

軟鋼部材で補強した鋼製橋脚の耐震設計について

北海学園大学 学生員 村部剛史 北海学園大学 正員 杉本博之
北武コンサルタント 正員 渡辺忠朋 東光コンサルタツ 正員 高久達将

1. まえがき 平成8年度に改訂された道路橋示方書¹⁾では、地震の規模、発生確率における橋梁の耐震性能、設計法が区分された。その中で、発生確率の低い地震動(タイプ , タイプ)については、地震時保有水平耐力法や動的解析法における耐震設計法が必要とされ、また、構造部材については、非線形性の効果も含めた橋の挙動について把握することが規定されている。そのため、動的解析法を行う際に構造部材に与える骨格曲線は重要であり、特に限界状態についての明確な評価が求められる。しかし、土木の鋼構造物は、薄肉構造であるため限界状態の挙動が複雑であることから、各研究機関で未だに評価方法²⁾が異なっている。

こうした鋼構造物耐震設計法の問題点から 鋼構造物における塑性域での評価を避けるために 本研究は、橋脚断面の外側に極低降伏点鋼(軟鋼)を用いた弾塑性部材を取付けて、地震動を受けた場合、取付部材によるエネルギー吸収で橋脚断面を弾性範囲内に収める可能性の検討³⁾を目的としている。既に、単柱に極軟鋼板を取付けて損傷部材を誘導し、減衰付加を得る試みが行われている⁴⁾。本研究では最大応答曲率から部材の応力・歪状態を評価している。また、動的弾塑性解析は日本電子計算(株)より提供を頂いた TDAP を用いた。

2. 構造モデルと取付部材について 本研究で用いた構造モデルは図-1に示す高さ5.8m、幅5.0mの一層門型ラーメン構造である。剛域は、梁、柱の両方向に隅角部から0.6mとり、上部載荷荷重として665kNを両隅角部に載荷させている。各部材の要素分割については、柱部材の下端と剛域下端の2要素は5cmとし、他は10cm間隔で分割、梁部材は全て10cm間隔で分割している。尚、構造物の減衰比は0.02とした。図-1の構造モデルにおいて、取付ありは柱部材の下端部分(長さL)、他の部材は取付なしとする。本研究では、動的弾塑性解析における最大応答曲率から部材状態を照査するため、図-1の構造モデルにおいて、取付あり部は部材の下端()の、また、取付なし部は部材の上、下端()の大きい方の値を選択する。従って、構造モデルで2箇所の最大応答値によって計算結果をまとめることとした。図-2は取付あり部の平面断面図である。本研究では、取付部材の変数は図-1の取付長さ(L)、図-2の取付板高(H₁)、取付板厚(t₁)、計3変数である。尚、取付部材の板幅は、橋脚断面と同一と考えているた

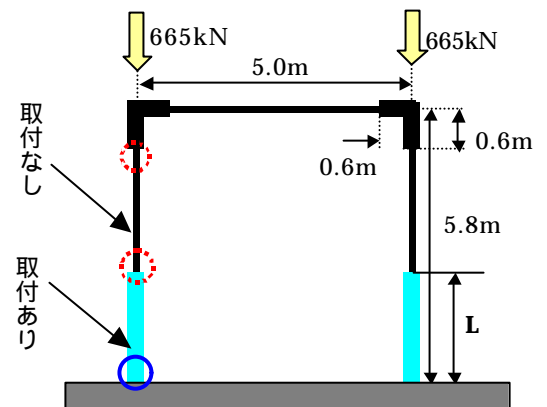


図-1 構造モデル

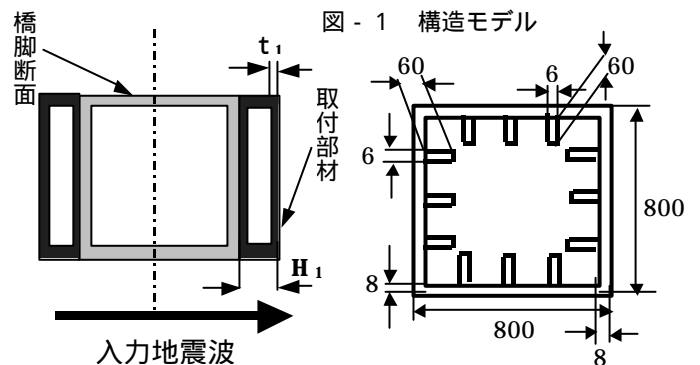


図-2 取付あり平面断面図 図-3 橋脚断面(単位mm)

めに変数としない。橋脚断面は、図-3に示した板幅80.0cm、板厚0.8cm、フランジ、ウェブにそれぞれ3本の補剛材を有する断面である。これは震度法による照査を満足した正方形箱型断面である。

3. 部材骨格曲線 構造モデルに与えた部材骨格曲線は、剛域部以外はバイリニアモデル、剛域は線形弾性を入力している。本研究では、図-2のように橋脚断面と取付部材は一体化されていると考えるため、両断面間では、ひずみが連続している条件を満足させることとした。従って、任意断面におけるバイリニアモデルの部材骨格曲線を以下のような計算手順で行った。図-4に示すように断面平面保持の法則を用いて、軸

キーワード 限界ひずみ、骨格曲線、取付部材、動的弾塑性解析、弾性範囲内

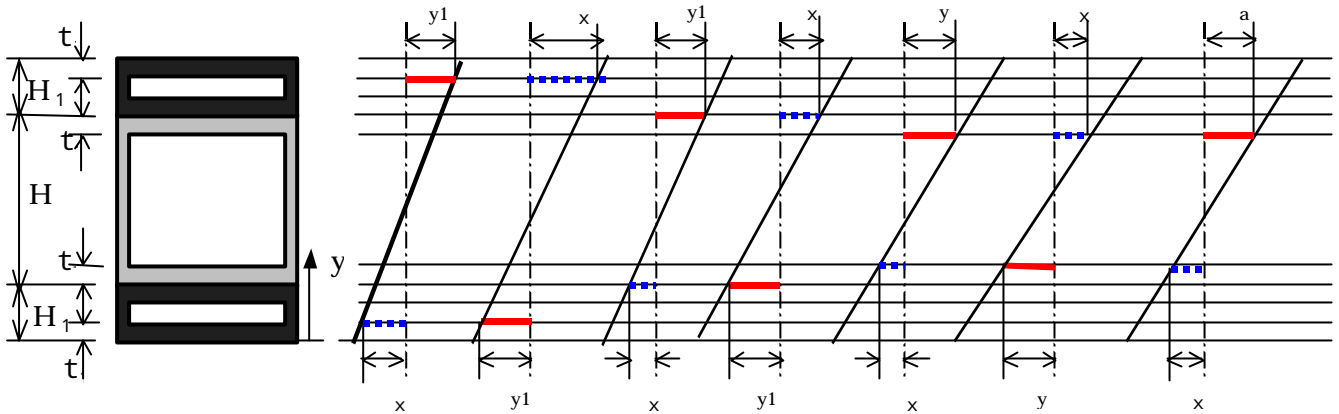


図 - 4 断面平面保持の法則による各ひずみ計算過程

力との釣り合い条件を満足した時の、変数ひずみ(ϵ_x)と中立軸(y)を求め、それらによる勾配から曲率を算出している．図 - 4 の から で得られたモーメントと曲率の関係から骨格曲線を作り、その初期勾配と最終勾配を用いてバイリニアモデルを作成している．図 - 4 の断面図において、 t_f は橋脚断面板厚、 H は橋脚断面板高である．また、降伏応力は橋脚断面が 298N/mm^2 、取付部材は軟鋼を考慮して 240N/mm^2 を用いているために両断面で降伏ひずみが異なる．図 - 4 の から の y_1 は取付部材の降伏ひずみ、 y は橋脚断面の降伏ひずみ、そして の a は橋脚断面の限界ひずみであり、本研究では宇佐美公式⁵⁾を用いている．

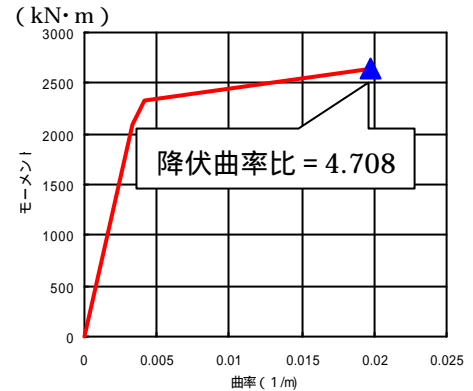


図 - 5 橋脚断面の骨格曲線と最大応答値

4. 計算結果と考察 本研究では、神戸海洋気象台波形 (NS 成分) を用いて動的弾塑性解析を行った．計算結果は、前項で示した柱部材の 2 箇所における最大応答曲率と降伏曲率の比率 (降伏曲率比) で表す．従って、降伏曲率比が 1.0 以下となる場合は弾性範囲内である．図 - 5 の 点は、取付部材を用いない時の橋脚基部の最大応答値、実線は橋脚の部材骨格曲線である．この場合、限界ひずみは超えないが降伏曲率比は 4.708 であった．しかし、取付部材を用いた表 - 1 の結果に示すように、取付長さ 1.0m の時は、取付なしが全て塑性範囲内に達してしまっただが、取付長さが 2.0m の場合では、取付あり、なし、双方の降伏曲率比が 1.0 以下に収まり弾性範囲内となった．弾性範囲内に収まる最小の高さは、4.0cm であった．

表 - 1 降伏曲率と動的弾塑性解析による最大応答曲率からの降伏曲率比

H(高さ)		2.0 cm		4.0 cm		6.0 cm		8.0 cm	
L(長さ)	t(板厚)	取付あり	取付なし	取付あり	取付なし	取付あり	取付なし	取付あり	取付なし
1.0 m	1.0cm	0.5230	4.6931	0.4979	4.6904	0.4734	4.6661	0.4501	4.6107
	2.0cm	-	-	0.3034	3.9646	0.2857	3.8674	0.2691	3.7823
	3.0cm	-	-	-	-	0.2066	3.4691	0.1938	3.4099
2.0 m	1.0cm	0.6751	1.5160	0.6361	1.3777	0.5906	1.1376	0.5417	0.8795
	2.0cm	-	-	0.3328	0.8009	0.3110	0.7962	0.2784	0.7580
	3.0cm	-	-	-	-	0.2042	0.7276	0.1899	0.7220

5. あとがき 今回、橋脚断面に弾塑性部材を取付けることによって、タイプ の地震動でも橋脚断面を弾性範囲内に収めることが可能であると考えられる．今後は、取付部材の連結法の検討、および実際モデルの鋼製橋脚を用いて、本研究の取付部材の効果を検討していきたいと考えている．

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) 杉本・村部・朝日・古川・松田：鋼製橋脚の耐震設計における設計感度に関する一考察，北海道支部論文報告集第 56(A)，2000． 3) 杉本・村部・渡辺・高久：弾塑性部材を利用する鋼製橋脚の耐震設計について，北海道支部論文報告集第 56(A)，2000． 4) 大野・阿部・藤野・Yi ZHEN：極軟鋼板を用いた鋼製橋脚の損傷制御，土木学会第 53 回年講，1998． 5) 葛・鄭・宇佐美：短柱の変形能に基づく鋼構造物の保有性能評価法，土木学会第 54 回年講，1999．