

◆ 報 文 ◆

地下歩道の横断面の耐震性能

西岡 勉* 運上茂樹** 足立幸郎***

1. はじめに

兵庫県南部地震における地下横断歩道・連絡地下道（以下、地下歩道という）の被災は軽微であった。神戸市内に設置されていた45カ所の地下歩道の内、7カ所で被害が確認されたが、表-1に示すように損傷状況は、軽微な壁面クラック、入口部上屋損傷、壁・床タイルの損傷、漏水などであり、壁・床タイルの補修、漏水に対する復旧などが実施されたのみであった。これらの地下歩道は、耐震設計が行われていなかったにもかかわらず、甚大な損傷が発生していなかった。一般に、地下歩道は、常時の土圧などで断面を設計した場合、部材厚が薄くなり過ぎ施工性に劣ることから、施工性を考慮した300～400mmの部材厚で断面設定が行われている。このため、地震の影響に対して余裕のある構造となっており、これが兵庫県南部地震における地下歩道の損傷が軽微であった理由と考えられている。

表-1 兵庫県南部地震による地下歩道の被災状況

	所在地	被災状況
地下横断歩道	長田区御屋敷通	壁面クラック（軽微）、入口部上屋窓損傷
	灘区神前町	入口部上屋損傷
	兵庫区西出町	入口部上屋損傷、ひび割れ
	長田区大橋町	壁面クラック（軽微）
連絡地下道	中央区雲井通	ひび割れ
	中央区相生町	壁、床タイル損傷
	長田区若松町	床タイル損傷

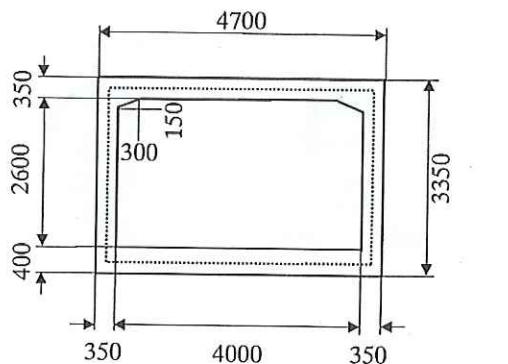
本研究は、標準的な断面を有する地下歩道に兵庫県南部地震のような大きな強度を有するレベル2地震動が作用した場合の地震時挙動を解析的に検討し、地下歩道がレベル2地震動に対して軽微な損傷に止まった現象を検証することを目的とする。最初に、2層で構成される表層地盤を仮定し、層厚、地盤剛性をパラメータとしたレベル2地震

動に対する表層地盤の地震応答解析を行い、地下歩道深度の地盤ひずみが大きくなり、地中構造物に対して厳しい変形性能が要求される地盤条件を検討する。次に、地下歩道深度の地盤ひずみが最も大きくなる地盤条件に対して地下歩道の横断面の地震時断面力、応答変形量を解析し、標準的な断面を有する地下歩道の耐震安全性について考察する。

2. 表層地盤の地震応答解析

対象とした地下歩道は、図-1に示す内空高さ2.6m、内空幅4mの標準的な断面を有するRCボックスカルバートである¹⁾。地盤条件は、図-2に示すように上層を沖積粘性土、下層を沖積砂質土から構成される2層の表層地盤を仮定し、上層・下層の層厚、せん断波速度をパラメータとした表層地盤の地震応答解析を行った。表層地盤の層厚は、 $H = 10, 20, 30\text{m}$ の3ケースとし、上層、下層のせん断波速度の組み合わせは、 $(V_{s1}, V_{s2}) = (100, 200), (150, 200), (100, 150)\text{m/s}$ の3ケースを設定した。地下歩道の土被りは、標準的な地下歩道を参考に1.4mとし¹⁾、地下歩道と上層、下層の地層境界の位置関係として図-2(a)、(b)、(c)に示す3ケースを設定した。上層・下層の単位体積重量は、それぞれ $\gamma_t = 16, 18\text{kN/m}^3$ としている。解析ケースを表-2に示す。

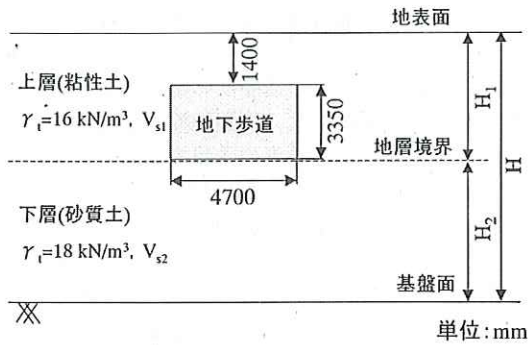
入力地震動は、道路橋示方書耐震設計編²⁾（以



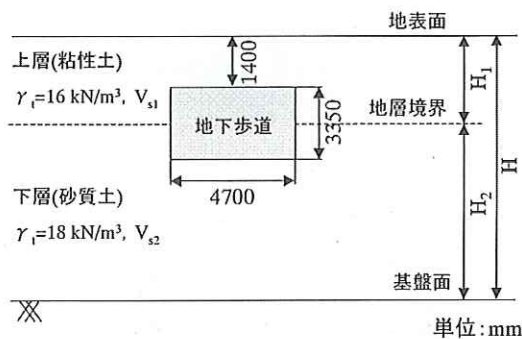
単位:mm

図-1 地下歩道断面図

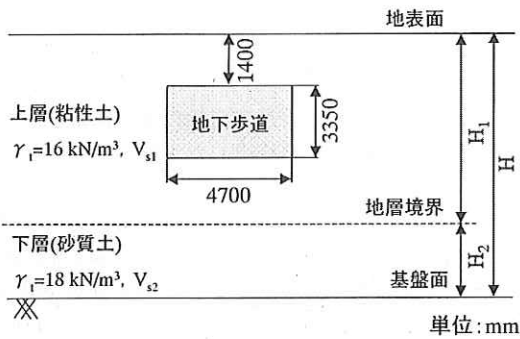
Seismic Performance of the Underground Pedestrian Way in the Cross Section



(a) 地層境界が地下歩道の底面位置の場合



(b) 地層境界が地下歩道の中心位置の場合



(c) 地層境界が地下歩道底面と基盤面の中間の場合

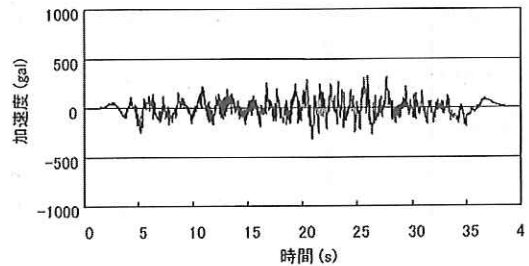
図-2 地下歩道と地層境界の位置関係

下、道示という)におけるタイプIおよびタイプIIのI種地盤の標準加速度応答スペクトル特性を有する地震波を用い、露頭基盤波として基盤面に入力した。入力地震動の加速度波形を図-3 (a)、(b)に示す。

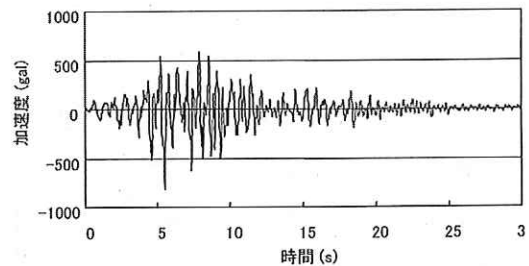
表層地盤の地震応答解析は、2層地盤を12層に分割し、地盤のせん断剛性および減衰のひずみ依存性³⁾を考慮した1次元重複反射理論による解析(以下、SHAKEという)とした。各解析ケースの地下歩道の頂・底版間の地盤ひずみの最大値

表-2 表層地盤の地震応答解析ケース

Case	上層厚 H_1 (m)	下層厚 H_2 (m)	全層厚 H (m)	地層境界位置	上層 V_{s1} (m/s)	下層 V_{s2} (m/s)	地震動
1					100	200	I, II
2	4.55	5.45	10	(a)	100	150	
3					150	200	
4					100	200	II
5	30.6	6.94	10	(b)	100	150	
6					150	200	
7					100	200	
8	7.28	2.73	10	(c)	100	150	
9					150	200	
10	4.55	15.5	20	(a)	100	200	I, II
11					100	200	
12	4.55	25.5	30		100	150	
13					150	200	



(a) タイプI



(b) タイプII

図-3 入力地震動

$\gamma_{g,\max}$ を図-4に示す。同じ解析ケースで比較すると、タイプIよりもタイプII地震動の方が $\gamma_{g,\max}$ が大きい。また、同じ地層境界位置の条件では、上層に対する下層の地盤インピーダンス($\gamma_t \cdot V_{s1}$)の比が大きいほど、 $\gamma_{g,\max}$ が大きくなる傾向がある。なお、地盤インピーダンス比は、 $(V_{s1}, V_{s2}) = (100, 200)$ 、 $(150, 200)$ 、 $(100, 150)$ m/sの組み合わせでそれぞれ、2.3, 1.7, 1.5である。表層地盤の層厚 H と $\gamma_{g,\max}$ 、上層に対する下層の地盤インピーダンス比と $\gamma_{g,\max}$ の関係をそれぞれ、

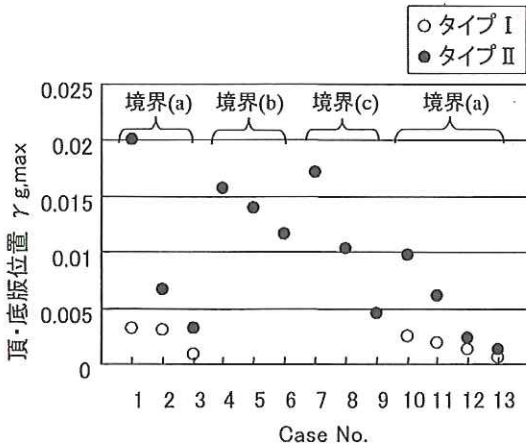
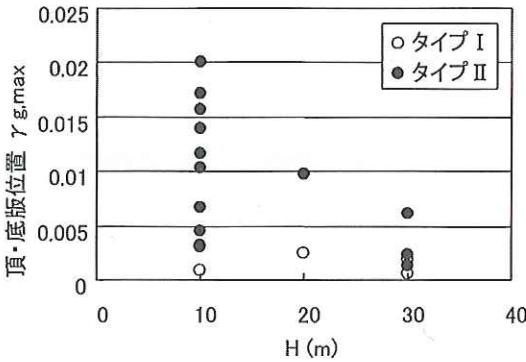
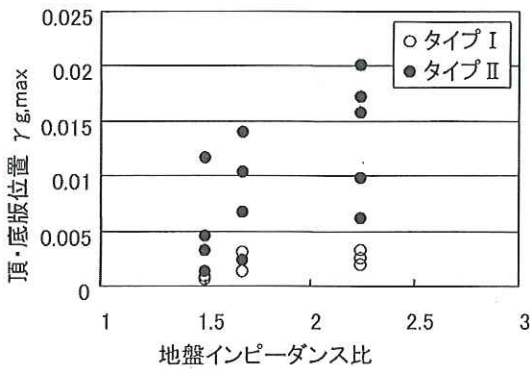

図-4 頂・底版間の地盤ひずみ最大 $\gamma_{g,max}$

図-5 層厚 H と $\gamma_{g,max}$ の関係

図-6 地盤インピーダンス比と $\gamma_{g,max}$ の関係

図-5、6に示す。表層地盤の層厚が小さいほど、地盤インピーダンス比が大きいほど、 $\gamma_{g,max}$ が大きくなる傾向があることがわかる。

3. 地下歩道の横断面の耐震解析と耐震性評価

3.1 解析条件

前章の検討結果から地下歩道深度の地盤ひずみ

が最も大きく、構造物の変形が大きくなると考えられる Case1 の地盤条件、タイプ II 地震動を対象として、地下歩道の横断面の耐震解析を行う。横断面の耐震解析法は、周辺地盤を平面ひずみ要素、地下歩道をはり要素の骨組みとして一体にモデル化し、1次モードの深さ方向の変位分布を再現する慣性力を地盤・構造物に作用させる有限要素法を用いた静的解析法とした^{4),5)}。表層地盤の有限要素モデル、地下歩道の骨組みモデルをそれぞれ、図-7、8に示す。なお、骨組みモデルは構造部材の軸線位置でモデル化している。

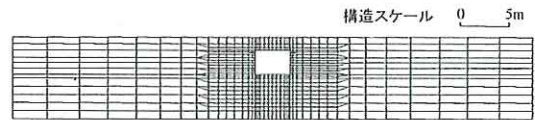


図-7 表層地盤の有限要素モデル

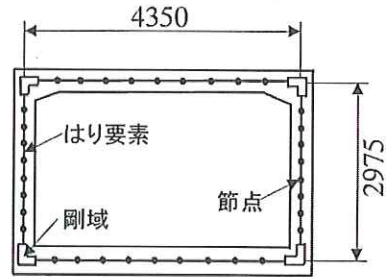


図-8 地下歩道の骨組みモデル

地下歩道モデルは、常時荷重による断面力を初期値とし、常時軸力で算出したトリリニアの曲げモーメント-曲率関係⁶⁾を有する非線形はり要素の骨組みとした。なお、せん断補強筋や幅止め筋の間隔が大きいことからコンクリートの応力度-ひずみ曲線は、帯鉄筋による横拘束効果を考慮せず、終局はコンクリートの圧縮ひずみが0.0035に達した時点とした⁶⁾。鉄筋コンクリートは、単位体積重量 24.5 kN/m^3 、弾性係数 $2.35 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比 $1/6$ とし、鉄筋の降伏強度は、 295 N/mm^2 とした。地下歩道の配筋図を図-9に示す。

地表面からの深さ z における表層地盤の1次モードの変位分布 $u(z)$ は、式 (1) となる。

$$u(z) = \beta \cdot \phi(z) \cdot S_d(T) \quad (1)$$

ここに、 β ：表層地盤の1次モードの刺激係数、 $\phi(z)$ ：深さ z における表層地盤の1次モード振幅、 $S_d(T)$ ：地中基盤波の固有周期 T での変位応答スペクトルである。 β および $\phi(z)$ は、SHAKE

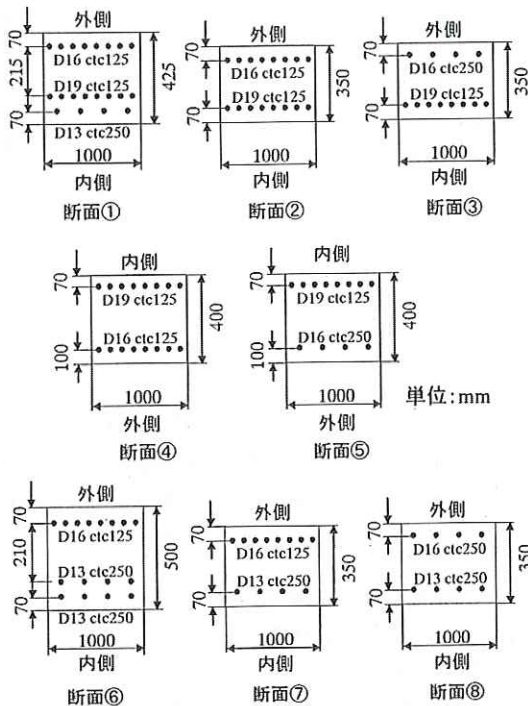
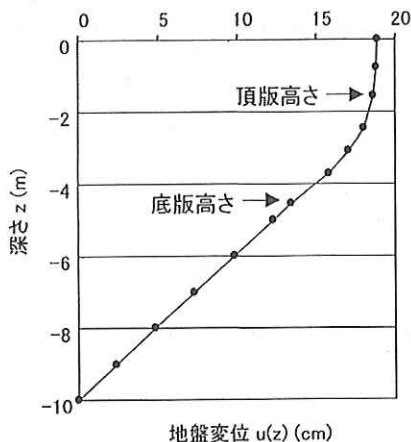


図-9 地下歩道の配筋図

による地盤剛性の収束値による多層地盤の固有値解析より算定した。また、 $S_d(T)$ の減衰定数 h は、SHAKE の減衰定数の収束値を参考に $h = 0.2$ とした。

3.2 解析結果と耐震性評価

表層地盤の1次モードの変位分布を図-10に示す。表層地盤の1次の固有周期が $T = 1.06s$ 、地表面の応答変位が $u(0) = 18.8cm$ 、地下歩道の頂・底版間の地盤の相対変位が $\delta_{g,max} = 5.1cm$ となり、地ひずみの最大値は $\gamma_{g,max} = 0.017$ である。

図-10 表層地盤の1次モードの変位分布 $u(z)$

1次モードの変位分布のみを考慮しているが、SHAKEにより算定したCase1の $\gamma_{g,max} = 0.02$ (図-4参照) と大きな差はない。表層地盤の応答変位および地下歩道の変形状を図-11に示す。地盤および構造物に左から右方向へ慣性力を作用させているため、表層地盤が右方向に変位し、地下歩道にせん断変形が生じている。

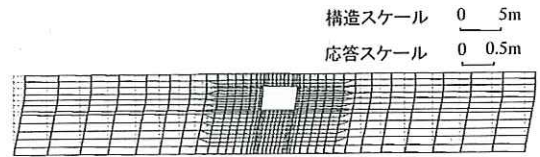


図-11 表層地盤の応答変位および地下歩道の変形状

地下歩道の常時断面力に地震時増分断面力を加えた発生曲げモーメント、発生せん断力をそれぞれ、図-12、13に示す。図-12、13中の数値は、部材端部の断面力を示している。常時荷重を載荷した状態から右方向にせん断変形しているため、左下と右上の隅角部付近で曲げモーメント、せん断力がともに大きくなっているのがわかる。

図-14に示す部材の断面位置において、曲率お

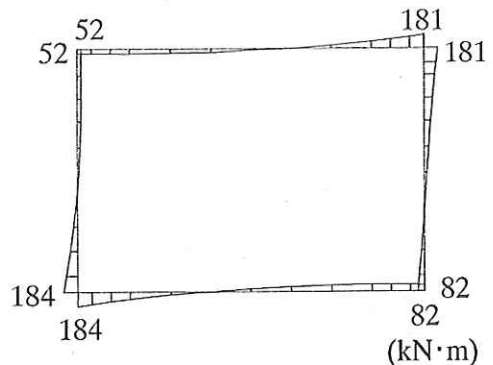


図-12 発生曲げモーメント (常時+地震時増分)

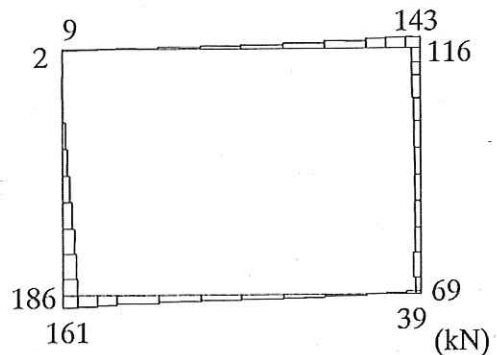


図-13 発生せん断力 (常時+地震時増分)

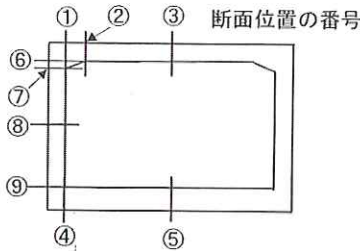
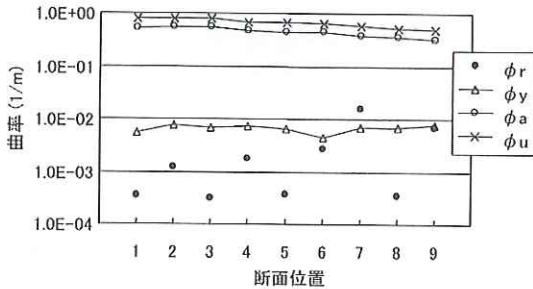
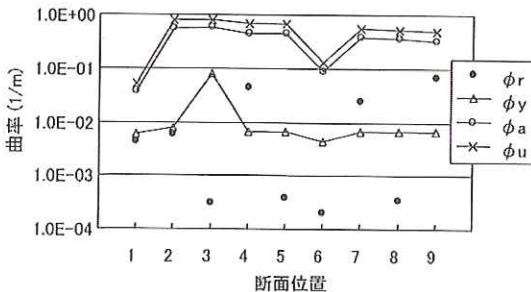


図-14 部材の照査断面の位置



(a) 外側鉄筋引張の場合



(b) 内側鉄筋引張の場合

図-15 曲率の照査

およびせん断力の照査を行った。左右対称断面のため各部材対称位置の大きい方の曲率またはせん断力で照査している。各部材の外側鉄筋と内側鉄筋が引張の場合の曲率の照査を図-15に示す。 ϕ_r 、 ϕ_y 、 ϕ_a 、 ϕ_u は、それぞれ、発生曲率、鉄筋降伏時の曲率、許容塑性曲率、終局時の曲率を表す。 ϕ_a は、式(2)により算定した。なお、 ϕ_r 、 ϕ_y が ϕ_a 、 ϕ_u に比べてかなり小さく、4つの数値の比較を容易とするために曲率軸を対数軸として表している。

$$\phi_a = \phi_y + \frac{\phi_u - \phi_y}{\alpha} \quad (2)$$

ここに、 α ：安全係数（道示Vの鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率の算定で、タイプII地震動、特に重要度が高い橋に適用される安全係数に

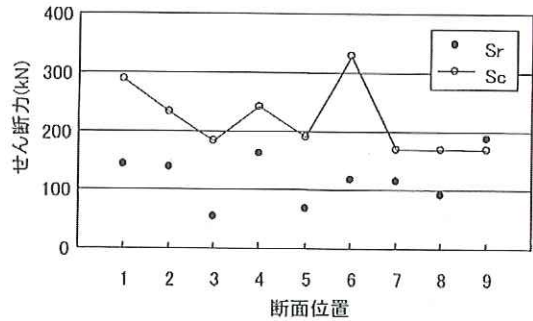


図-16 せん断力の照査

準じ、 $\alpha = 1.5$ とした。）

外側鉄筋引張の場合、側壁上端（断面位置⑦）、内側鉄筋引張の場合、底版端部（断面位置④）、側壁上端（断面位置⑦）、および側壁下端（断面位置⑨）において、 ϕ_r が ϕ_y を超過しているが、 ϕ_a よりは小さい。

せん断力の照査を図-16に示す。 S_r は発生せん断力、 S_c はせん断耐力である。地下歩道の幅止め筋の間隔が部材高さよりも大きいため、鉄筋が負担するせん断耐力を考慮せず、コンクリートのみを考慮し、道示Vを参考として式(3)により S_c を算定した。

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d \quad (3)$$

ここに、 S_c ：コンクリートが負担するせん断耐力(N)、 c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数、 c_e ：部材の有効高さdに関する補正係数、 c_{pt} ：軸方向引張鉄筋比に関する補正係数、 τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²)、b：部材幅(mm) (b = 1000mmとする)、d：部材の有効高さ(mm)である。正負交番荷重の影響に関する補正係数 c_c は1.0とし、有効高さに関する補正係数 c_e は、d < 1000mmの範囲における実験データの平均値に基づき設定した。各照査断面の S_c 、 c_c 、 c_e 、 c_{pt} 、 τ_c 、dを表-3に示す。大部分の部材でせん断力の照査を満足するが、せん断力が大きくなる側壁下端（断面位置⑨）において S_r が S_c を若干超過する結果となる。

なお、式(3)のせん断耐力の算定式は、斜めひび割れによるせん断破壊を対象とした比較的細長い寸法形状の単純はりに集中荷重を載荷することにより得られた実験データに基づいている。地下トンネル、共同溝や地下歩道などの地中構造物は、壁構造に作用する静的または動的な土圧による分布荷重が卓越し、このような特性を有する構造部材を対象としたせん断耐力の合理的な評価法

表-3 セン断耐力 S_c と算定に用いた c_c 、 c_e 、 c_{pt} 、 τ_c 、 d

照査断面	S_c (kN)	c_c	c_e	c_{pt}	τ_c (N/mm ²)	d (mm)
1	287	1.0	1.76	1.15	0.33	430
2	232	1.0	2.03	1.24	0.33	280
3	184	1.0	2.03	0.98	0.33	280
4	240	1.0	1.99	1.22	0.33	300
5	189	1.0	1.99	0.96	0.33	300
6	328	1.0	1.60	1.07	0.33	580
7	169	1.0	2.03	0.90	0.33	280
8	169	1.0	20.3	0.90	0.33	280
9	169	1.0	20.3	0.90	0.33	280

は今後の検討が必要である。

4. まとめ

標準的な断面を有する地下歩道のレベル2地震動に対する地震時挙動を解析し、地下歩道の耐震性評価を行った。以下に、本研究で得られた知見を示す。

- (1) 2層で構成される表層地盤を仮定し、層厚、地盤剛性をパラメータとしたレベル2地震動に対する表層地盤の地震応答解析から地下歩道の頂・底版位置の最大地盤ひずみについては、タイプIよりもタイプII地震動の方が大きくなる。また、表層地盤厚が小さいほど、上・下層の地盤インピーダンス比が大きいほど地下歩道の頂・底版位置の最大地盤ひずみが大きくなる傾向がある。
- (2) 地下歩道深度の地盤ひずみが大きくなり、地中構造物に対して厳しい変形性能が要求される地盤条件を対象とし、レベル2地震動に対

する地下歩道の横断面の解析を行った。

部材の曲げ変形に関しては、部材の発生曲率と許容曲率の比較から十分な変形性能がある。一方、せん断力については、大部分の部材でせん断力の照査を満足するが、一部の部材でせん断耐力を若干超過するせん断力が発生する結果となった。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所編：建設省制定土木構造物標準設計第5巻（横断歩道橋・地下横断歩道）の手引き，1984
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2002.3
- 3) 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
- 4) 片山幾夫、足立正信、嶋田穠、都築富雄、瀬下雄一：地下埋設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-369，pp.737-738，1985.9
- 5) 大塚久哲、星隈順一、村井和彦、田中努、橋義規：地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震設計法，土木学会第52回年次学術講演会講演概要集，I-B454，pp.906-907，1997.9
- 6) (社)土木学会：コンクリート標準示方書、構造性能照査編，2002.3

西岡 勉*



阪神高速道路公団工務部
設計課（前 独立行政法
人土木研究所耐震研究グ
ループ耐震チーム主任研
究員）
Tsutomu NISHIOKA

運上茂樹**



独立行政法人士木研究所
耐震研究グループ耐震チ
ーム上席研究員，工博
Dr. Shigeki UNJOH

足立幸郎***



阪神高速道路公団工務部
工務第一課（前 独立行
政法人士木研究所耐震研
究グループ耐震チーム主
任研究員），工博
Dr. Yukio ADACHI