

図3 橋脚断面と主鉄筋配筋図

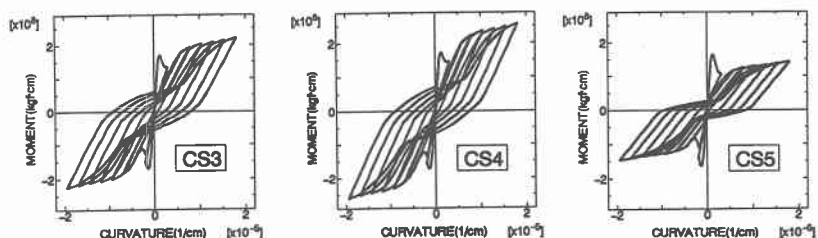
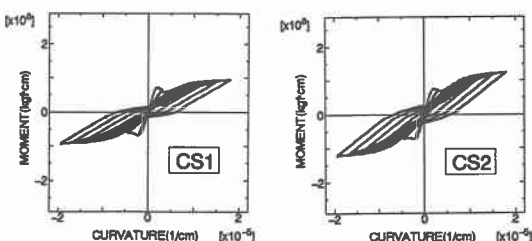


図4 曲げモーメント-曲率曲線の解析結果

4. 動的応答解析

4.1 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構造系の増分形の運動方程式は、

$$[M]\{\Delta\delta\} + [K_p]\{\Delta\delta\} = \{\Delta Q(t)\} \quad \dots(1)$$

と書くことができる。ここで $\{\Delta\delta\}$ は増分形の相対変位ベクトル、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[K_p]$ は微小な時間間隔 Δt に対し有効な剛性マトリックス、 $\{\Delta Q(t)\}$ は増分形の地震動の外力ベクトルである。また本モデルでは地盤を含めて減衰の影響を考慮にいないため、地震動によって橋脚に入力されたエネルギーは全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壊や損傷の程度を示す重要な指標になると考えられている。そこでエネルギーのつり合い式を次式に示す。

$$\int \{\delta\}^T [M] \{\dot{\delta}\} dt + \int \{\delta\}^T [K_p] \{\delta\} dt = \int \{\delta\}^T \{Q(t)\} dt \quad \dots(2)$$

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

4.2 松之恵橋橋脚の解析モデル

松之恵橋橋脚の離散質点系解析モデルを図5に示す。ここでは松之恵橋橋脚を高さ3970mmの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それぞれ地盤ばねを配した。地盤ばね係数はN値により計算した地盤反力係数から算出し、その値は表1に示した。使用したN値はケーソン上部の深さまでは一定であると仮定して、その値は $N = 3.5$ とした。また橋軸方向の支承や橋脚上部工からの変位拘束効果は考慮せず、上部工に相当する質点は自由端とした。次に補修前と後それぞれの橋脚の非線形復元力の算定は図

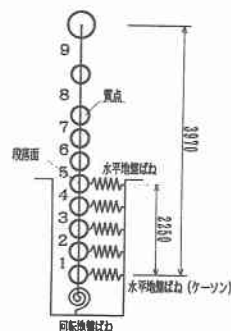


図5 解析モデル図

表1 地盤ばね係数

ばね係数	水平 (t-cm)	3.14×10^6 (kgf/cm)
	回転 (t-cm)	1.82×10^{11} (kgf-cm/rad)
	水平 (アークス単位)	1.14×10^5 (kgf/cm)

6に示す曲げモーメント-曲率曲線モデル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3章で解析した結果を踏まえて、断面の弾性限界 e 、引張り側鉄筋の降伏 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り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。また本研究では動的応答解析を行う3つの橋脚モデルとして補修前の橋脚をModel A、補修後の橋脚で図5に示すクラックの入った段落し直後のはり要素5の断面のみ補修前の断面部分を見捨(CS5断面)したModel B、そして補修後の橋脚で全断面を有効としたModel Cを仮定した。

4.3 解析結果

ここでは3つの橋脚モデル(Model A, B, C)についてI種地盤時刻歴応答解析用標準波形³⁾を4倍したもの(最大加速度は410gal)を入力して解析した結果について考察を行う。まず図7、図8に各モデルについての自由端の時刻歴水平変位応答と、橋脚根元および段落し部の曲げモーメント-曲率曲線を示す。図7から最大水平変位は補修前のModel Aの方が補修後の他のモデルよりも大きく橋脚に残留変位も生じているが、補修後は軽減されていることが分かる。さらにModel B, Cは補修により固有周期が短くなった為にModel Aに比べて周期の短い変位応答波形が得られている。また図8ではModel A, Cに比較してModel Bの方が段落し部の塑性化が卓越する結果となったが、これはModel Bは段落し直後の断面の剛性を低く評価しているため、その部分に曲げ変形が集中したためであると推測できる。しかし地震によりコンクリートが破壊していたとしても補修後にその断面が全く応力を負担しないことはない、実際には全断面を有効としたModel Cと補修前の断面を見捨したModel Bとの間にあるとして解析結果を評価するのが妥当であると考えられる。図9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。Model B, Cは原点を中心に比較的安定した同心円を描いており、段落し部の塑性化による影響はあまり見られない。一方Model Aは振動初期に大きく右側(変位で正の方向)にはらみ

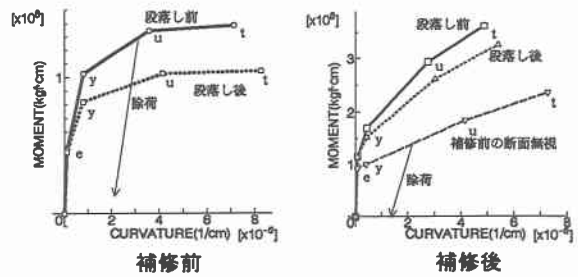


図6 曲げモーメント-曲率曲線モデル

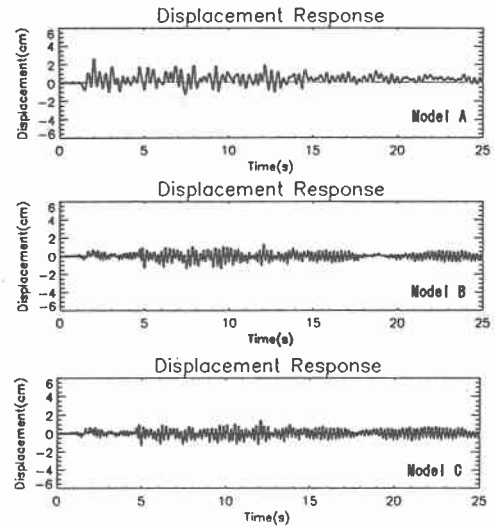


図7 時刻歴水平変位応答解析結果

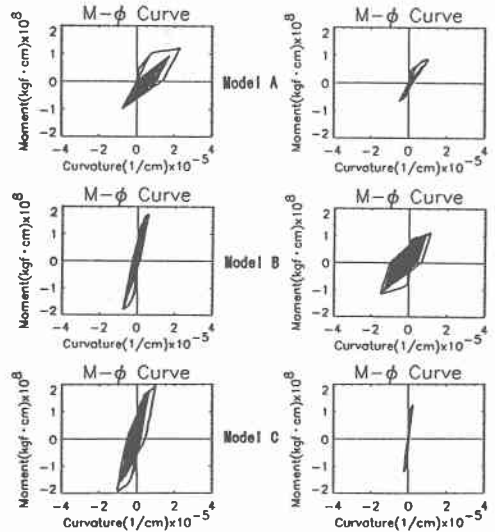


図8 曲げモーメント-曲率曲線の解析結果

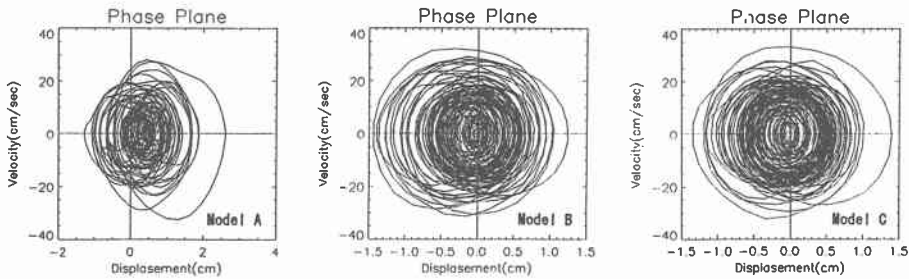


図9 位相平面の解析結果

出して大きく乱れ、後に同心円の中心が原点より右側にずれている。これは、Model B, Cでは橋脚の破壊が正負の方向にバランスよく進んでいるのに対して、Model Aは偏って進行した塑性化の影響がでたものと考えられる。次に橋脚全体のひずみエネルギーの時刻歴を図10に示す。このひずみエネルギーの蓄積は、履歴復元力により橋脚に吸収されるエネルギーを表している。Model Aはエネルギーの吸収が他のモデルより先に始まり約13秒後に頭打ちになっている

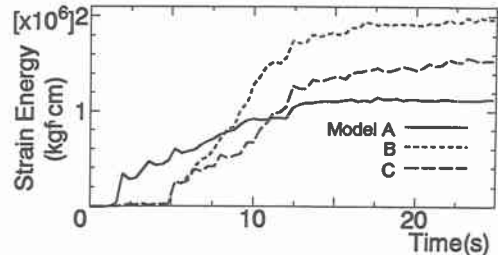


図10 ひずみエネルギーの時刻歴

のに対し、Model B, Cは約5秒後からエネルギーの吸収が始まり最後まで少しずつ値は増えている。そして最終的には補修後のモデルの方が補修前のひずみエネルギーの蓄積量より大きくなっているが、橋脚が受けるダメージの評価はその橋脚が吸収できるエネルギーの最大値との比率によって行わなければならないので、各モデルが吸収したエネルギーの値では単純に比較することはできない。しかし振動の初期に大きなひずみエネルギーの蓄積が起こり、それによって橋脚に残留変位が発生しているModel Aの方がダメージは大きいと考える。

5. まとめ

以上、松之恵橋橋脚の補修前後の各モデルを仮定して動的解析結果の比較検討を行った。これにより得られた結果を要約すれば次のようになる。

- ①補修前の橋脚モデルは他の補修後のモデルより応答の最大相対変位が大きく、位相平面も乱れて残留変位が生じている。
- ②補修後の橋脚は破壊が対称にバランスよく進み、応答も大きく乱れることはない。
- ③実際の補修効果は全断面を有効としたModel Cと補修前の断面を無視したModel Bとの間にあるとして評価するのが妥当であると考えられる。

また今後は更にエネルギー解析を詳しく実施して、非線形挙動の解明を行うことにする。

最後に、本研究において北海道開発局釧路道路事務所の池田浩康氏には多大なる御指導、御協力をいただきました。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 佐藤昌志、他：道路関係施設の被害と対策，開発土木研究所報告，1993年9月 No. 100, pp41
- 2) 小倉、三上、大島：鉄筋コンクリート橋脚の地震時非線形振動応答解析，土木学会北海道支部論文報告集，平成5年度, pp114
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成2年2月