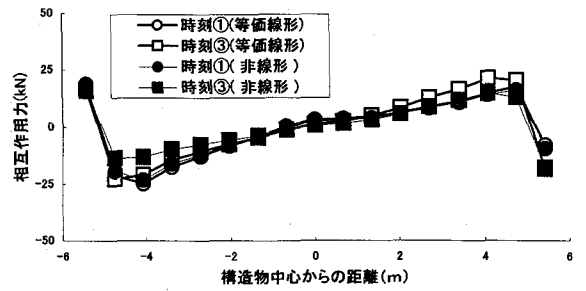


(d) 左側壁上部 (地震動Ⅳ)

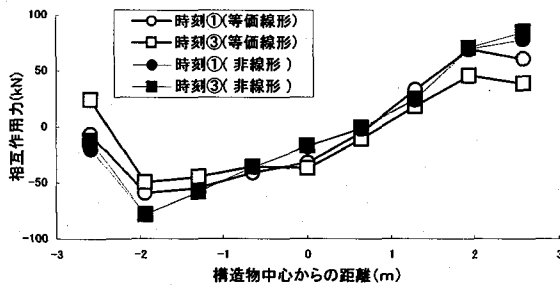
図-18 応答塑性率時刻歴の比較 (地盤A)



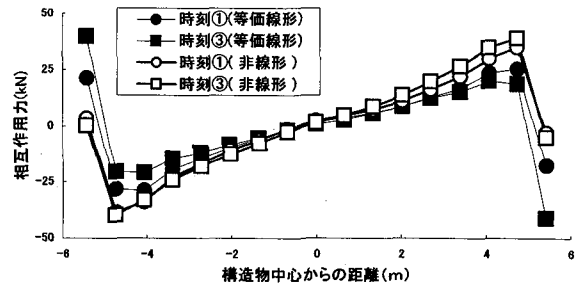
(a) 左側壁 (地震動Ⅱ)



(b) 下床版 (地震動Ⅱ)

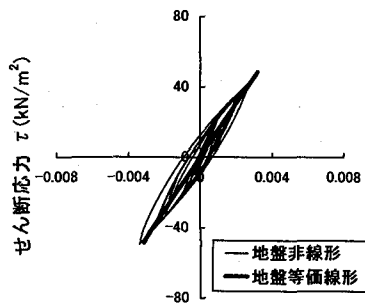


(c) 左側壁 (地震動Ⅳ)



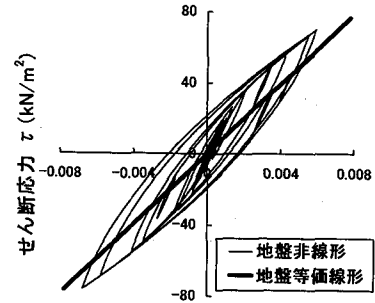
(d) 下床版 (地震動Ⅳ)

図-19 代表ピーク時刻における相互作用力の比較 (地盤A)



せん断ひずみ γ

(a) 地震動Ⅱ



せん断ひずみ γ

(b) 地震動Ⅳ

図-20 左側壁隣接地盤の $\tau - \gamma$ 履歴の比較 (地盤A)

ん断応力とせん断ひずみの関係が一定勾配の直線上を推移するのに対し、地盤非線形の場合は設定した履歴法則に従うループを辿ることとなるが、図より、地震動Ⅱの場合はその相違が小さいのに対し、地震動Ⅳでは大きな相違が生じていることがわかる。これはすなわち、地震動Ⅳの場合には、近傍地盤剛性の過渡的变化の影響が地盤等価線形では十分に評価できないことを示すものである。一方、地震動Ⅱの場合には、このような影響が小さく、地盤等価線形でも、近傍地盤の挙動を評価しうることとなる。

5.3 耐震性評価法の適用性に関する考察

以上の比較を踏まえ、本節では、地下構造物が非線形領域に入る場合の応答値や耐力を評価する手法として、地盤および構造物の非線形特性を履歴モデルを用いて直接考慮した非線形逐次積分法による動的解析（以下本節では地盤非線形の動的解析と称する）を適用すべき場合と、地盤の非線形性を自由地盤を対象とした周波数領域の複素応答法による等価線形化法にて求める収束物性値にて評価した非線形逐次積分法による動的解析（以下本節では地盤等価線形の動的解析と称する）にて評価する場合の適用性について、地盤挙動に着目して考察を加える。

このような適用性の検討においては、まず、想定する地震動に対する自由地盤の変形挙動が、等価線形化した地盤物性値を用いて有意な精度で評価しうるか否かの検証が必要となる。例えば、本章で実施した解析では、地盤A、および、地盤B、地震動Ⅱのケースでは、地盤等価線形の動的解析が適用しうるが、地盤B、地震動Ⅳのケースでは、適用範囲外となる。特に、想定する地震動が大きく応答ひずみが多い場合ほど、このような観点より、その適用に関する妥当性を示しておく必要があると考えられる。

また、自由地盤の変形挙動が有意な精度で評価しうる場合においても、構造物近傍地盤の挙動が等価線形化した地盤物性値を用いて有意な精度で評価しうるか否か、すなわち、近傍地盤と構造物の非線形動的相互作用の影響に関する検証が必要である。本章で実施した解析では、地盤A、地震動Ⅱのケースでは、その影響が小さく地盤等価線形の動的解析の適用性があるが、地震動Ⅳのケースでは、適用範囲外となる。特に後者のケースは、構造物の耐力評価など、大きな地震動を想定すべき場合は、地盤非線形の動的解析を適用すべきことを示している。これに対して、前者のケースは、構造物の応答値の算定においては、地盤等価線形の動的解析が適用しうる可能性を示している。

このように、実務設計における合理性を図る目的で、地盤の非線形性を等価線形化法にて簡易に評価する場合においても、その適用の妥当性を示すためには、自由地盤および近傍地盤の非線形挙動に着目した種々の条件の

下でのデータの蓄積が必要となる。

なお、地盤等価線形の動的解析が適用しうる場合は、例えば地盤応答震度法⁹⁾などの静的FEM解析により、地下構造物の耐震性を有意に評価しうる可能性がある。但し、第3章で示した損傷進展メカニズムを鑑みると、このような方法を用いる場合においては、繰り返し変形過程のもとで損傷が進展する現象の評価が必要となる。

6. 結論

本研究では、地下構造物横断方向を対象に、正弦波および実地震波を用い、入力における加速度振幅をパラメータとした非線形逐次積分法による動的解析を実施し、文献⁷⁾で示した構造物の曲げ損傷進展メカニズムを解析的に確認するとともに、これを踏まえた耐震性評価法に関する考察を展開した。さらには、地盤の非線形性を等価線形化法にて評価する解析を実施し、その適用性に関する考察を加えた。本研究の結論を以下にまとめる。

- 1) 正弦波加振のように、地盤が左右対称に定常交番変形する場合でも、構造物が定常応答となるまでには時間遅れがあり、その時間内では損傷が進展する。さらには、損傷の進展と部材変形に相応して、構造物に作用する相互作用力は相違する。これは、文献⁷⁾で示した構造物の曲げ損傷進展メカニズムを解析的に確認するものである。
- 2) 損傷進展メカニズムを踏まえると、地下構造物が非線形領域に入る場合の耐震性や耐力の評価は、一方向の静的荷重にて行うことは適切ではなく、交番性や繰り返し特性を考慮した解析が必要となる。また、構造物が非線形領域に入る場合は、弾性範囲内の場合以上に、相互作用力を精度良く評価する必要がある。したがって、その評価には、これらを適切に考慮しうる方法が必要となり、地盤および構造物の非線形履歴特性をモデル化した時間領域の非線形逐次積分法による動的FEM解析を実施することが望ましいこととなる。
- 3) 地盤の非線形特性を等価線形化法にて評価した動的解析の適用性は、自由地盤および近傍地盤の非線形挙動が有意な精度で評価しうるか否かに関する検証が必要となる。特に、構造物の耐力評価など、大きな地震動を想定すべき場合は、その影響が無視できないため、地盤および構造物の非線形履歴特性をモデル化した時間領域の非線形逐次積分法による動的有限要素解析を適用すべきこととなる。これに対して、構造物の応答値の算定においては、地盤の非線形特性を等価線形化法にて評価した動的解析が適用しうる可能性がある。

謝 辞

本解析で用いた神戸大学の地震波形は、関西地震観測研究協議会提供によるものである。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計、平成11年10月
- 2) 中村晋：層間変形に基づく地中構造物の横断方向の耐震設計法に関する提案、土木学会論文集No.605/ I -45、pp.217-230、1998.10
- 3) 末広俊夫・大友敬三・金津努・松本恭明：地盤とボックスカルバート連成系の大型振動台実験、コンクリート工学年次論文集Vol.22, No.3、pp.1483-1488、2000.6
- 4) 大友敬三・末広俊夫・金津努・松本恭明・岡市明大：大型せん断土槽振動実験に基づくボックスカルバートの塑性域挙動、第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集、pp.171-174、2000.3
- 5) 宮川義範・松尾豊史・末広俊夫・松本恭明：ボックスカルバートの水平載荷実験とその解析、コンクリート工学年次論文集Vol.22, No.3、pp.241-246、2000.6
- 6) 松井淳・大友敬三・河合正・松本恭明：地盤一構造物連成系の大型振動台実験の動的非線形有限要素解析、コンクリート工学年次論文集Vol.22, No.3、pp.1339-1344、2000.6
- 7) 村井和彦・大塚久哲・井手智明：地下構造物横断方向の損傷進展過程と耐震性能照査に関する考察、土木学会西部支部・九州橋梁構造工学会、土木構造・材料論文集第16号、pp.107-115、2000.12
- 8) 片山幾夫・足立正信・嶋田稔・都築富雄・瀬下雄一：地下埋設物構造物の実用的な準動的解析手法-「応答震度法」の提案、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集 I、1985
- 9) 足立紀尚・龍岡文夫：新体系土木工学 18 土の力学 (Ⅲ)-圧密・せん断・動的解析-、技報堂出版、pp.244-250、1981.8
- 10) 岩楯敏広・飯野貴嗣・楠博典・佐藤泰・林家祥・田中努：地下鉄構造物の地震時挙動に関する模型実験と解析、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1923-1928、1998.11
- 11) 岩崎敏男・常田賢一・高木義和：沖積粘性土の動的変形特性-せん断剛性率のヒズミ依存性-、土木研究所資料第1504号、昭和54年8月
- 12) 岩崎敏男・龍岡文夫・高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)、土木研究所報告153号の2、1980.3
- 13) 社団法人 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説、平成4年11月
- 14) Takeda, T., M.A. Sozen and N.N. Nielsen : Reinforced concrete response to simulated earthquakes、第3回日本地震工学シンポジウム講演集、pp.357-364、1970.11
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編、平成8年11月
- 16) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成8年11月
- 17) 村井和彦・大塚久哲・矢葺亘：地震時における地下構造物横断方向の変形と外力に関する基礎的考察、構造工学論文集Vol.46A、pp.1715-1726、2000.3
- 18) 村井和彦・大塚久哲・矢葺亘：地震時外力に着目した地下構造物横断方向に適用する応答変位法の計算精度と地盤パネに関する考察、トンネル工学研究論文・報告集 第10巻、pp.79-86、平成12年11月

(2000年9月14日受付)