

曲げとせん断を考慮したRC橋脚の動的弾塑性応答解析

北見工業大学	学生員	石川 義 樹
北見工業大学	正 員	三 上 修 一
北見工業大学	正 員	山 崎 智 之
北見工業大学	正 員	大 島 俊 之
北海道開発局開発土木研究所	正 員	佐 藤 昌 志

1. はじめに

強い地震を受ける鉄筋コンクリート橋脚は橋脚基部及び段落し部などの断面急変部においてコンクリートのクラックや鉄筋の降伏、さらにこれらに起因する鉄筋の座屈を伴ったはらみだし等の被害が発生する。最近では兵庫県南部地震において同様の被害を受けた橋脚が数多く報告されており、同地震の特徴である大きな鉛直方向の地震動が橋脚の被害に大きく関与しているようである。また1982年の浦河沖地震から注目されていた橋脚鉄筋段落し部の被害も今回の地震において報告されており、今後の地震においても同様の被害が発生することが十分に予想される。著者らはこれまで、1993年1月の釧路沖地震により橋脚段落し部に被害を受けた依田橋橋脚の動的非線形振動解析を行いその被害を数値計算により追跡してきたが、本研究では更に橋脚の各断面の降伏判定とせん断を考慮した動的非線形振動解析による動的弾塑性解析を行い、橋脚の挙動よりその被害の状態を数値計算上で追跡することを目的としている。

2. 依田橋の諸元

依田橋は、釧路市の西南西に位置し道道881号線生花苗川に架かる3径間単純鋼板桁橋で1968年の建造である。また、同橋橋脚(図1)は躯体部分の高さが3.6mで直径1.4mと断面を絞ったT型円柱式橋脚である。橋脚基部には主鉄筋としてD19が円周124cm上に48本配筋されているがフーチング上面から約30cmの位置で1/2に、また約1mの位置で1/4に段落しされている。解析に用いた橋脚はフーチング部が地表から露出し、橋脚基礎には杭基礎を採用している。

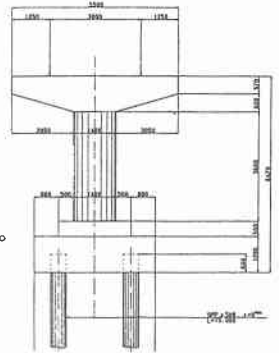


図1 橋脚側面図

3. 動的応答解析

3. 1 履歴復元性を持つ構造系の運動方程式

一般に、減衰を含まない非線形な復元力を持つ増分形の方程式は、

$$[M]\Delta\{u\} + [K_e]\Delta\{u\} = \Delta\{P\} \tag{1}$$

と書くことができる。ここで $\Delta\{u\}$ は増分形の相対変位ベクトル、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[K_e]$ は微小な時間間隔 Δt に対して有効な剛性マトリックス、 $\Delta\{P\}$ は増分形の外力ベクトルである。また $[K_e]$ は、

$$[K_e] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \frac{12}{(1+\phi)} & \frac{6L}{(1+\phi)} & -\frac{12}{(1+\phi)} & \frac{6L}{(1+\phi)} \\ & \frac{(4+\phi)L^2}{(1+\phi)} & \frac{6L}{(1+\phi)} & \frac{(2-\phi)L^2}{(1+\phi)} \\ & & \frac{12}{(1+\phi)} & \frac{6L}{(1+\phi)} \\ & & & \frac{(4+\phi)L^2}{(1+\phi)} \end{bmatrix} \tag{2}$$

sym.

ここで $E I$ は曲げ剛度、 L は要素の長さである。マトリックス中の記号 ϕ は、

$$\phi = \frac{12EI}{G\kappa AL^2} \quad (3)$$

G はせん断弾性係数、 κ はせん断力の補正係数（円断面の場合 9/10）、 A は要素の断面積である。

また本モデルでは地盤を含めて減衰の影響を考慮に入れていない為、地震動によって橋脚に入力されたエネルギーはすべて運動エネルギーとひずみエネルギーに変換される。そして運動エネルギーは蓄積されないため最終的にはひずみエネルギーの蓄積によって入力エネルギーが消費されることになる。この構造物自身に蓄積されるエネルギーは破損や損傷の程度を示す重要な指標となると考えられている。そこでエネルギーのつり合い方程式を次式に示す。

$$\int \{\dot{u}\}^T [M] \Delta \{\ddot{u}\} dt + \int \{\dot{u}\}^T [K_e] \Delta \{u\} dt = \int \{\dot{u}\}^T \Delta \{P\} dt \quad (4)$$

ここで、各項は左辺から運動エネルギー、ひずみエネルギー、右辺は外力からの入力エネルギーをそれぞれ表している。

3. 2 依田橋橋脚の解析モデル

依田橋橋脚の離散質点系解析モデルを図2に示す。ここでは依田橋を円形単柱に簡略化し、鉛直方向に9分割して地中にある質点に対して地盤ばねを配した。また橋軸直角方向の支承や橋脚上部工からの変位拘束効果を考慮せず、上部工に相当する質点は自由端とした。次に非線形復元力の算定は曲げモーメント-曲率曲線モデル（図3）とせん断応力-せん断ひずみ曲線モデル（図4）を用いて行うこととした。この曲げモーメント-曲率曲線モデルは事前に解析した結果から、断面の弾性限界 e 、引張側鉄筋の降伏 y 、圧縮側コンクリートの降伏 u 、圧縮側コンクリートの終局ひずみに達する t の4点を結んだ直線でモデル化したものである。また除荷時の履歴特性は引張側鉄筋が降伏に至っていない y 点までは原点指向に、それ以上の曲率を経験した場合には y 点と原点を結ぶ直線の傾きを有するように仮定した。同様にせん断応力-せん断ひずみ曲線モデルも事前に計算した結果から、コンクリートの降伏点 c 、鉄筋の降伏点 s を設定し図のように3直線でモデル化した。除荷時の履歴特性は鉄筋が降伏に至っていない s 点までは原点指向に、それ以上のせん断ひずみを経験した場合には s 点と原点とを結ぶ直線の傾きを有するように仮定した。

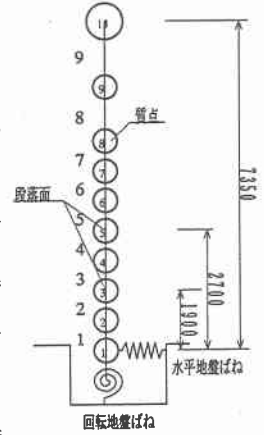


図2 解析モデル図

これらモデル化された曲げモーメント-曲率曲線とせん断応力-せん断ひずみ曲線を用いて任意の曲率における曲げ剛度 $E I$ と任意のせん断ひずみにおけるせん断弾性係数 G を求め、3.1に示した剛性マトリックスを作成してモデル化された履歴復元力を得ることができる。

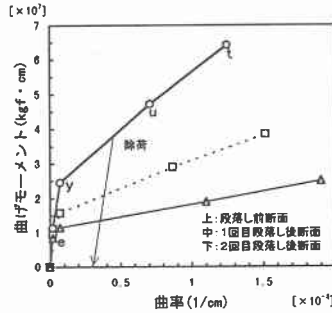


図3 曲げモーメント-曲率曲線

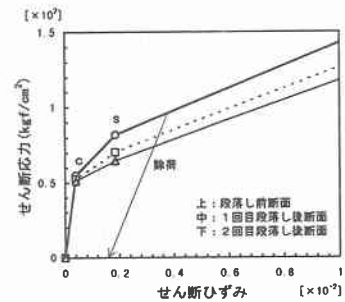


図4 せん断応力-せん断ひずみ曲線

3. 3 断面の降伏判定

本研究では断面の降伏判定を動的解析中において逐次計算しており、降伏条件式 $(S/S_y)^2 + (M/M_p)^2$ が 1 以下の場合弾性、1 より大きい場合塑性となる。ここで S_y は降伏せん断力、 M_p は全塑性モーメントである。

3. 4 解析結果

3.2 で述べた橋脚モデルの運動方程式を組み、Wilson の θ 法 ($\theta=1.4$) を用いて逐次積分を行った。時間間隔 Δt は 2.0×10^{-5} (sec) として解析した。I 種地盤時刻歴応答解析用標準波形 (最大入力加速度 102gal) を 1 倍、2 倍、4 倍したものを入力して解析した結果について考察を行う。図 5 に時刻歴水平変位応答を示す。入力加速度の増加に伴い応答が大きく乱れてゆく様子が分かる。標準波形を 4 倍にしたものでは最大水平変位は 11.6 cm に達し残留変位も 3.3 cm 確認でき、応答結果を見ると橋脚が傾きながら振動していることが分かる。図 6 は 1 回目の段落し部及び 2 回目段落し部の曲げモーメント-曲率曲線の履歴を示している。入力加速度が大きくなるにつれ非線形性は強くなる傾向にあり、標準波形を 4 倍したものは 1 回目、2 回目段落し部の両方で強い非線形性を示すことから断面が塑性化していると考えられる。2 倍したものでは 1 回目段落し部が引張側鉄筋で降伏に至り、2 回目段落し部の塑性化が卓越する結果を得た。これは釧路沖地震による実際の被害状況に近い結果であり、数値計算による段落し部の破壊を比較的良好に示すことができたと言える。1 倍のものは 1 回目、2 回目段落し部のいずれも引張側鉄筋は降伏に至らず断面の損傷は軽微なものと推測される。図 7 は時刻歴エネルギー応答 (上から総入力、ひずみ、運動エネルギー) の結果を示す。ひずみエネルギーの蓄積に着目すると解析開始 2 秒後に構造物は塑性化が始まっている。最大入力加速度が 2 倍になる毎に履歴吸収エネルギーは 10 倍ずつ増加しているが、本解析モデルでは鉄筋やコンクリート材料の繰り返し降伏による劣化などはモデル化していないので、このように規則的な入力加速度と履歴吸収エネルギーの関係が得られたものと考えられる。図 8 は自由端の位相平面を示している。位相平面とは縦軸に速度、横軸に変位をとったものである。入力加速度の増加に伴い大きく乱れていることが分かる。標準波形を入力した場合、位相平面の形状から変位は一方向に偏ることはなく、図 6 の曲げモーメント-曲率曲線の正負にバランスのよい履歴からも分かる。しかし波形を 4 倍したものは正の変位へ偏った形状を示すことから、残留変位となって橋脚全体が正の変位に傾いた状態を示している。

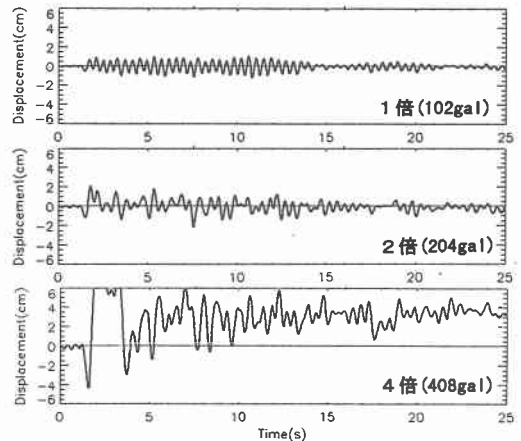


図5 時刻歴水平変位応答の解析結果

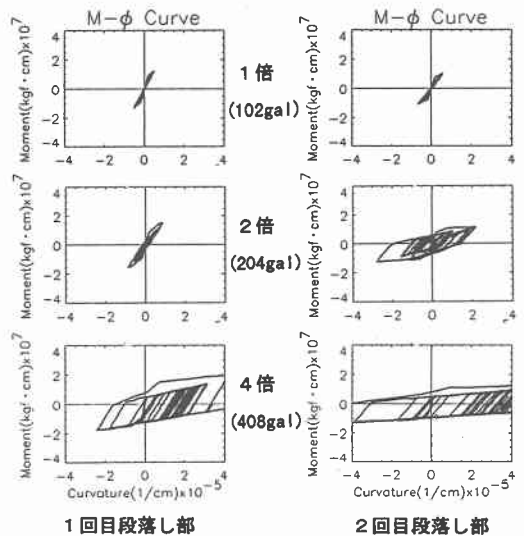


図6 曲げモーメント-曲率曲線の解析結果

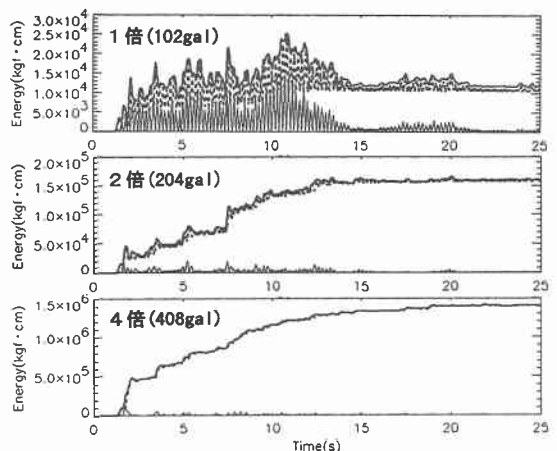


図7 時刻歴エネルギー応答の解析結果

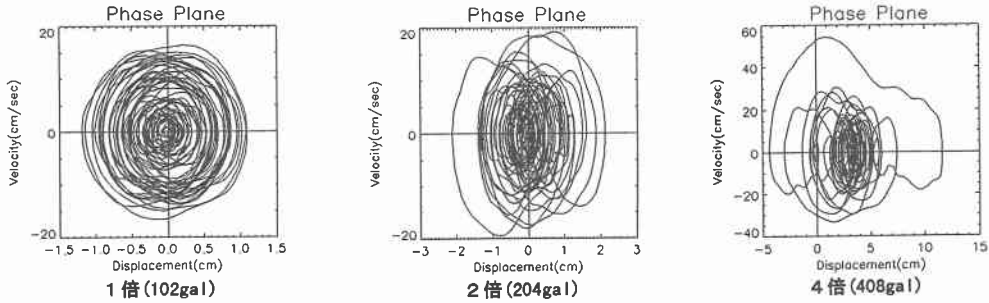


図8 位相平面の解析結果

図9、図10に標準波形を2倍したもののせん断応力-せん断ひずみ曲線と断面の降伏判定結果を示す。図9の2回目の段落し部の履歴曲線は非線形性を示しせん断により鉄筋は降伏に至っている。しかし、1回目の段落し部ではコンクリートは降伏しているものの鉄筋の降伏までには至っていない。図10にて断面の降伏判定結果を見ると1回目、2回目段落し部のどちらも降伏判定条件式の基準値1を越えている部分が存在する。1回目の段落し部では図6より引張側鉄筋の降伏点を僅かに越えるだけで塑性に至っていない。同様に図9よりせん断ではコンクリートの降伏だけで塑性していない。このことから2倍の標準波形を入力した場合の1回目段落とし部の断面では曲げとせん断の連成で降伏に至ると考えられる。

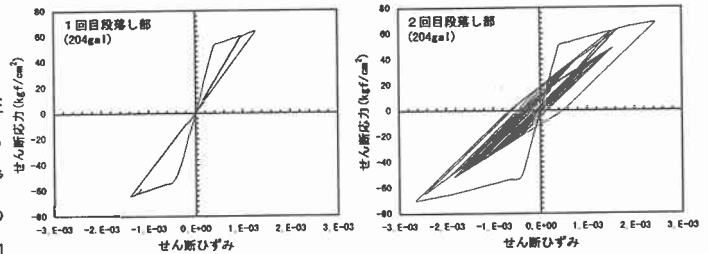


図9 せん断応力-せん断ひずみ曲線解析結果

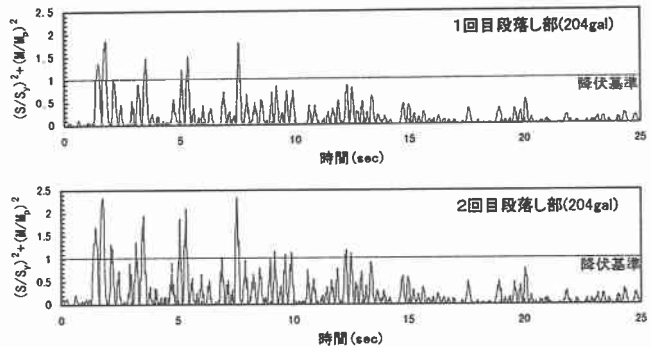


図10 断面の降伏判定結果

4. まとめ

以上、本論文では釧路沖地震で段落とし部に被害を受けた依田橋橋脚のせん断を考慮した非線形振動応答解析を行い、数値計算上で破壊の追跡を行った。本解析で得られた結果を次の通りにまとめる。

- (1) 標準波形を2倍した波形(最大入力加速度204gal)を入力すると実際の被害により近い結果を得た。これにより、依田橋橋脚の被害の追跡を行うことができ、段落とし部が構造的弱点となっていることを示した。
- (2) 断面の一部で曲げとせん断の連成で降伏することが判明した。

参考文献

- 1) 小倉、杉浦、大島、石川、佐藤、三上：段落し部を有する鉄筋コンクリート橋脚の強震時非線形振動特性、第50回土木学会年次学術講演会講演概要集、1995年9月 pp1708-1709
- 2) 小倉、三上、大島、佐藤：段落とし部を有するRC橋脚の耐震補強効果の検討、土木学会北海道支部論文報告集、1995年2月 pp242-245
- 3) 太田俊昭：新体系土木工学8 構造物の非弾性解析、技報堂出版、1980