

I - B 470 偏心曲げが作用するRC橋脚の耐震性に対する非線形応答解析による検討

東洋技研コンサルタント 正会員 ○ 島田 功 東洋技研コンサルタント 正会員 武山和夫
 大阪市立大学 フェロー 園田恵一郎 東洋技研コンサルタント 久野恭弘
 東洋技研コンサルタント 鎌谷太郎

1. まえがき

兵庫県南部地震は、橋脚に多大な被害をもたらし、RC単柱式橋脚では柱基部に曲げによる被災例が多数見受けられた。本報告は、図-1に示すように、偏心荷重を受け、初期に死荷重状態で柱に曲げが発生する単柱式RC橋脚を対象に、タイプII地震力のもとで、道路橋示方書[1]に従った地震時保有水平耐力を評価するとともに、時刻歴応答解析を行い、その応答特性から耐震性を検討したものである。

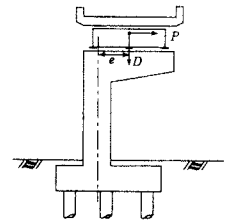


図-1

2. 解析モデル

表-1の条件で、上部工荷重の作用位置が異なる3ケースの橋脚を震度法で耐震設計(II種地盤)したモデルを図-2に示す。上部工重量および水平方向に支持する重量は500tfと設定した。図-3、表-2は柱部の配筋である(各ケースとも横拘束筋は同じ)。なお、柱基部の非線形履歴特性の把握を目的としているので、柱下端を固定とした。

表-1 設計条件

設計水平震度(Kh)	0.25(II種地盤)
許容応力度 σ_{ca}	120 kgf/cm ²
" τ_{ca}	3.5 kgf/cm ²
" σ_{sa}	3000 kgf/cm ²

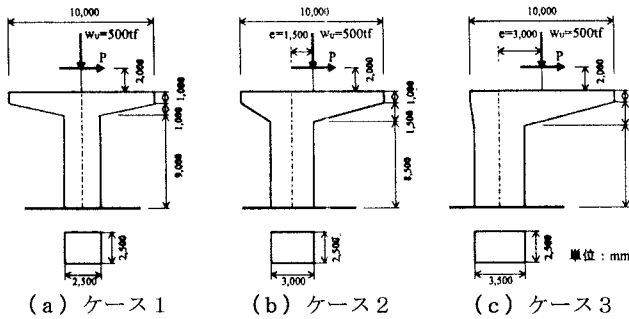


図-2 上部工が偏心荷重するRC橋脚モデル

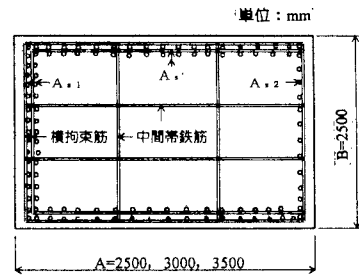


図-3 柱部の配筋

3. 解析結果

(1) 地震時保有水平耐力: 表-3には、柱部の圧縮コンクリートの応力(σ)-ひずみ(ϵ)関係の特性値を示した。なお、コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は、240kgf/cm²である。表-4に、死荷重状態での柱下端軸力および曲げモーメントを示す。図-4には、水平力(P)-水平変位(δ)の関係を示した。表-5は、各橋脚の地震時保有水平耐力をまとめたものである。荷重の偏心量が増えると、断面が大きくなり耐力が増大する。また、鉄筋降伏に至る変位量が小さいため許容塑性率が大きくなり、保有水平耐力に対する安全率が增加する結果となる。

表-2 配筋表

	ケース1	ケース2	ケース3
As1	D32-32本(2段)	D35-38本(2段)	D38-38本(2段)
As2	D32-32本(2段)	D32-10本(1段)	D32-10本(1段)
As'	D32-29本(1.5段)	D32-29本(1.5段)	D32-29本(1.5段)

横拘束筋、中間帯鉄筋: D19を15cmピッチで使用
 軸方向鉄筋のかぶり: 13cm

表-3 柱部コンクリートの応力-ひずみ関係

σ_{cc} (kgf/cm ²)	269
ϵ_{cc}	0.0041
σ_{cu} (kgf/cm ²)	215
ϵ_{cu}	0.0073

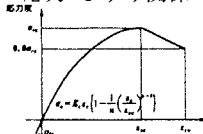


表-4 死荷重状態での柱下端の軸力(N)と曲げモーメント(Mo)

	ケース1	ケース1	ケース1
N (tf)	750	797	844
Mo (tf·m)	0	914	1875

キーワード: 鉄筋コンクリート橋脚、偏心曲げ、非線形地震応答解析、耐震性

連絡先: 〒532-0025 大阪市淀川区新北野1-14-11 TEL 06-6886-1081 FAX 06-6886-1090

(2) 時刻歴応答：橋脚の柱下端にタイプIIの地震波(図-5)を入力し、初期軸力状態で設定した曲げモーメント(M)-曲率(ϕ)関係を骨格曲線とした、トリリニアモデル(武田型)で非線形応答解析を行った。図-6は、柱頂部の水平応答である。図-7は、柱下端のM- ϕ 履歴を示したものである。

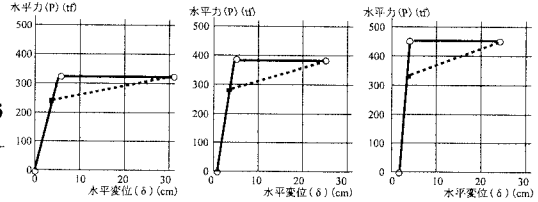


図-4 水平力(P)-水平変位率(δ)の関係

表-5 地震時保有水平耐力

(タイプIIの地震動)

	ケース1	ケース2	ケース3
保有水平耐力(Pa(tf))	323	384	454
許容塑性率(μa)	3.78	3.53	4.25
固有周期(T(sec))	0.83	0.68	0.56
設計水平震度(Khc)	1.75	1.75	1.75
等価水平震度(Khc)	0.68	0.71	0.64
等価重量(W(tf))	625	648	672
慣性力(Khc-W(tf))	426	460	429
安全率(Pa/慣性力)	0.76	0.83	1.06

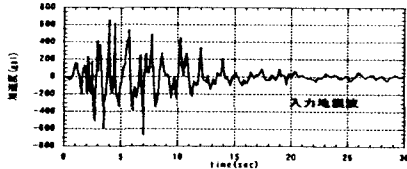
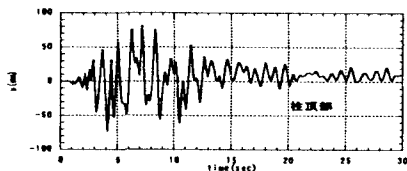
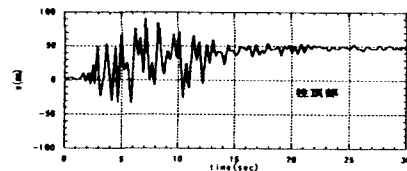


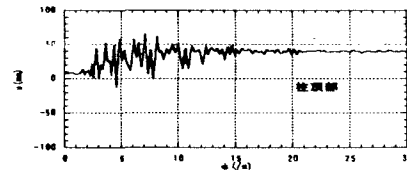
図-5 入力地震波(鷹取E-W成分)



(a) ケース1(偏心e=0)

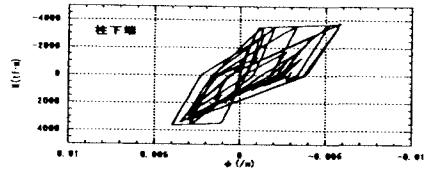


(b) ケース2(偏心e=1.5m)

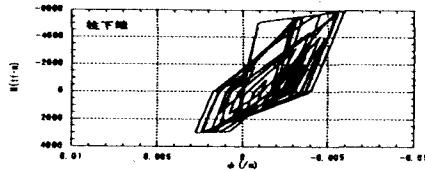


(c) ケース3(偏心e=3.0m)

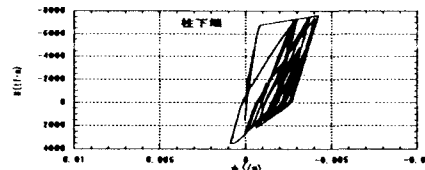
図-6 柱頂部の水平変位(u)応答



(a) ケース1(偏心e=0)



(b) ケース2(偏心e=1.5m)



(c) ケース3(偏心e=3.0m)

図-7 柱下端のM- ϕ 履歴

4. 考察

偏心荷重を受ける橋脚は、死荷重モーメントの影響で設計断面が大きくなり、耐力は増加する。しかし、偏心荷重を受ける橋脚は、引っ張り鉄筋が降伏に至るまでのひずみ増分量が小さく、非線形領域に達した後は、図-6に示すように、変位が偏心曲げの方向に進展し、残留変位も大きい。図-7のM- ϕ 履歴は、1つの象限に移行する傾向があり、曲げモーメント-曲率関係のループによって評価されるエネルギーが逸散(履歴減衰)は小さくなる。土研で行なわれた振動台によるモデル実験結果[2]も同様な特性を示している。すなわち、偏心荷重を受ける橋脚は、鉄筋降伏後、偏心モーメントが損傷の進展を助長していると言えよう。

参考文献：[1]日本道路協会：道路橋示方書・同解説/V耐震設計編、1996。[2]運上茂樹、向 秀毅：偏心曲げを受ける鉄筋コンクリート橋脚の地震時振動特性、土木技術資料 37-7、1995。