

下水道施設に適用する非線形応答震度法の解析手法について

Simplified analysis based on non-linear seismic coefficient method for sewage facilities

湯浅明*, 大角恒雄**, 山本賢一***, 川上哲太郎****

Akira Yuasa, Tsuneo Ohsumi, Kenichi Yamamoto, Tetsutaro Kawakami

* 工修, 株式会社解析技術サービス (〒104-0051 東京都中央区佃3-2-10)

** 博士 (工学), 日本工営株式会社中央研究所 (〒300-1259 茨城県稲敷郡茎崎町稲荷原2304)

*** 工修, 日本下水道事業団 (〒335-0037 埼玉県戸田市下笹目5141)

**** 博士 (工学), 東海大学助教授, 海洋学部海洋土木工学科 (〒424-8610 静岡県清水市折戸3-20-1)

After Hyogo-ken Nanbu earthquake, it is discussed to use simplified methods such as seismic deformation method and seismic coefficient method, when design standard of civil structures taken account of a great earthquake (level 2) is set up. For example of double cover structures being composed of tanks and buildings, many sewage facilities are semi-underground structures putting out its head above the ground. Semi-underground structures have both of characters on-ground structures and underground structures, so it needs to enough consideration when simplified methods are applied to semi-underground structures. In this paper, it is considered to apply seismic coefficient method to design based on comparison seismic coefficient method and results of non-linear dynamic analysis. As a result, dynamic analysis is able to practically be reproduced with seismic coefficient method, if non-linear are considered for both grounds and structures and the response spectrum value computed from the non-linear analysis is made the seismic intensity of on-ground structure.

Key words: sewage facility, nonlinear analysis, seismic coefficient method, dynamic analysis, ductility factor

1. はじめに

阪神・淡路大震災により、他の社会基盤施設と共に下水道施設も甚大な被害を負った。震災後、建設省が設置した下水道地震対策技術調査検討委員会は、平成9年8月に「下水道の地震対策についての最終提言」を発表した。これを受け、(社)日本下水道協会は、同年度に「下水道施設地震対策指針と解説」を改訂した。同改訂版は、耐震設計の対象地震動をレベル1、レベル2の2段階に設定している。また、土木構造物及び複合構造物の下部構造の耐震計算法として、静的解析法である震度法を一般的に採用し、根入れ深さ10mの水槽構造物及び地中埋設線状構造物には応答変位法を採用している。

土木学会は、平成8年度に「コンクリート標準示方書・耐震設計編」の改訂を行い、レベル1、レベル2の各地震動に対し、動的・非線形解析と等価な静的解析法として、応答変位法による解析例を例示している。本手法については、簡易な地震時増分断面力算定法として各種基準等にも例示されているものの、地盤をばねでモデル化しているために、ばね値の算定がそもそも困難であることや、さらにその算定値によって、解析結果に大きな影響を及

ぼすことが指摘されている。

日本下水道事業団は、平成8年度に「下水道施設耐震診断基準(案)」の中で、動的解析については『杭基礎構造物の場合、高度な耐震解析(有限要素法による動的解析等)を伴う終局強度調査による構造物の診断ということだが、将来、必要となることも想定されるが、この点については今後の検討課題』としていた。その後の検討の結果、「構造物設計指針」(平成10年6月)において、レベル2地震動に対する耐震性能照査の手法として、動的解析手法が未だ整備されていない状況を考慮し、地中埋設線状構造物にのみ応答変位法が、その他の構造物については応答震度法が、それぞれ採用されている。

本論文では以上を考慮して、上記「下水道施設耐震診断基準(案)」で「将来の検討課題」とされた動的解析に代わり得る手法として、地盤の非線形性を有限要素法の場合を持って、精度よく適用できると考えられる「応答震度」について検討した結果について報告するものである。

2. 非線形応答震度法の概要

2.1 応答震度法について

応答震度法とは、地盤各深度で、構造物の上下間の相

対変位が最大となる時刻の加速度から、水平震度を求め、地震時の作用外力とするもので、

- ・ 動的地震動の等価震度を加速度または慣性力の水平荷重として静的に作用させること。
- ・ 静的解析でありながら動的解析と同等の結果を算定できること。
- ・ 耐震性能解析を一般的に流通する静的解析モデルで短時間に計算できること。

が特徴である

下水道施設と言う震度法とは、従来の震度法と修正震度法との総称であり、設計用震度を重要度に応じて算定し、構造物全体に一律の震度を作用させるものである。一方、応答震度法は、構造物及び地盤の深度方向に等価震度を作用させる手法であり、解析の精度も大きく異なる。例えば、応答震度法は、構造物の頂版と底板で震度が異なる場合なども考慮することができ、より現実に近い震度を設計に反映させることができる。また、同法は、応答変位法で使用する地盤ばね定数という不確定要素の多い定数が不要となるため、これに関わる誤差を解析結果から除去することができる。さらに、地盤と構造物とに左右される不確実な強制変位に対し、構造物に固有の水平荷重を与えるため解析結果の誤差が分散できる。

2. 2 非線形応答震度法の解析手法

レベル2地震動による耐震計算を行う際の問題点として、

- ①地盤の非線形性
- ②構造物の非線形性
- ③地盤の非線形性が考慮された応答加速度（震度）
- ④構造物に与える震度

の取り扱いが挙げられる。

①については、従来（レベル1地震動）による耐震計算（応答震度法）では、SHAKE¹⁾などに代表される等価線形化法²⁾による等価剛性を用いている。等価線形化法の適用範囲は地盤の平均ひずみで $10^{-3} \sim 10^{-4}$ 程度であるが、レベル2地震動による地盤のひずみは時には 10^{-2} のオーダーになるので等価線形化法の適用外となり、レベル2地震動による耐震計算ではSHAKEなどによる等価剛性が使用できない。筆者らはこの問題を改善するため静的非線形モデルである修正Ramberg-Osgoodモデル³⁾（以下、R-Oモデル）を用いた。

②の従来の方法は、構造物部材の応力度を算出することが目的であったため、構造物の劣化を考慮した等価剛性が計算に使用されている。しかし、土木構造物の耐震設計が許容応力度設計法から変形性能照査法へ移行され、構造物の残留変形量が求められるようになった。残留変形量は構造物の非線形挙動を忠実に追わなければ求められないため、構造物の非線形挙動を追えるモデルが必要である。ここでは提案されている構造物部材の非線形モデルの内、最も単純なバイリニアモデル⁴⁾を応答震度法に用いた。

上記のようにレベル2地震動による耐震計算は地盤、

構造物の非線形性を考慮する必要がある。

③について、応答震度法で用いる震度も非線形性が考慮された応答加速度でなければならない。従来の設計法ではSHAKEによる応答加速度を用いているが、これは①の説明で述べたようにレベル2地震動の耐震計算には適用できない。筆者らは、地盤の非線形性を考慮した震度を地盤の土柱モデルによる1次元非線形動的計算より求めた。なお、地盤の動的非線形モデルはR-Oモデルを用いた。

④については、下水道施設の水処理場に代表される半地下構造物は、地上に突出した部分と地下部分があるため、その応答値も複雑であることが推測される。そこで筆者らは、上記1次元非線形動的解析の際に構造物下端位置における応答加速度から応答加速度スペクトルを算出し、一方、構造物の固有値解析を実施し、求めた固有値に対する応答加速度スペクトルの値を構造物上端の加速度（震度）とした。構造物下端の震度は地盤の震度と同じとし、構造物上下間はこれらの値から線形補完した値を構造物の震度として与えた。なお、上記の応答加速度スペクトルには周辺地盤の構造物に及ぼす影響が考慮されていないが、一般に地中より地上にある構造物の応答加速度の方が大きく、実務的な計算では安全側な荷重となると考え、この方法を採用した。

3. 解析条件

3. 1 解析モデル

解析モデルの概要を図-1に示す。地盤は、軟弱地盤を想定し地表面から構造物底板位置までを軟弱なシルト層とし、その下を比較的堅固な砂質土層とした。構造物は、下水道施設全体への適用性を考えると水処理場施設等に代表される、地中からある程度突出した構造物である必要がある。これを満足する構造物として、沈殿池と建屋が一体化した2重覆蓋構造物とした。

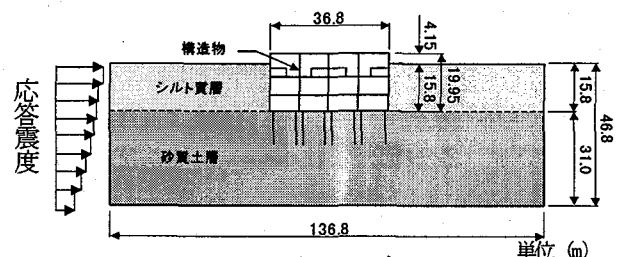


図-1 解析モデル

3. 2 非線形モデル

地盤は2次元平面ひずみ要素を用い、その非線形モデルは式(1)のR-Oモデルを用いた。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{\beta-1} \right\} \quad (1)$$

ここに、 γ ：せん断ひずみ、 τ ：せん断応力、 G_0 ：初期せん断弾性係数、 τ_f ：降伏応力、 α 及び β ：フィッティ

表－1 地盤の物性値

	湿潤密度	せん断波速度	初期せん断弾性	ポアソン比	初期減衰	R－Oモデルパラメータ		
	ρ_t (kN/m ³)	V_s (m/s)	係数 G_0 (kN/m ²)	ν	h_0	α	β	基準ひずみ γ_f
シルト層	1.8	125	28,130	0.49	0.05	1.886	1.915	1.904×10^{-3}
砂質層	2.0	300	180,320	0.47	0.05	3.025	2.597	6.060×10^{-4}

表－2 構造物の物性値

	密度	ポアソン比	初期弾性係数	初期せん断弾性	減衰定数
	ρ (kN/m ³)	ν	E_0 (kN/m ²)	係数 G_0 (kN/m ²)	h_0
構造物	2.5	0.2	23,030,000	9,594,200	0.02
鋼管杭	7.8	0.3	205,800,000	79,184,000	0.02

ングパラメータである。動的解析では履歴曲線を Masing 則により定義し、減衰を式(2)に示す履歴減衰で考慮した。

$$h = \frac{2\beta - 1}{\pi\beta + 1} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (2)$$

ここに、 h ：減衰定数、 π ：円周率である。

構造物は Timoshenko 梁要素⁵⁾として、その非線形モデルはバイリニアモデルとした。降伏モーメント M_y は、道路橋示方書⁶⁾に準ずる方法により設定した。道路橋示方書では部材断面でひずみ分布が線形、応力分布が式(3)に示す2次曲線と仮定し降伏モーメントを求めている。

$$\sigma_c = 0.98 \times 0.85 \sigma_{ck} \frac{\varepsilon_c}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \quad (3)$$

ここに、 σ_c ：コンクリートの応力度 (kN/m²)、 σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (kN/m²)、 ε_c ：コンクリートのひずみである。地盤と同様、動的解析におけるバイリニアモデルでは、載荷・除荷時が初期勾配 α 、降伏モーメントを越えた後が降伏後の勾配 (0.01α) とする履歴ルールを採用した。

また、減衰は初期減衰として要素レーレー減衰とバイリニアモデルによる履歴減衰を考慮した。

3. 3 物性値

地盤の物性値を表－1に示す。地盤の初期剛性 G_0 は、シルト層でせん断波速度 V_s を 125m/sec、砂質土層で 300m/sec と仮定し (4) 式より求めた。

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (4)$$

ここに、 ρ ：湿潤密度である。

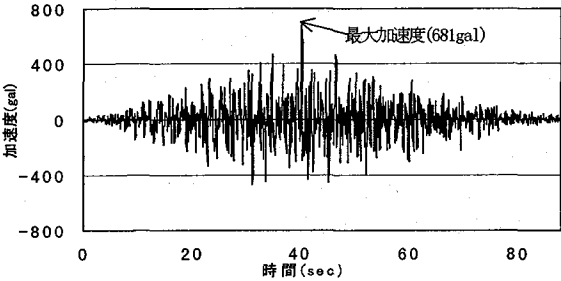
応答震度法解析で使用する剛性については各ケースにより異なるので詳細を4章で説明する。

構造物の物性値を表－2に示す。構造物はコンクリート標準示方書⁷⁾に基づき、設計基準強度 $f_{ck}=206$ kN/m² として構造物および曝気槽の物性値を設定した。鋼管杭は径 $\phi=800$ mm、厚さ $t=9$ mm と設定し、その値に基づき杭基礎設計便覧より剛性を算出した。

3. 4 作用荷重

本解析で想定する地震規模は、「東京における被害地震の想定に関する調査研究 東京都防災会議 平成3年9月」および「大規模地震被害想定調査報告書 埼玉県 (平成4年3月)」で想定地震として用いられている南関東地震 (M7.9) の断層モデルを踏まえ、地震動簡易策定システム⁸⁾からレベル2地震動の入力地震動を作成した。入力地震動を図－2に示す。

応答震度法解析で使用する構造物の震度は各ケースにより異なる。詳細については4章で説明する。



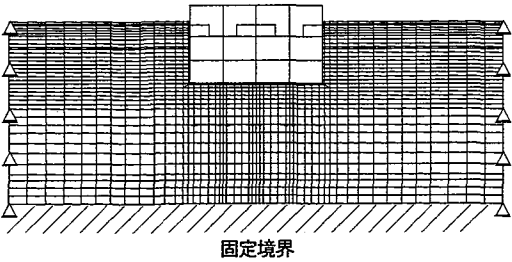
図－2 入力地震動⁸⁾

3. 5 要素分割

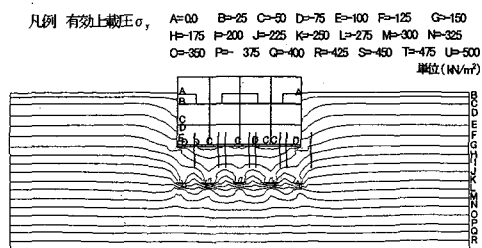
図－3に要素分割を示す。縦方向の要素分割は式 (5) より 15Hz 以下の周波数成分が透過するように行った。

$$H_{\max} \leq \frac{V_s}{5f_{\max}} \quad (5)$$

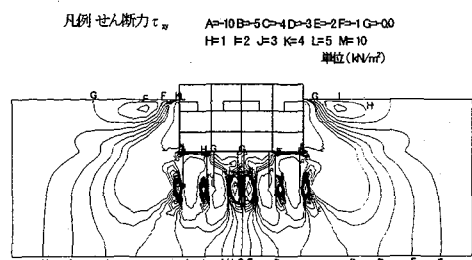
ここに、 $H_{\max}$ ：最高要素分割高、 $f_{\max}$ ：解析対象周波数である。



図－3 要素分割



(a) 有効上載圧 σ_v



(b) せん断力 τ_{xy}

図-4 地盤の初期応力

3. 6 初期応力の算定

非線形解析（動的解析、応答震度法解析）を行うには地盤、構造物の常時応力状態（応力、ひずみ、断面力）を初期条件として与えなければならない。初期応力状態は3.2節で示した非線形モデルを用い、荷重増分法による自重解析より求めた。荷重増分法とは現状の状態（図-3のモデル）に構造物、地盤の細分化された自重を徐々に載荷することにより応力状態を再現する方法である。自重解析時の物性値は、地盤のポアソン比を 0.333、構造物及び地盤の密度を水中密度とし、構造物外壁（地盤と接する部分）に静水圧を作用させた。図-4、図-5に地盤及び構造物の初期応力を示す。

3. 7 計算条件

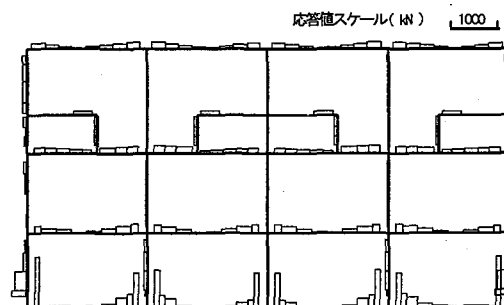
動的解析は、ニューマークの β 法による逐次積分法により解析を行った。

非線形の解法は、動的解析、応答震度法解析ともニュートン法により不平衡力の収束判定誤差 0.5%、1 ステップの繰り返し回数の上限を 10 とし、残差力は次ステップに持ち越す条件とした。動的解析における時間刻み Δt は 0.004 秒、応答震度法解析における荷重分割は 1/20 とした。

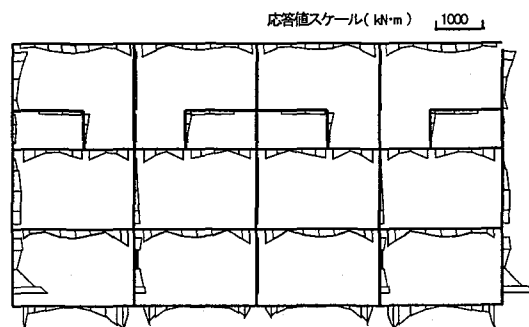
4. 検討ケース

動的解析と応答震度法解析の解析手法の検討ケースを表-3に示す。

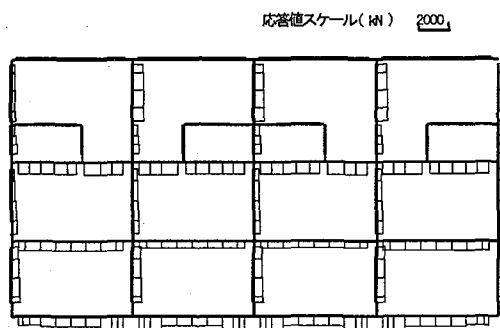
CASE1 は動的非線形解析で地盤を R-O モデル、構造物をバイリニアモデルとし比較検討用の基本モデルとした。CASE2 は、応答震度法の動的解析に対する再現性を確認する目的で、地盤および構造物の動的解析による応答加



(a) せん断力



(b) 曲げモーメント



(c) 軸力

図-5 構造物の初期応力

速度を震度として作用させた。CASE3 は、動的解析解が存在しない一般の設計の場合で、地盤の震度は等価線形手法の 1 次元波動論解析 (SHAKE) で求め、構造物は対象が地上に突出している半地下構造物であるため、1 次元波動論解析結果による応答加速度時刻歴より構造物底版位置での加速度応答スペクトルを算出し、構造物の初期剛性による第 1 固有周期 $T_s=1.32\text{Hz}$ の加速度を構造物頂部の震度とした。また、構造物の底版には地盤の震度として、両者の間は直線補間した。CASE4 は、地盤を 1 次元の R-O モデルで応答加速度から震度を求め、応力-ひずみループの最小割線剛性を地盤のせん断剛性とした。構造物はバイリニアモデルとし、CASE3 と同様、1 次元 R-O 解析結果から算出した加速度応答スペクトルを算出し、構造物の固有周期の応答加速度を震度とした。CASE5 は、地盤を 1 次元の R-O モデルで応答加速度から震度を求め、地盤を R-O モデルとした。CASE4 と同様、構造物はバイリニアモデルとし、1 次元 R-O 解析結果から算

表-3 検討ケース

	地盤		構造物	
	非線形化モデル	荷重	非線形化モデル	荷重
CASE1	非線形 (R-Oモデル)	時刻歴応答	非線形 (バイリニア)	時刻歴応答
CASE2	非線形 (R-Oモデル)	CASE 1 の応答加速度	非線形 (バイリニア)	CASE 1 の応答値
CASE3	等価線形	1次元波動論による 応答加速度	非線形 (バイリニア)	応答スペクトルによる 固有値の震度
CASE4	R-O 1次元モデルのG	R-O 1次元モデルの 応答加速度	非線形 (バイリニア)	応答スペクトルによる 固有値の震度
CASE5	非線形 (R-Oモデル)	R-O 1次元モデルの 応答加速度	非線形 (バイリニア)	応答スペクトルによる 固有値の震度

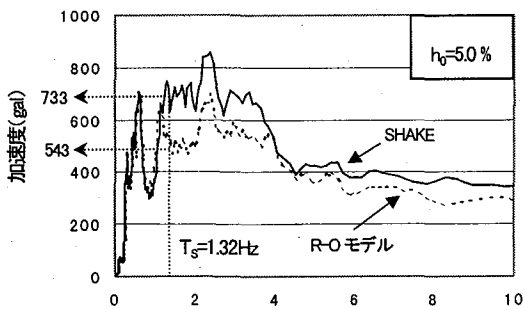


図-6 構造物震度を求めるための加速度応答スペクトル

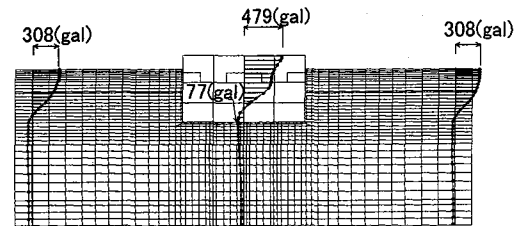
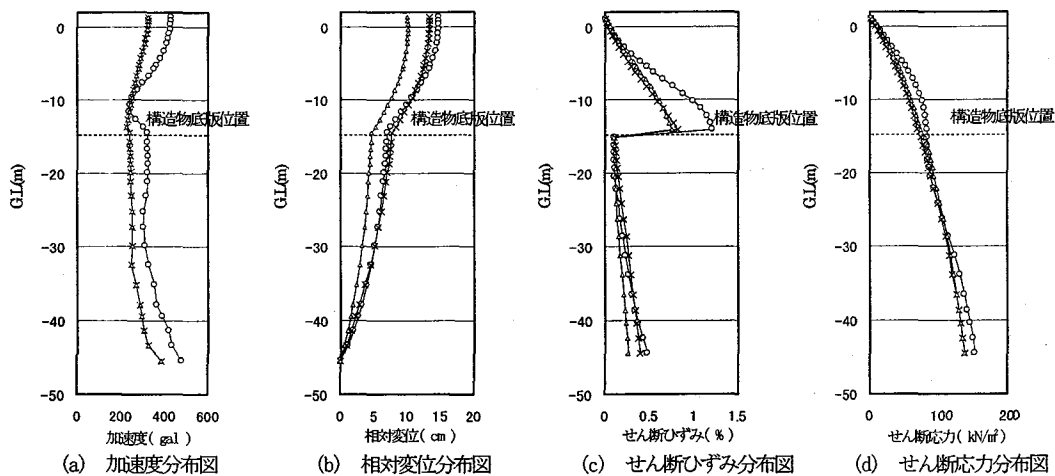


図-7 動的解析における加速度分布



凡例: △: 非線形動的解析 (自由地盤) CASE1 ○: 非線形応答震度法 CASE3 ×: 非線形応答震度法 CASE4.5

図-8 地盤の1次元解析結果の比較

した加速度応答スペクトルを算定し、構造物の固有周期の
応答加速度を震度とした。

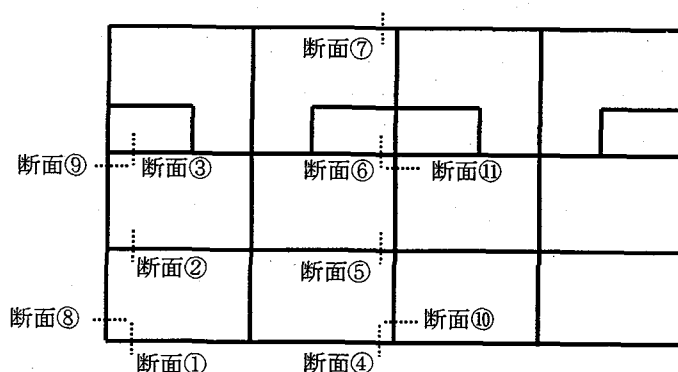
5. 解析結果とその比較

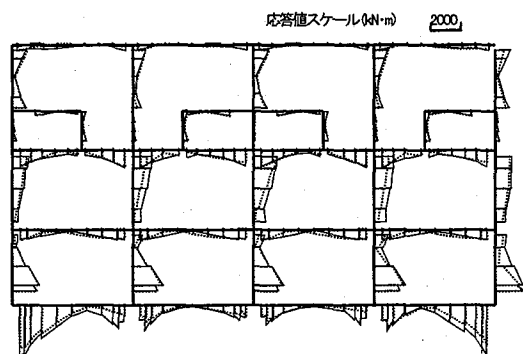
表-3に示した検討ケースにおける比較検討を以下に

示す。まず、構造物震度となる加速度応答スペクトルを
図-6に示す。2次元動的な非線形解析の構造物頂底版最
大相対変位が生じる時刻 ($t=40.58\text{sec}$) における加速度
分布を図-7に示す。構造物頂部の加速度は 479gal
(CASE1) にあるのに対し、CASE3 で用いる 1次元等価線
形解析 SHAKE による構造物底版位置で加速度応答時刻歴

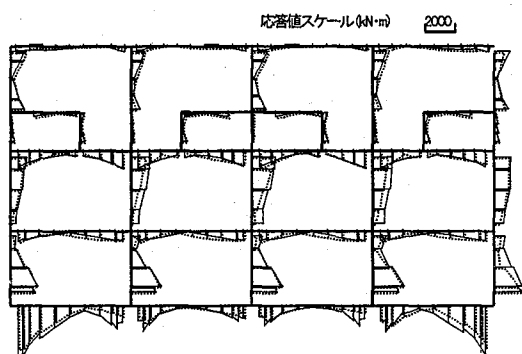
表-4 最大断面力の比較

		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5
構造物上下間の相対変位 (cm)		8.4	7.5	15.8	8.5	8.4
断面①	せん断力 (kN)	1969.8	1048.6	1048.6	1048.6	1048.6
	軸力 (kN)	1519.0	626.2	884.0	626.2	626.2
	曲げモーメント (kN・m)	2930.2	1754.2	2626.4	2567.6	2587.2
断面②	せん断力 (kN)	295.0	149.9	336.1	330.3	330.3
	軸力 (kN)	1440.6	634.1	634.1	634.1	634.1
	曲げモーメント (kN・m)	664.4	641.9	733.0	707.6	706.6
断面③	せん断力 (kN)	358.7	345.0	328.3	345.0	343.0
	軸力 (kN)	1852.2	1538.6	2303.0	1656.2	1617.0
	曲げモーメント (kN・m)	1058.4	1058.4	1068.2	1058.4	1058.4
断面④	せん断力 (kN)	1342.6	1009.4	1244.6	1215.2	1195.6
	軸力 (kN)	1254.4	1146.6	1107.4	1087.8	1136.8
	曲げモーメント (kN・m)	704.6	228.3	775.2	756.6	723.2
断面⑤	せん断力 (kN)	198.0	171.5	171.5	171.5	171.5
	軸力 (kN)	864.4	570.4	496.9	509.6	541.9
	曲げモーメント (kN・m)	579.2	582.1	616.4	600.7	597.8
断面⑥	せん断力 (kN)	346.9	118.6	130.3	127.4	128.4
	軸力 (kN)	1185.8	831.0	999.6	841.8	827.1
	曲げモーメント (kN・m)	1048.6	752.6	976.1	830.1	840.8
断面⑦	せん断力 (kN)	153.9	111.7	111.7	111.7	111.7
	軸力 (kN)	65.5	22.5	49.8	24.1	24.9
	曲げモーメント (kN・m)	420.4	174.4	174.4	174.4	174.4
断面⑧	せん断力 (kN)	723.2	297.9	576.2	354.8	411.6
	軸力 (kN)	767.3	627.2	627.2	627.2	627.2
	曲げモーメント (kN・m)	1303.4	1450.4	1597.4	1479.8	1479.8
断面⑨	せん断力 (kN)	180.3	165.6	147.0	128.4	146.0
	軸力 (kN)	821.2	279.3	279.3	294.0	279.3
	曲げモーメント (kN・m)	1048.6	789.9	1313.2	877.1	880.0
断面⑩	せん断力 (kN)	330.3	141.1	278.3	211.7	207.8
	軸力 (kN)	640.9	639.9	650.7	655.6	655.6
	曲げモーメント (kN・m)	1381.8	1421.0	1528.8	1450.4	1450.4
断面⑪	せん断力 (kN)	363.6	179.3	146.0	151.9	162.7
	軸力 (kN)	402.8	395.9	390.0	394.9	394.9
	曲げモーメント (kN・m)	1421.0	1274.0	1479.8	1332.8	1323.0
応答塑性率 2 以上の個数		16	12	36	17	17





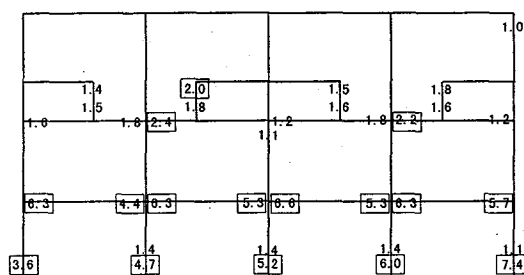
(a) CASE1 と CASE4 の比較



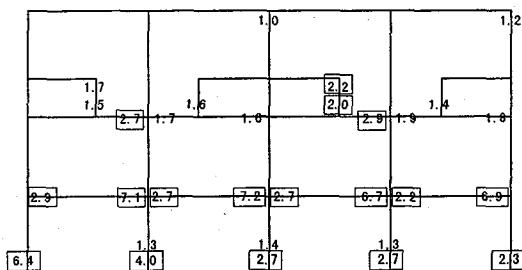
(b) CASE1 と CASE5 の比較

※ 実線が CASE1、破線が CASE4 または CASE5

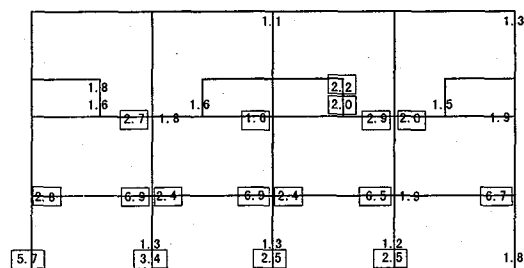
図-9 断面力 (曲げモーメント) の比較



(a) CASE1



(b) CASE4



(c) CASE5

※ □ : 応答塑性率 2 以上の箇所

図-10 応答塑性率の比較

の構造物固有周期 $T_s=1.32\text{Hz}$ の応答スペクトル値は 730gal である。一方、CASE4, 5 で用いる 1 次元非線形解析 R-0 モデルでは、543gal と 2 次元動的な非線形応答値 479gal に近い値となった。

次に、地盤の震度となる 1 次元モデルによる構造物底部と地表面の最大相対変位が生じる時刻の応答値分布を図-8 に示す。2 次元動的な非線形解析の自由地盤付近の応答は 324gal (CASE1) であるのに対し、SHAKE では 428gal (CASE3 で使用)、R-0 (CASE4, 5 で使用) では 324gal と 2 次元動的な非線形解析と一致した。

表-4 に各ケースの構造物頂底版間の最大相対変位、代表断面の最大断面力 (せん断力、曲げモーメント、軸力) 及び応答塑性率が 2 以上の個数を示す。

構造物頂底版間の最大相対変位は CASE2, 4, 5 で 7.5cm、8.5cm、8.4cm と CASE1 の 8.4cm に近い値であったが、SHAKE (CASE3) では 15.8cm と 2 倍の変形が生じている。

断面力の比較では CASE1 と CASE2 では、CASE1 がせん断力 1969.8~153.9kN、軸力 1852.2~65.5kN、曲げモーメント 2930.2~420.4kN・m であり CASE2 のせん断力 1048.6~111.6kN、軸力 1538.6~22.5kN、曲げモーメント 1754.2~174.4kN・m と比べて CASE2 の方が小さめで、特に底版 (断面①と④) で顕著である。これは CASE2 が CASE1 の動的解析における 1 時刻断面の応答であり、特に底版における時刻断面の加速度が 77gal と最大加速度 239gal に対して小さいことから底版での断面力に顕著な差が生じたと考えられる。CASE3 では、軸力が 2303.3~49.8kN と CASE1 を上回っている。CASE1 と CASE4, 5 では、

CASE4 のせん断力 1215.2~111.7kN、軸力 1656.2~24.1kN、曲げモーメント 2567.6~174.4kN・m、CASE5 のせん断力 1195.6~111.7kN、軸力 1617.0~24.9kN、曲げモーメント 2587.2~174.4kN・m と CASE1 とほぼ等価な断面力が得られた。

応答塑性率については、塑性率自体を一致させることは困難なため、横浜市下水道設計施工指針 (案) において構造物の補修を考慮し、応答塑性率 2 を損傷の目安としていることから、各検討ケースの図に応答塑性率 2 以上を求めた。

CASE1 では応答塑性率 2 以上が 16 箇所であった。CASE2 では 12 箇所であり、特に最下層の塑性の再現が十分でなかった。これは、構造物の頂底版相対変位が再現されていないことから伺える。CASE3 では 36 箇所と、ほとんどの部材が損傷を受け、動的な非線形解析とかけ離れた結果となった。CASE4 と CASE5 はともに 17 箇所、動的な非線形解析とほぼ同じであった。

最後に、CASE2~CASE5 の中で 2 次元非線形動的解析 (CASE1) と応答値が一致した CASE4 と CASE5 について構造物全体の断面力分布と応答塑性率の比較を図-9、図-10 に示す。断面力分布は RC 部材では重要な断面力と

なる曲げモーメントを示した。曲げモーメント分布は CASE4, CASE5 とともに CASE1 とほぼ同様な分布であることがわかる。応答塑性率は図中に応答塑性率 2 以上の箇所を □ で示した。損傷傾向は CASE4 と CASE5 とともに動的非線形解析 (CASE1) と同様である。

6. まとめ

動的非線形解析を模擬する手法として、半地下構造物への応答震度法の適用を検討した。その結果をまとめると以下の通りである。

1. 応答震度法における構造物の震度は、構造物底板位置で加速度応答時刻歴の構造物固有周期の応答スペクトル値を用いることで、2 次元動的非線形応答値に近い値を得られる。
2. 地盤・構造物とも 1 次元解析による応答値は、1 次元等価線形解析 SHAKE よりも 1 次元非線形解析 R-0 モデルによる方が 2 次元動的非線形の応答値に近い値となった。
3. 地盤の非線形性の評価は、応力-ひずみの最小割線剛性を地盤のせん断剛性としたケースと、地盤を非線形 R-0 モデルとしたケースとの差異はなかった。所有解析コードに適した解析手法を選択すべきである。
4. 応答震度法を適用することで、計算に要する計算時間は、動的非線形解析の 4~5 時間に比べ 1/80 に減少する。

以上より、下水道施設に代表される半地下構造物の耐震計算において、地盤及び構造物の非線形性を考慮する

非線形応答震度法は、非線形領域においても動的応答解析を応答塑性率の 2 以上の箇所を再現でき、実際の設計に適用可能である方向性が見出せた。

なお、本解析手法は、「下水道施設における地震リスクマネジメントに関する研究」の一環として提案したもので、今後は地震災害に対し下水道施設にリスクマネジメントの概念を導入し、社会基盤システムの災害時の機能分析に基づいた災害軽減対策を検討する予定である。

参考文献

- 1) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972): SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley.
- 2) 例えば土木学会編：動的解析と耐震設計第 2 巻 動的解析の方法, pp. 76-99, 技報堂出版
- 3) Jennings, P.C. (1964): Periodic response of a general yielding structure, Proc. ASCE, No. EM2, pp. 131-163
- 4) 例えば土木学会編：動的解析と耐震設計第 1 巻 地震動・動的物性, pp. 76-99, 技報堂出版
- 5) 例えば鷲津久一郎・宮本博・山田・山本善之・川井忠彦：有限要素法ハンドブック I 基礎編, pp. 213-217, 培風館
- 6) 道路橋示方書・同解説書Ⅲコンクリート橋編, pp. 116-126, 平成 8 年 12 月, 社団法人日本道路協会
- 7) 平成 8 年制定コンクリート標準示方書・耐震設計編, 平成 8 年 7 月, 土木学会
- 8) 大角恒雄、山本賢一：断層モデルを考慮した地震動簡易策定システムの開発、第 33 回地盤工学会、pp. 1131-1132, 1998.

(1999 年 9 月 17 日受付)