鉄筋コンクリート製矩形地下構造物における横断方向の地震時変形性能

戸田建設（株）　正会員　高尾聰秀

1．はじめに

兵庫県南部地震以降の土木構造物の耐震設計法では、大規模地震による地震動を想定し、構造物の非線形領域の損傷を考慮する設計法へと移行している。しかしながら、地下構造物については、このような非線形応答時に対する耐力評価に関する研究はまだ十分とは言い難い。本研究は、地下構造物における横断方向の変形性能を簡易に把握することを目的としたものであり、静的な荷重漸増解析により構造物全体系の終局状態時における変位量を算出する推定式の提案を試みた。

2．解析モデルと解析条件

解析の対象とした鉄筋コンクリート製矩形地下構造物モデルを**図-1** に示す。モデル化においては、中村[1]の知見を参考に、各壁構造を非線形梁要素、隅角部には剛域を設定し、底版は両端の剛域で単純支持されるものとした。梁要素の非線形性は、常時軸力でのM－φ関係を用いて、非対象トリリニア骨格曲線で評価したが、この時のコンクリートの終局ひずみε_{cu}は、平成８年道路橋示方書コンクリート橋編[2]に準じて0.0035とした。解析は、頂版部分に底版と頂版との相対変位δを強制的に漸増させた。一般にこのような解析では、常時における初期断面力を考慮する必要があり、地震時には、常時での静止土圧に地震時荷重が付加されたものと考えられるが、その過程については明らかとなっていないため、ここでは、常に頂版に作用している上載荷重と底版に作用している地盤反力を作用させた場合の断面力を初期値として、非線形解析を行った。**表-1** に解析ケースを示す。

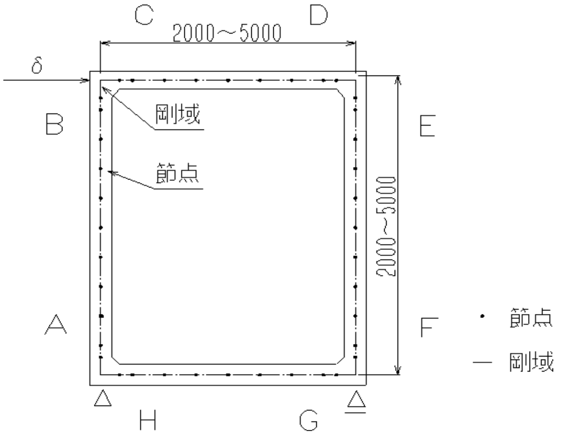

図-1 モデル図

表-1 解析ケース

解析ケース	断面形状(mm) 高さ	幅	部材厚(mm) 底版	頂版	中壁	側壁	鉄筋径 (mm)	鉄筋比(%) 底版以外	底版
1	2000	2000	300	300	300	300	13	0.44	0.44
2							16	0.69	0.69
3							19	1.00	1.00
4	3000	3000					13	0.44	0.44
5							16	0.69	0.69
6							19	1.00	1.00
7	5000	3000					16	0.69	0.69
8							19	1.00	1.00
9	2000	2000	500				16	0.69	0.37
10	3000	3000					16	0.69	0.37
11	4000	4000					16	0.69	0.37
12	5000	3000					16	0.69	0.37

3．終局状態評価指標の考察

ここでは、矩形地下構造物の変形性能を評価するための終局状態を地下構造物全体系の構造安定性からみた損傷状態と仮定する。検討の対象としている断面形状の場合、部材４箇所で降伏し、塑性ヒンジが発生すると、構造物は終局曲率ϕ_uを越える曲げに対しては抵抗できなくなり構造全体の水平抵抗は低下する。その結果、構造的にメカニズム状態となり、その後変形が大きくなるとそれぞれの塑性ヒンジにおいて、順次終局曲率に至ることになる。しかしながら、軸力を保持するとともに、構造全体として形状を保持できれば所定の性能を満足できる場合もある。田崎ら[3]は、ラーメン橋脚の場合、部材１箇所が$2\phi_u$を越える時を構造全体系の終局状態と定義している。**表-2** に、本対象モデルについて４箇所の部材がϕ_uに達した時点において、最初にϕ_uに達した箇所の曲率φとϕ_uの比を示す。これより文献3)の知見と同様ϕ/ϕ_u

表-2 ϕ/ϕ_u

(a)底版厚300mm

断面形状	鉄筋径	最初に終局に達した箇所	4番目に終局に達した箇所	φ	φ／φu
3m×3m	D13	A	H	0.2886	3.25
	D16	A	H	0.2221	2.91
	D19	A	C	0.1497	2.20
	D16	A	G	0.2170	2.84
	D19	A	G	0.1568	2.30
2m×2m	D13	A	H	0.1903	2.14
	D16	A	C	0.1535	2.01
	D19	A	C	0.1708	2.51

(b)底版厚500mm

断面形状	鉄筋径	最初に終局に達した箇所	4番目に終局に達した箇所	φ	φ／φu
3m×3m	D16	E	C	0.1846	2.42
5m×3m	D16	E	C	0.1557	2.04
4m×4m	D16	E	D	0.3128	4.10
2m×2m	D16	E	D	0.1085	1.42

φ：4箇所目が終局に達した時の1箇所目の曲

キーワード　地下構造物　横断方向　変形性能

連絡先　〒810-8502 福岡市中央区白金2-13-12 戸田建設（株）土木部工事課　TEL 092-525-0355 FAX 092-525-0369

は、約２倍～４倍である。そこで、ここでは、矩形地下構造物の全体系の終局状態を終局構造物断面の４箇所が終局に達するか、最初に終局に達した箇所が終局曲率の２倍に達した時のいずれか相対変位が小さい方と想定した。

４．解析結果

解析結果を**図-2**および**図-3**に示す。ここで、δ_uは、構造物全体系としての終局時における構造物頂版位置の底版位置に対する水平変位量、Hは構造物高さである。**図-2**は、ドリフト比δ_u／Hと鉄筋比p_tとの関係を示したものである。図より部材の鉄筋比p_tが大きくなれば、ドリフト比δ_u／Hは小さくなっていることがわかる。これは、鉄筋比が大きくなれば部材の耐力は増加する一方で、部材の終局曲率は小さくなるため、構造物全体系の終局変位量δ_uも小さくなることに起因していると考えられる。**図-3**は、終局変位量δ_uと構造物高さHの関係を示したものであり、概ね比例関係にあることがわかる。

５．終局変位量の推定

一般に、箱型形状の側壁部材の剛性が均一なはり構造において、頂底版を剛体としてせん断変形させた場合、側壁の両端部の最大モーメントは、$M=6EI\delta/H^2$で表される。ただし、この式は、線形領域における算定式であるので、係数をパラメーターとして、回帰的な分析を試みた。なお、本研究での矩形断面を有する地下構造物の全体系の終局は、部材の１箇所が終局曲率ϕ_uの２倍となる状態となっている。そこで、鉄筋比p_tの違いを終局曲率の２倍となる曲率$2\phi_u$のときの曲げモーメントM_{2u}で考慮して、構造物全体系の終局変位量δ_u(m)を、構造物さH(m)とモーメントM_{2u}(kNm)、等価な曲げ剛性EI_{2u}(kNm^2)（$=M_{2u}/2\phi$）の関数で表現した。

その結果、$\delta_u=M_{2u}H^2/36EI_{2u}$で推定できることがわかった。変形すると、$\delta_u=\phi_uH^2/18$となる。**図-4**に構造物全体系の終局変位量$\delta_u$に関する解析値と推定式値との比較を示す。若干のばらつきは認められるが、相関係数は0.96であり、概ね一致していると考えられる。

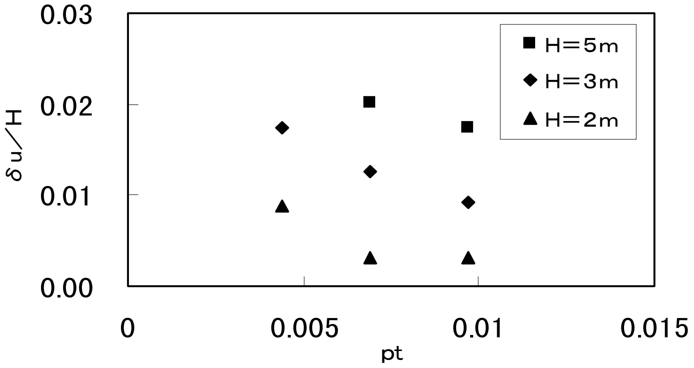

図-2　δ_u／Hとp_tの関係

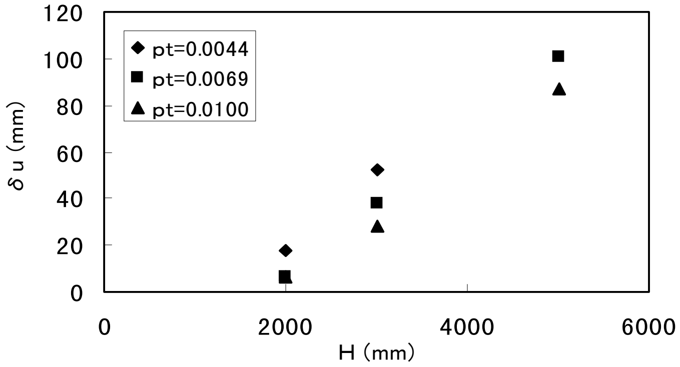

図-3　δ_uとHの関係

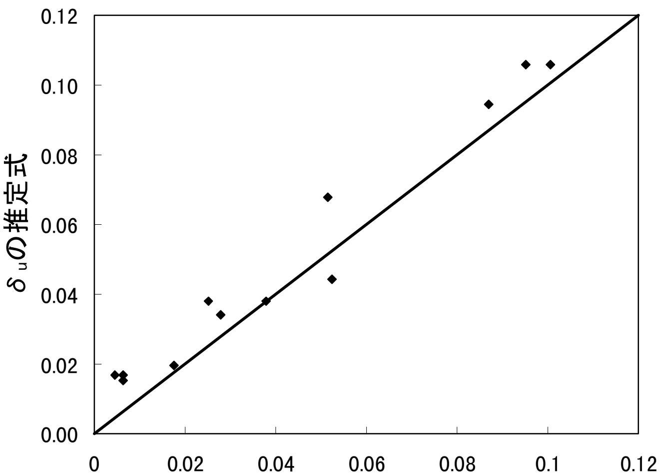

図-4　δ_uに関する解析値と推定式値の関係

謝辞

本研究は、筆者が、国土交通省土木研究所耐震研究室に交流研究員として在籍していたときの成果の一部であり、運上茂樹室長、大住道生研究員のご指導を賜った。ここに、記して、感謝の意を表します。

参考文献

1)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.605p217～p230,1998.10　2)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編Ⅲコンクリート橋編,平成８年12月　3)田崎ら：土木研究所資料第3562号,２層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚面内方向の地震応答特性と耐震設計法,1998.3