

高張力鋼を含むハイブリッド鋼製橋脚の耐震性について

岡田 潤*, 北田 俊行**, 越智 内士***

* 大阪市立大学大学院 工学研究科土木工学専攻後期博士課程(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 工博 大阪市立大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

*** 明石工業高等専門学校都市システム工学科 助手 (〒674-8501 兵庫県明石市魚住町西岡 679-3)

本研究では、仮に橋脚基部において局部座屈が発生したとしても、その耐荷力の低下を緩和できる構造として、断面の一部に高張力鋼を用いるハイブリッド鋼製橋脚の耐震性を対象としている。そして、その構造が耐震上、有効であるといえるのかどうかを解析的に検討している。まず、普通鋼のみからなる橋脚、橋脚断面のコーナー部、あるいは補剛材など断面の一部を高張力とした橋脚、および高張力鋼のみからなる橋脚を対象として、弾塑性有限変位解析を行い、その耐震性について検討を加えている。つぎに、弾塑性有限変位解析により最もじん性に富む構造と判断された高張力鋼を含む鋼製橋脚モデル、および普通鋼からなる鋼製橋脚モデルの2種類の鋼製橋脚について弾塑性動的応答解析を行う。そして、最大応答変位、残留変位、および橋脚基部における局部座屈変形に着目して、普通鋼からなる鋼製橋脚とハイブリッド鋼製橋脚との比較を行い、その耐震性について検討を加えている。

Key Words : Elasto-plastic and dynamic response analysis, Steel bridge pier, High strength steel

1. まえがき

局部座屈の生じる薄肉断面部材においては、局部座屈が発生すると、繰返し地震力に対する耐荷力が大きく低下し、変形性能が小さくなることがわかっている。また、文献1)では、降伏点が高い高張力鋼部材と降伏点の低い普通鋼部材とを組み合わせ、普通鋼部に意図的に損傷部を集中させて、地震エネルギーを吸収させる構造が紹介されている。さらに高張力鋼については、その耐荷力特性に関する研究も進められている²⁾。

本研究では、仮に橋脚基部において局部座屈が発生したとしても、その耐荷力の低下を緩和できる構造として、断面の一部に高張力鋼を用いるハイブリッド鋼製橋脚の耐震性を対象としている。そして、その構造が耐震上、有効であるといえるのかどうかを解析的に検討している。

まず、普通鋼のみからなる橋脚、橋脚断面のコーナー部、あるいは補剛材など断面の一部を高張力とした橋脚、および高張力鋼のみからなる橋脚の計4形式のモデルを対象として、既開発プログラム USSP³⁾を用いて、弾塑性有限変位解析を行い、その耐震性について検討を加えている。さらに、あえて局部座屈が発生しやすいよう補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R を0.7に設定した鋼製橋脚モデルについても同様の解析を行い、両者の比較・検討を行っている。

つぎに、弾塑性有限変位解析から最もじん性に富む構造と判断された高張力鋼を含む鋼製橋脚モデル、および普通鋼からなる通常の鋼製橋脚モデルの2種類の鋼製橋

脚について既開発プログラム USSP・D⁴⁾を用いて、弾塑性動的応答解析を行う。そして、最大応答変位、残留変位、および橋脚基部における局部座屈変形に着目して、普通鋼からなる鋼製橋脚とハイブリッド鋼製橋脚との比較を行い、その耐震性について検討を加えている。

2. 解析モデルと解析条件の設定

2.1 解析モデル

プログラム USSP のための解析モデルとして、図-1(a)に一例を示す薄肉断面を有する片持柱を対象とした。

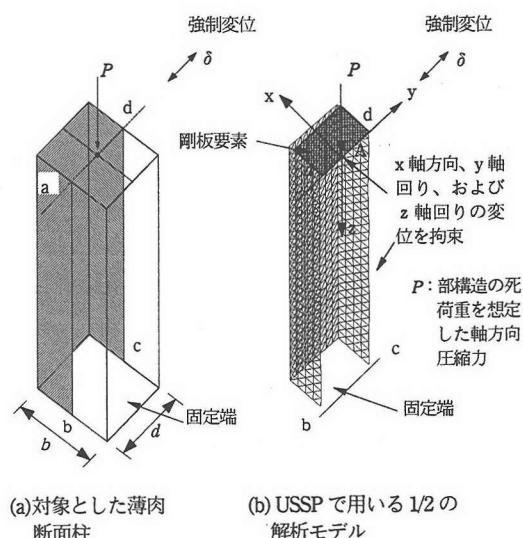


図-1 プログラム USSP で用いる解析モデル

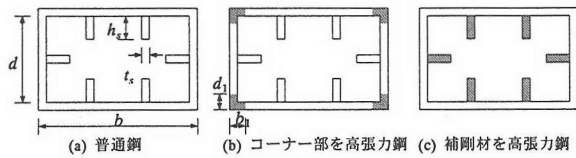
表-1 解析モデルの内訳

解析モデル	解析モデルの断面	軸力比	柱長 l (cm)	板パネルの幅圧比パラメータ R_R	載荷条件
s1-r5		全塑性軸力の 11.3%	1,477.6	0.481	静的単調漸増変位載荷
s1-r7				0.721	
s2-r5	0.481				
s2-r7	0.721				
s3-r5				0.481	
s3-r7				0.721	
s4-r5				0.481	
d1-r5				0.481	JR鷹取地震波の 0.4~1.4倍の6 ケース
d3-r5				0.481	

■ : 高張力鋼からなる部材

表-2 解析モデルの断面寸法

解析モデル	b (mm)	d (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	b_1 (mm)	d_1 (mm)
s1-r5	3,496.0	2,248.0	48.0	272.0	48.0	0.0	0.0
s2-r5						or	or
s3-r5						287.0	287.0
s4-r5							
d1-r5							
d3-r5							
s1-r7	3,496.0	2,248.0	32.0	181.3	32.0	0.0	0.0
s2-r7						or	or
s3-r7						287.0	287.0



その際、普通鋼からなる鋼製橋脚モデルのみではなく、断面のコーナー部、あるいは縦補剛材など断面の一部に高張力鋼を用いたハイブリッド鋼製橋脚、および高張力鋼のみからなる鋼製橋脚をも対象とした。

いま、図-1(b)に示すように、対象柱の構造、载荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、対象柱から断面方向に 1/2 の部分を取り出し、プログラム USSP のための解析モデルを設定した。そして、载荷断面内の節点が従属している独立節点 A を剛板要素上に設ける。独立節点 A には、上部構造の自重を想定した一定の軸方向圧縮力 P を载荷した状態で、水平方向 (y 軸方向) に静的単調漸増変位、あるいは地震動に伴う応答変位を入力した。

一方、この解析モデルは、図-1(b)に示す独立節点 A を質点とみなして、振動解析を行うための一自由度系モデルともなる⁴⁾。

本研究で用いた解析モデルの内訳を表-1に、また、断面寸法を表-2に、それぞれ示す。なお、表-1中にある全塑性軸力は、鋼製橋脚モデルの断面積に普通鋼の降伏点を乗じて算出したものである。

表-3 解析モデルの諸元

解析モデル	固有振動 周期 (sec)	上部構造質量 M ($\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$)	減衰係数 C ($\text{kN} \cdot \text{s}/\text{cm}$)	軸方向 圧縮力 P (kN)	降伏水平 荷重 H_y (kN)	降伏水平 変位 δ_y (cm)
s1-r5 s2-r5 s3-r5 s4-r5				21,968	9,242.9	8.26
s1-r7 s2-r7 s3-r7				13,966	5,988.5	8.38
d1-r5 d3-r5	0.889	22.4	15.8	21,968	9,242.9	8.26



図-2 要素分割状況

また、解析モデル s1-r5 は、文献5)に示されている相似率 8 のハイブリッド実験の供試体(長方形断面 No.13)の寸法を実物大レベルに拡大したモデルから横補剛材間隔を変更して、縦補剛材剛比 γ の弾性座屈理論から求める必要最小剛比 γ^* に対する比が 1.0 となるよう設定したモデルである。

2.2 解析条件

解析モデルの代表的な諸元を、文献5)より表-3のように設定した。表-3にある降伏水平荷重および降伏水平変位は、普通鋼の降伏点より算出された値である。また、以下の条件を考慮してモデル化を行った。

- ・減衰定数 h は、すべての解析モデルで 0.05 とみなした。
- ・すべての解析モデルにおいて、初期不整を無視して解析を行った。
- ・要素分割状況は、局部座屈が発生すると予想される柱基部付近ほど細かく、図-2に示すように設定した。節点総計は 1,146 で、全要素数は 2,140 とした。
- ・入力地震加速度としては、兵庫県南部地震の際に測定された JR 鷹取駅付近の地盤における南北方向の加速度波(以下、JR 鷹取加速度波という)の振幅を m 倍($m=0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2$, および 1.4)した 6 ケースを対象としている。

表-4 解析モデルの各種パラメータ

解析モデル	補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F	板パネルの幅厚比パラメータ R_R	補剛材の幅厚比パラメータ R_S	γ/γ^*	縦横比 α	横補剛材間隔 a (cm)	細長比パラメータ λ
s1-r5 s2-r5 s3-r5 s4-r5 d1-r5 d3-r5	0.481	0.481	0.354	1	0.832	282.9	0.378
s1-r7 s2-r7 s3-r7	0.481	0.721	0.354	2.49	0.463	157.5	0.377

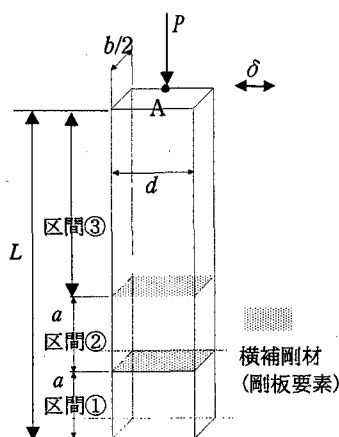


図-3 補剛箱形断面を有する鋼製橋脚モデル

2.3 解析モデルの各種パラメータ

本研究では、板パネルの幅厚比パラメータ R_R が 0.481, および 0.721 となるよう解析モデルの板厚を 2 種類に変化させた。その際、補剛板パネルの幅厚比パラメータ R_F を一定値に保つように、横補剛材間隔 a を変化させている。横補剛材のモデル化については、図-3に示すように、柱モデルの基部から 2 箇所剛体要素を導入した。

以上の全解析モデルの各種パラメータを、表-4にまとめた。表中の諸パラメータは、文献6)より、以下の式で算出している。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot k_F}} \quad \dots (1)$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot 4n^2}} \quad \dots (2)$$

$$R_S = \frac{b_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{0.425\pi^2}} \quad \dots (3)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{l}{r} \quad \dots (4)$$

ここで、 σ_Y は普通鋼の降伏点、 n は縦補剛材によって区切られる断面方向のパネル数、 k_F は補剛板パネル全体の座屈係数、 l は有効座屈長($l=2L$)である。

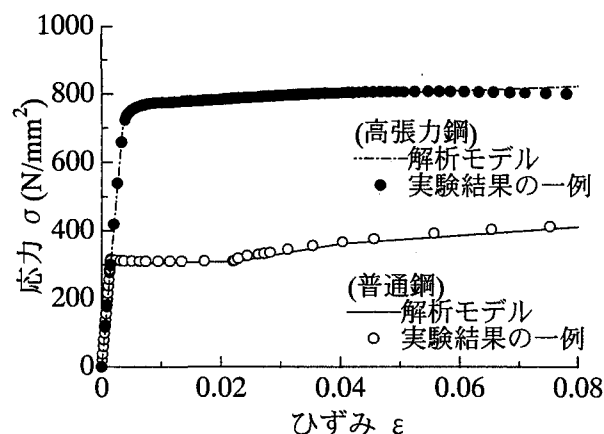


図-4 応力-ひずみ関係

表-5 ひずみ硬化率

解析モデル	相当塑性ひずみ	H' (N/mm ²)
普通鋼	0.0000~0.0206	0
	0.0206~0.0385	3.04×10^3
	0.0385~0.0785	1.24×10^3
	0.0785~	5.51×10^2
高張力鋼	0.00000~0.00219	1.67×10^4
	0.00219~0.00502	4.58×10^3
	0.00502~	6.81×10^2

2.4 解析に用いる応力-ひずみ曲線

今回の解析に用いた鋼材の応力-ひずみ曲線を図-4, および以下に示すように設定した。

(普通鋼)

ヤング係数 : $E = 2.07 \times 10^5$ N/mm²

ポアソン比 : $\nu = 0.3$

降伏点 : $\sigma_Y = 308.7$ N/mm²

(高張力鋼)

ヤング係数 : $E = 2.03 \times 10^5$ N/mm²

ポアソン比 : $\nu = 0.28$

降伏点 : $\sigma_Y = 759.0$ N/mm²

普通鋼は、降伏棚を有しひずみ硬化領域をトリリニアとみなすモデルに、一方、高張力鋼は、ひずみ硬化領域をトリリニアとみなすモデルにそれぞれ理想化した。ひずみ硬化率は、文献5)および文献2)のそれぞれの実験の際に行われた引張試験より得られた応力-ひずみ曲線に適合するよう表-5のように決定した。

また、弾塑性動的応答解析を行ったすべての解析モデルにおいて、移動硬化率を 100%に設定し、等方硬化は発生しないものと仮定した。

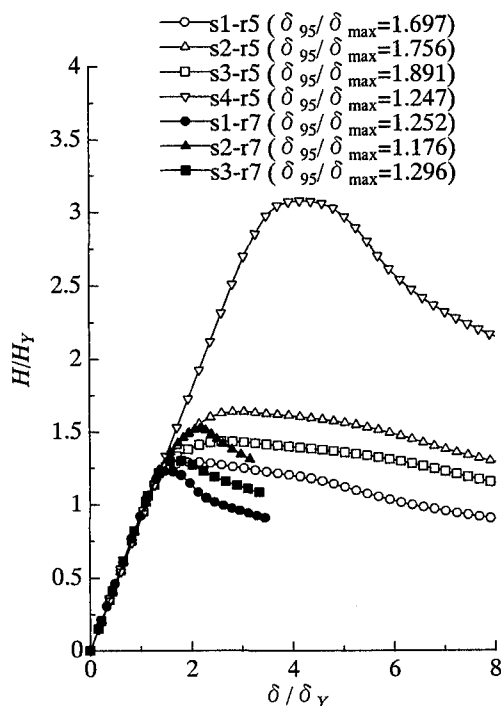


図-5 水平荷重-水平変位曲線

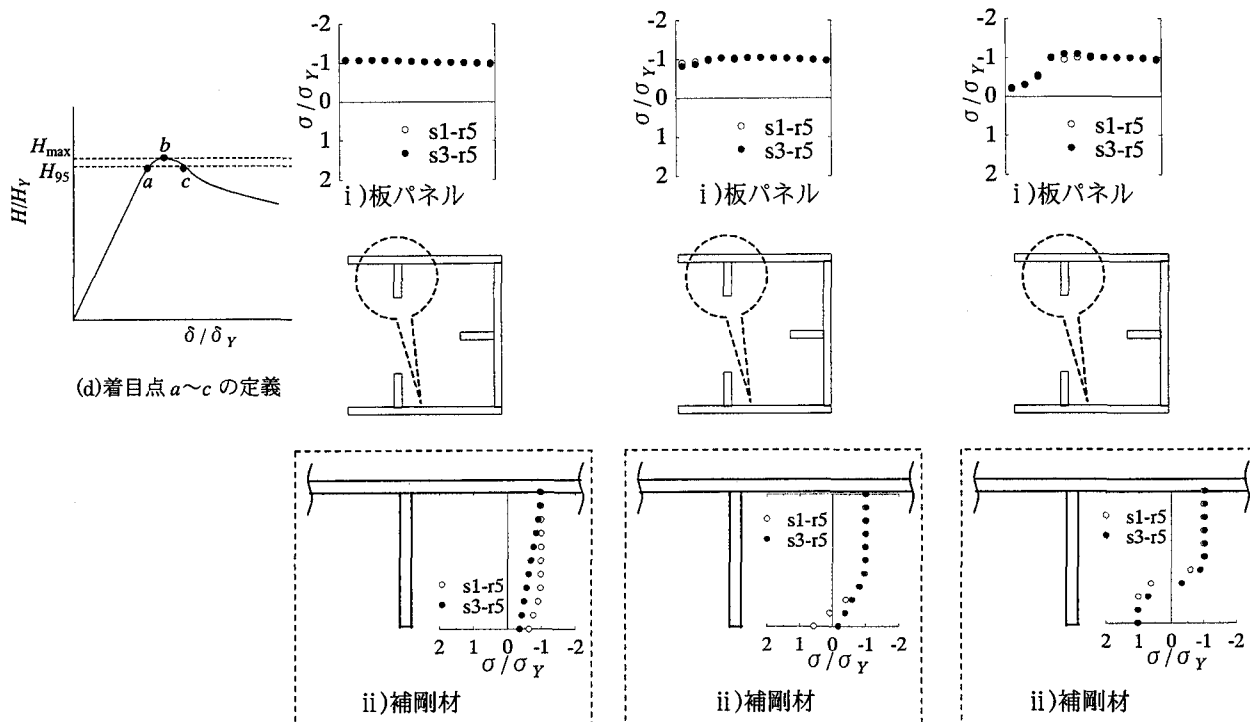
3. 解析結果

3.1 弾塑性有限変位解析による検討

各解析結果より得られた柱上端部の水平変位 δ および水平荷重 H を、降伏水平変位 δ_y および降伏水平荷重 H_y (いずれも普通鋼の降伏点より算出) でそれぞれ無次元

化して図-5に示す。図-5より、板パネルの幅厚比パラメータが0.721のモデル、すなわち局部座屈が発生するであろうモデルにおいては、解析モデル s1-r7(普通鋼からなる鋼製橋脚)、s2-r7(コーナ部が高張力鋼からなる鋼製橋脚)、s3-r7(補剛材が高張力鋼からなる鋼製橋脚)のいずれのケースにおいても、水平荷重-水平変位曲線がピークを過ぎたのちに、急激にその耐荷力が低下していることがわかる。一方、板パネルの幅厚比パラメータが0.481の各解析モデルに着目すると、水平荷重-水平変位曲線がピークを過ぎた後の低下率を示す指標 δ_{95}/δ_{max} (δ_{95} : 水平荷重-水平変位曲線がピークを過ぎ、 $0.95 \times H_{max}$ まで低下した点の水平変位、 $\delta_{max}: H_{max}$ の際の水平変位) が、解析モデル s4-r5(高張力鋼からなる鋼製橋脚)において最も小さく ($\delta_{95}/\delta_{max}=1.247$)、s3-r5(補剛材が高張力鋼からなる鋼製橋脚)において最も大きい ($\delta_{95}/\delta_{max}=1.891$) という結果が得られた。

そこで、今回行った解析ケースの中で、最もじん性に富んだ構造と言える解析モデル s3-r5 に着目して、柱基部で最も大きく座屈変形した断面の柱軸方向の応力度の断面内における分布状態を図-6に示す。補剛材における応力分布に着目すると、点 a、点 b、および点 c (それぞれ水平荷重-水平変位曲線がピーク前の $0.95 \times H_{max}$ となる点、ピークとなる点、およびピーク後 $0.95 \times H_{max}$ となった点を示す) のいずれの場合においても、解析モデル s1-r5 の応力分布との間で差異は見られず、点 c においては、両者とも柱断面中央部で中央板パネルの局部座屈による応力の分布にポケットがみられた。一方、補剛材



(a) $H/H_{max}=0.95$ (ピーク前)の点 a (b) ピークとなる点 b (c) $H/H_{max}=0.95$ (ピーク後)の点 c
図-6 圧縮補剛材、および補剛材の柱軸方向の応力分布

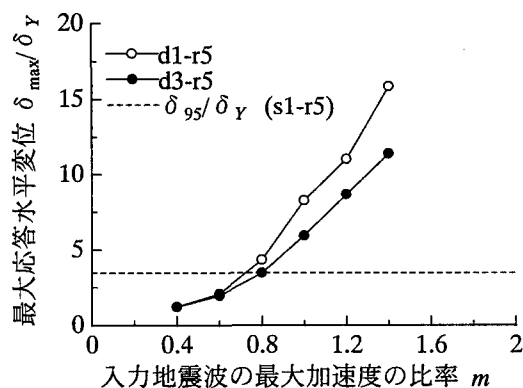


図-7 最大応答変位と入力地震加速度との関係

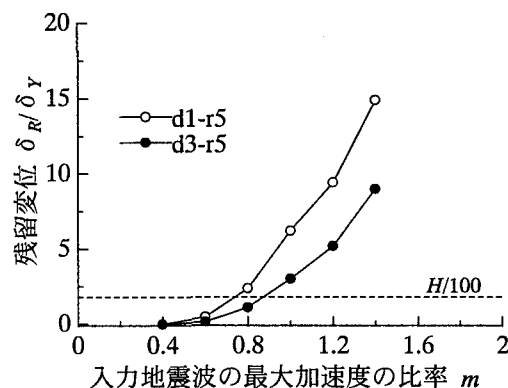


図-8 残留変位と入力地震加速度との関係

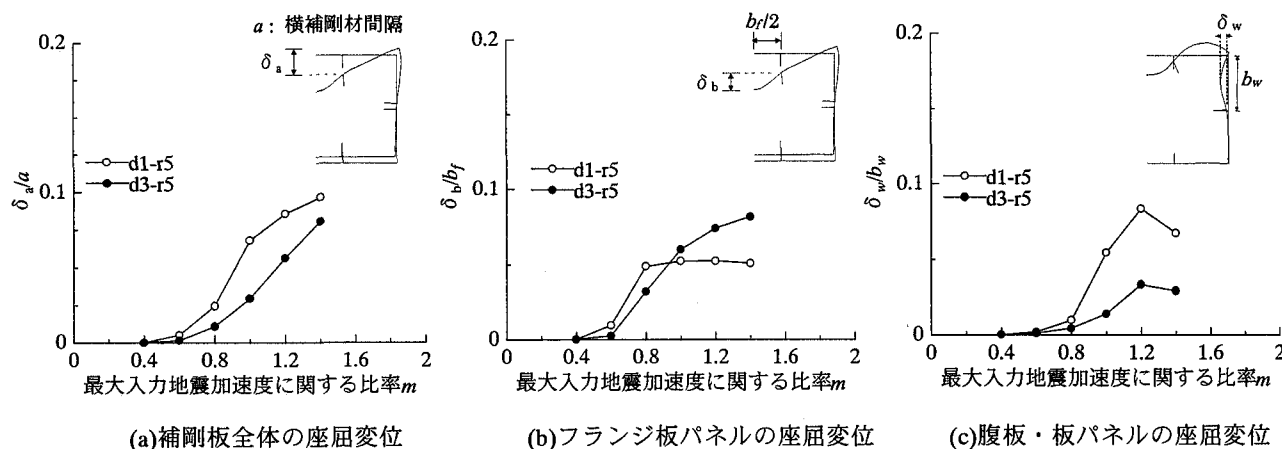


図-9 局部座屈変形と入力地震加速度との関係

に着目すると、解析モデル s1-r5 では、s3-r5 と比較して、より早い段階で応力の塑性化が進展していることがわかる。

3.2 弾塑性動的応答解析による検討

解析モデル d1-r5(普通鋼からなる鋼製橋脚モデル, $R_R=0.5$)および d3-r5(補剛材が高張力鋼からなる鋼製橋脚モデル, $R_R=0.5$)に対して、JR 鷹取波の振幅を m 倍($=0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, \text{および } 1.4$ の 6 ケース)した地震加速度を入力して、計 12 ケースの弾塑性動的応答解析を行った。

まず、各地震加速度波を入力した際に得られた最大応答水平変位 $\delta_{\max}$ および残留変位 δ_R をまとめて、それぞれ図-7 および図-8 に示す。なお、無次元化の際には、普通鋼の降伏点から算出した降伏水平変位を用いた。解析モデル d1-r5(普通鋼からなる鋼製橋脚)においては、図-7 より、 $m=0.8$ の時、 $\delta_{\max}/\delta_Y$ は、文献7)に示されているタイプ II の地震動の許容応答変位 $5\delta_Y$ 、および解析モデル s1-r5 から得られた δ_{95}/δ_Y を越える。また、図-8 より、 $m=0.8$ の時、残留変位も文献7)に示されている許容残留変位 $H/100$ より大きな値をとる。一方、解析モデル d3-r5(補剛材を高張力鋼とした鋼製橋脚モデル)において、最大応答水平変位および残留変位の値は、入力地震波の最大加速度の比率 m の値に関わらず、解析モデル d1-r5 の結果よりも小さな値をとる。

つぎに、柱基部で最も大きく座屈変形した断面に着目して、入力地震加速度を変化させた場合の断面の座屈変位の変化状況について検討を加えた。最大応答水平変位が発生した時刻におけるその断面の座屈変位 δ_a/a 、 δ_b/b_f 、および δ_w/b_w の変化状況を、図-9 に示す。ここで、補剛板全体の座屈変形の程度を評価するパラメータとして、図-9(a)に示す δ_a を横補剛材間隔 a で除したものを、またフランジの縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形を評価するパラメータとして、図-9(b)に示す δ_b をフランジ板パネル幅 b_f で除したものを、さらに、腹板・板パネルの局部座屈変形を表す指標として、図-9(c)に示す δ_w を腹板・板パネル幅 b_w で除したものを、それぞれ用いる。解析モデル d1-r5 において、図-9 より $m=0.8$ を越えると、その座屈変位 δ_a/a および δ_b/b_f は著しく大きな値をとる。一方、補剛材を高張力鋼とした d3-r5 では、d1-r5 の座屈変位と比較して、全体にフランジ板パネル間の座屈変位は大きくなるものの補剛板全体の座屈変位は小さくなるという結果が得られた。

5. 結論

本研究より得られた主な結論をまとめると以下のとおりである。

(i) 本研究で用いた解析モデルにおいては、普通鋼か

らなる鋼製橋脚，コーナー部に高張力鋼を用いた鋼製橋脚，補剛材に高張力鋼を用いた鋼製橋脚，および高張力鋼からなる鋼製橋脚の4ケースのうち，最もじん性に富んだ構造といえるのは，補剛材に高張力鋼を用いた鋼製橋脚であった。

- (ii) 板パネルの幅厚比パラメータを 0.7 に設定したモデル，すなわち局部座屈が発生しやすいモデルでは，普通鋼からなる鋼製橋脚はもちろんのこと，一部に高張力鋼を用いた鋼製橋脚においても急激な耐荷力の低下がみられた。
- (iii) 普通鋼からなる鋼製橋脚モデルにおいて，最大応答水平変位がピーク荷重後の 95%耐力に対応する変位 δ_{95} を越えると構成補剛板パネル全体およびフランジ板パネルの座屈変位は著しく大きくなる
- (iv) 本研究で用いた解析モデルにおいて，補剛材を高張力鋼とした d3-r5 では，すべて普通鋼からなる d1-r5 の座屈変位と比較して，フランジ板パネル間の座屈変位は大きくなるものの補剛板全体の座屈変位はおさえられるという結果が得られた。

参考文献

- 1) 高張力鋼(780N/mm² 級鋼)の建築構造物への適用，

JSSC テクニカルレポート，No.43，日本鋼構造協会，1998 年 7 月。

- 2) 北田俊行，中井博，越智内士：高張力鋼を用いた圧縮板・圧縮補剛板の終局強度に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.179-190，2000 年 3 月。
- 3) USSP 研究会：USSP ユーザーズ・マニュアル，理論編，Ver. 3.0，日本構研情報（株），1996 年 10 月。
- 4) 北田俊行，中井 博，狩野正人，岡田 潤：単柱形式の鋼製橋脚の局部座屈を考慮した弾塑性動的応答解析法の構築，第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会，pp.255-262，1998 年 11 月。
- 5) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・(社)鋼材倶楽部・(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VII)，pp.303-388，1997 年 4 月。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ.共通編，およびⅡ.鋼橋編，1996 年 12 月。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ.耐震設計編，1996 年 12 月。

(2001 年 12 月 7 日 受付)

Seismic Performance of Steel Bridge Piers Made of Mild Steel and Partially Stiffened by High Strength Steel

Jun OKADA, Toshiyuki KITADA and Nobuhito OCHI

Dealt with in this paper is the seismic performance consisting of the ultimate strength and ductility of steel bridge piers made of mild steel and partially stiffened by high strength steel subjected to strong earthquakes like the Hyogo-ken Nanbu Earthquake. Firstly, elasto-plastic and finite displacement analysis is carried out, for the following four cases : (1)An ordinary bridge pier made of mild steel, (2)a bridge pier made of high strength steel around the corners of the box cross section and mild steel in the other parts, (3)a bridge pier with the plate panels made of mild steel and the longitudinal stiffness made of high strength steel, (4)a bridge pier made of high strength steel. Secondly, elasto-plastic and dynamic response analysis is carried out by applying the seismic acceleration waves with various maximum values to these steel bridge piers in order to investigate these seismic performance.