

R C 橋脚の耐震性能におよぼす断面および軸方向鉄筋の影響

東洋技研コンサルタント 正会員 渡辺 信也
 東洋技研コンサルタント フェロー 島田 功
 東洋技研コンサルタント フェロー 宮崎 平和
 東洋技研コンサルタント 正会員 糟谷 恭啓

1. まえがき：R C 橋脚の耐震設計では、大規模な地震力によっても脆性的な破壊を生じないような破壊形態を基本としている。道路橋示方書[1](以下、道示と称す)では、特殊な場合を除き、せん断耐力>曲げ耐力とし、曲げ破壊先行型で靱性効果を期待するようにしている。一方、可動橋脚や壁式橋脚では、コンクリート断面に比べ軸方向鉄筋量が少なく、また、断面厚さが小さくなり、ひびわれ発生荷重 P_c や鉄筋降伏荷重 P_y が終局荷重 P_u より大きくなる場合がある。このようなR C 橋脚では、破壊形態が曲げ破壊先行であっても、地震力によって脆性的に破壊する恐れがあり、耐震性において好ましくない[2.3]。本報告は、このような現象を生ずる断面関係(軸力 N -断面厚 B -鉄筋量 A_s)を示すとともに、地震波による応答履歴を解析し、大きな残留変位が生ずることを例示したものである。

2. $M_c > M_y$, $M_y > M_u$ となる断面：図-1に示す、断面厚 B 、軸方向鉄筋量 A_s 、かぶり C のR C 断面を考える。軸力 N 、モーメント M が作用し、ひずみの平面保持を仮定する。ひびわれ発生曲げモーメント M_c および鉄筋降伏モーメント M_y は、それぞれ、 $t = bt/Ec$, $t_s = y_s/E_s$ とおき積分によって求まる。終局状態の軸力 N_u 、曲げモーメント M_u は、道示のコンクリート応力を用いて次のよう

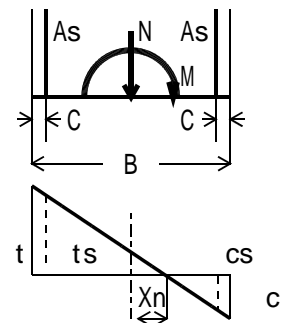


図-1 R C 断面とひずみ分布

$$c = Ec \{1 - (-)^{n-1} / (n cc^{n-1})\} \quad (: 0 \sim - cc)$$

$$c = - cc - Edes(+ cc) \quad (: - cc \sim - cu) \quad (1)$$

になる。

$$N_u = - \int_0^{B/2-C} c \times dx = (B/2-C-X_n) / cu - cu \int_0^{B/2-C} c \times d$$

$$M_u = M_{us} - \int_0^{B/2-C} c \times x \times dx = M_{us} + N_u \times X_n - \{ (B/2-C-X_n) / cu \}^2 - cu \int_0^{B/2-C} c \times x \times d \quad (2)$$

ここに、 $M_{us} = s_y A_s (B-2C)$ (軸方向鉄筋(降伏)による曲げモーメント)

$$\int_0^{cu} c \times d = Ec \{ cc^2 [0.5 - 1 / \{n(n+1)\}] + (cu - cc) \{ cc - Edes(cu - cc) / 2 \}$$

$$\int_0^{cu} c \times x \times d = - Ec \{ cc^3 [1/3 - 1 / \{n(n+2)\}] - (cc + Edes \ cc) (cu^2 - cc^2) / 2 + Edes(cu^3 - cc^3) / 3 \} \quad (3)$$

なお、式(2)では、側面鉄筋の効果を無視している。これらの式より、ひびわれ発生モーメント $M_c >$ 鉄筋降伏モーメント M_y 、鉄筋降伏モーメント $M_y >$ 終局モーメント M_u となる断面を軸力 N を変えて試算すると図-2となる。なお、釣合鉄筋量も併記した。解析条件は、 $c_k = 24 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 25 \text{ kN/mm}^2$, $s_y = 350 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$, $C = 125 \text{ mm}$, 横拘束筋:D19を150mm間隔で配し有効長=1m($cc = 26 \text{ N/mm}^2$, $cu = 0.0035$, $cu = 0.0056$)としている。図-2より、側面鉄筋の効果が小さい(壁式橋脚)断面では、 $M_y > M_u$ となる場合が多いことがわかる。

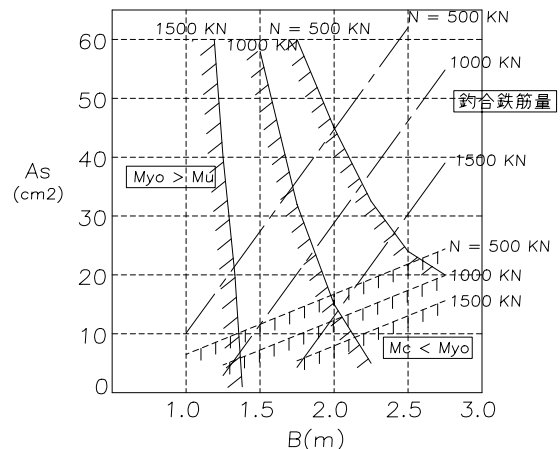


図-2 $M_c > M_y$ または $M_y > M_u$ となる断面

キーワード R C 橋脚, 耐震設計, ひびわれ発生荷重, 鉄筋降伏荷重, 終局荷重, 脆性破壊, 残留変位

連絡先 〒532-0025 大阪市淀川区新北野1-14-11 東洋技研コンサルタント(株) TEL:06-6886-1081

3. 動的応答解析：図 - 3 に示すモデルにおいて、図 - 4 の入力波形を用いて検討を行っている。また、図 - 5 は各ケースの応答変位およびM - 履歴を示している。軸力は、500KN/m である。

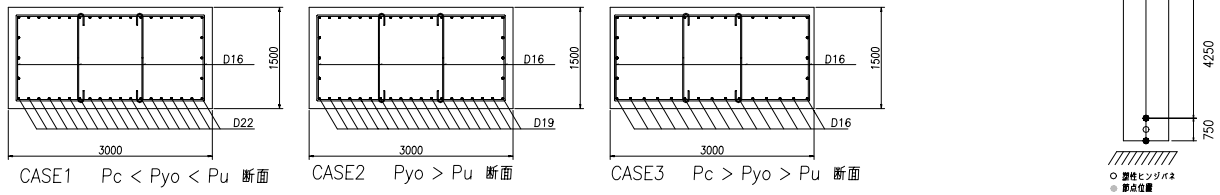


図 - 3 RC 橋脚モデル断面および骨組み図

各ケースの終局水平耐力 P_u および残留変位 R は、 $P_{u1}=877.8\text{KN}$, $R_1=2.4\text{mm}$, $P_{u2}=674.9\text{KN}$, $R_2=7.0\text{mm}$, $P_{u3}=476.0\text{KN}$, $R_3=14.0\text{mm}$ である。この結果、各モデルの耐力差はあるものの骨格曲線が負勾配を示す場合には残留変位が顕著である。

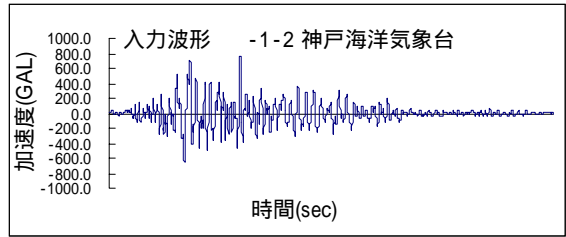
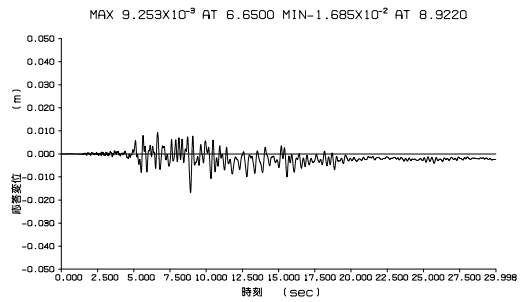
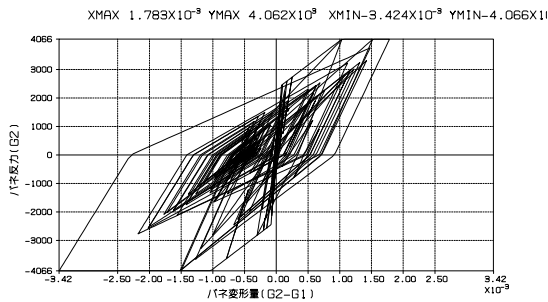


図 - 4 入力波形

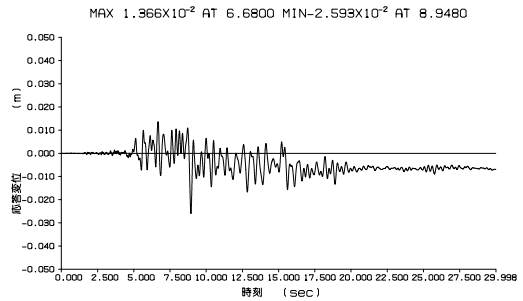
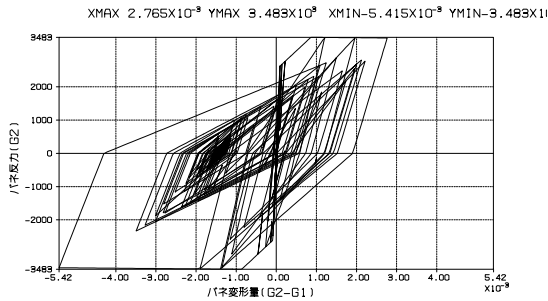
CASE 1

$P_c < P_{y0} < P_u$



CASE 2

$P_{y0} > P_u$



CASE 3

$P_c > P_{y0} > P_u$

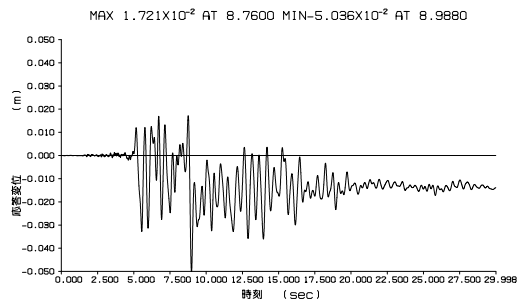
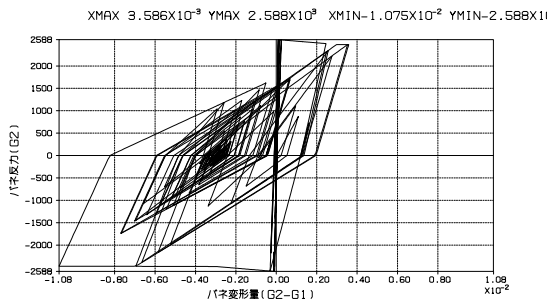


図 - 5 応答変位及びM - 履歴図

4. あとがき：本稿では、骨格曲線が負勾配を示し脆性破壊をする可能性がある断面について考察するとともに、武田モデルを用いて動的解析を行った[4]。ひとつのモデルでの結果ではあるが、負勾配となるモデルでは、地震の主要動で塑性化が急激に進み応答変位及び残留変位が顕著となることが指摘できた。

参考文献

[1] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，2002. [2] 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計，1999. [3] 川島一彦，Gregory A. MacRae，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I-29, PP.183-192, 1994. [4] アーク情報システム：TDAP，1997.