

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 高尾聡秀

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いえない。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 $M-\phi$ 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。

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

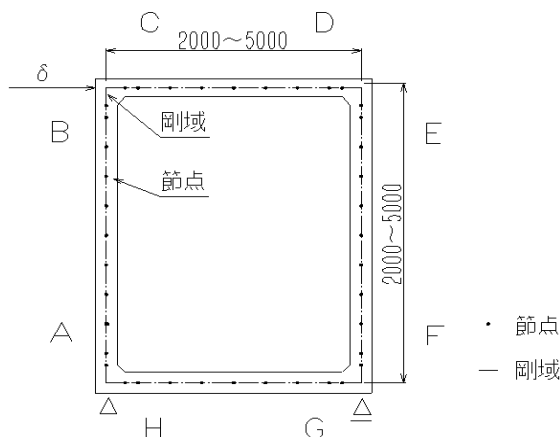


図-1 モデル図

表-1 解析ケース

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

表-2 ϕ/ϕ_u

(a)底版厚300mm					
断面形状	鉄筋径	最初 ϕ_u に達した箇所	4番目 ϕ_u に達した箇所	ϕ	ϕ/ϕ_u
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
2m×2m	D19	A	G	0.1568	2.33
	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 ϕ_u に達した箇所	4番目 ϕ_u に達した箇所	ϕ	ϕ/ϕ_u
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	0.1088	1.42

ϕ :4番目 ϕ_u に達した時の1箇目の ϕ

 ϕ : 4箇所が ϕ_u に達した時の1箇所の ϕ

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、頂底板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、 $M=6EI\delta_u/H^2$ 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 $\delta_u(m)$ を、構造物高さ $H(m)$ 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、 $\delta_u=\phi_u H^2/18$ となる。図-4に構造物全体系の終局変位量 δ_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。

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 共通編 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

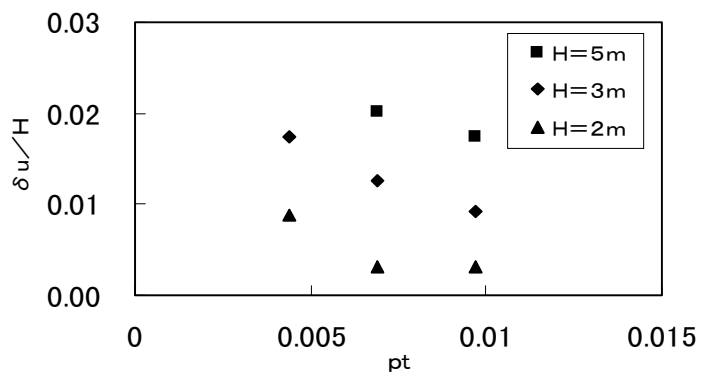


図-2 δ_u/H と p_t の関係

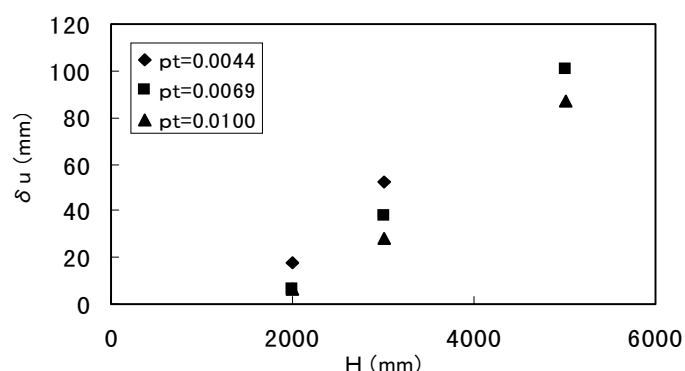


図-3 δ_u と H の関係

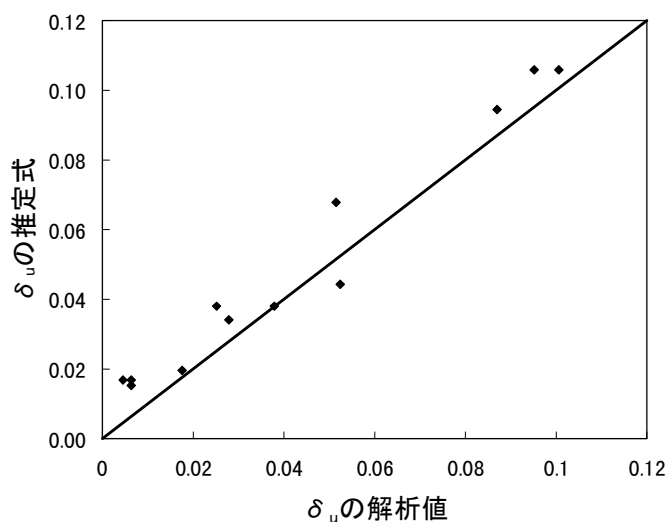


図-4 δ_u に関する解析値と推定式値の関係