

地震荷重を受ける単柱形式鋼製橋脚柱の損傷の程度と最大入力加速度との関係について

大阪市立大学大学院 学生員○岡田 潤
 大阪市立大学工学部 正員 北田俊行

1. まえがき 本研究においては、一自由度系振動体としてモデル化された鋼製橋脚の柱としての座屈と構成板パネルの局部座屈とを考慮した弾塑性動的応答を解析し得る既開発プログラム USSP・D¹⁾を用いてパラメトリックな解析を行い、種々の地震加速度を入力して得られた鋼製橋脚の局部座屈変形から、鋼製橋脚の設計上の終局限界状態、補修可能な限界状態、および使用限界状態の判定基準を明らかにするための参考資料を入手することを目的とする。

2. 解析モデル 図-1 に示すような補剛箱形断面を有する片持柱を対象とした。図-2 に示すように、対象とした柱の構造、載荷荷重、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・D のための解析モデルを設定した。この解析モデルにおいて、載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を載荷した状態で、以下で述べる振動解析から求まる地震動に伴う水平方向 (y 軸方向) の応答変位を各時間ステップごとに入力する。

一方、この解析モデルは、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。

なお、本研究で用いた解析モデルは、文献 2) で用いられた解析モデル d-h ($\gamma/\gamma^*=0.67$, γ : 縦補剛材剛比, γ^* : 必要最小剛比), および d-m ($\gamma/\gamma^*=3.0$) に載荷方法のみを変更したものである。それらの諸元を表-1 に示す。また、モデル化は、以下の仮定を考慮して行った。

- i) 応力-ひずみ関係: 引張試験結果より得られた応力-ひずみ曲線に適合するように、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近似する。
- ii) 硬化則: 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する。
- iii) 初期不整: 今回の解析では、無視する。
- iv) 減衰定数: 全ての解析モデルで、減衰定数 h を、0.05 に設定した。
- v) 載荷方法: 兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅近傍の地盤で観測された

南北方向の地震加速度波の振幅を n 倍 ($n=0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.4, \text{および} 1.6$) した 7 ケースについて、弾塑性動的応答解析を行う(解析モデル D_067, および D_3)。また、同一モデルに水平一方向の静的漸増変位を載荷した弾塑性有限変位解析も行う(解析モデル S_067, および S_3)。その他、詳細については、文献 2) を参照されたい。このようにして作成した解析モデルの総節点数は 1,360 で、総要素数は 2,540 となった。

3. 解析結果 まず、各地震加速度波を入力して行った弾塑性動的応答解析により得られた最大応答変位 δ_{max} および残留変位 δ_R をまとめて図-3 および図-4 に、それぞれ示す。図-3 より、 $n=0.8$ の時、最大応答変位 δ_{max} は、解析モデル D_067 において 4.271 δ_Y に、解析モデル D_3 において 4.172 δ_Y と

キーワード: 終局限界状態, 弾塑性動的応答解析, 鋼製橋脚, 局部座屈

連絡先: 〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138 大阪市立大学工学部土木工学科 TEL:06-6605-2735 FAX:06-6605-2765

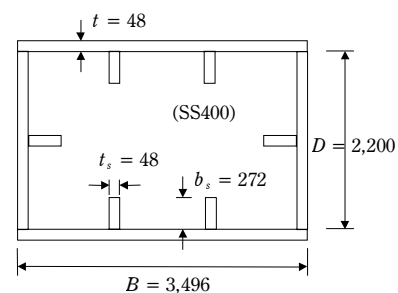


図-1 解析モデルの柱断面(寸法: mm)

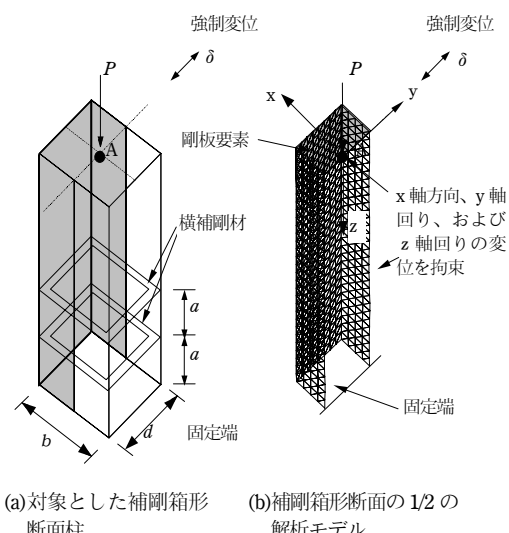


図-2 解析モデル

表-1 解析モデルの諸元

解析モデル名	S_067	S_3	D_067	D_3	
柱高さ	L (mm)	14,776	14,776	14,776	14,776
補剛板全体の幅厚比パラメータ	R_F	0.575	0.292	0.575	0.292
板パネルの幅厚比パラメータ	R_R	0.481	0.481	0.481	0.481
縦補剛材剛比	γ/γ^*	0.67	3.0	0.67	3.0
横補剛材間隔	a (mm)	344.8	168.0	344.8	168.0
細長比パラメータ	λ	0.378	0.378	0.378	0.378
軸方向力比	P/N_p	0.113	0.113	0.113	0.113
ヤング係数	E (N/mm ²)	2.06×10^5	2.06×10^5	2.06×10^5	2.06×10^5
ポアソン比	ν	0.3	0.3	0.3	0.3
降伏点	σ_Y (N/mm ²)	308.7	308.7	308.7	308.7
降伏水平変位	δ_Y (mm)	8.26	8.26	8.26	8.26
降伏水平荷重	H_Y (kN)	9,236.7	9,236.7	9,236.7	9,236.7
上部構造質量	M (N·S ² /cm)	22,420.4	22,420.4	22,420.4	22,420.4
減衰係数	C (kN·s/cm)	15.36	15.36	15.36	15.36
固有振動周期	T (sec)	0.91	0.91	0.91	0.91
載荷条件		静的漸増変位載荷		JR鷹取地震波の0.4~1.6倍の7ケース	

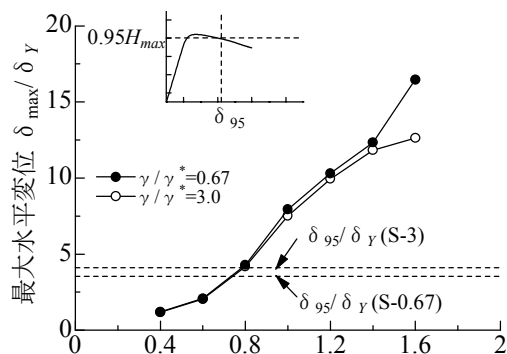
JR鷹取地震波に対する入力地震波の最大加速度の比率 n

図-3 最大応答変位

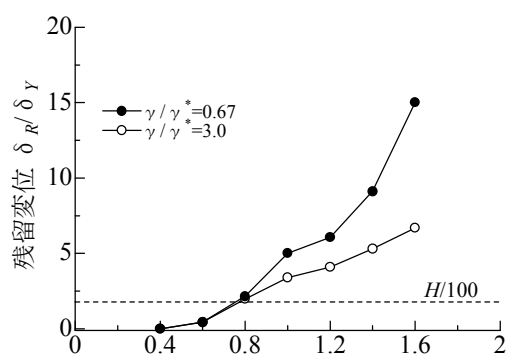
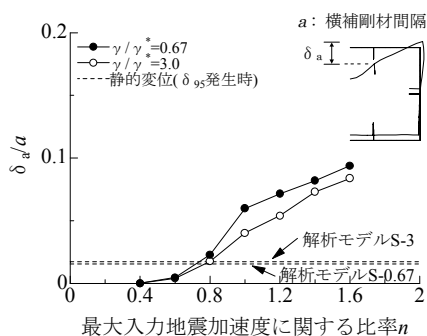
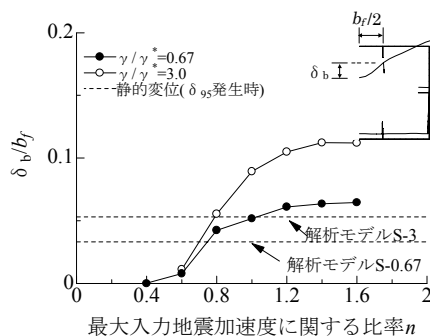
JR鷹取地震波に対する入力地震波の最大加速度の比率 n

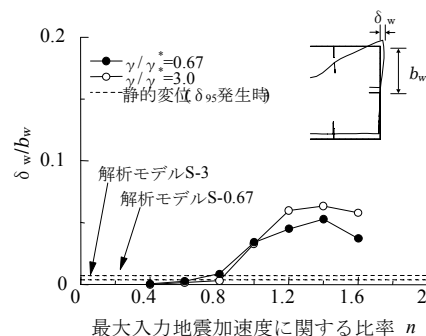
図-4 残留変位

最大入力地震加速度に関する比率 n

(a)補剛板全体の座屈変位

最大入力地震加速度に関する比率 n

(b)フランジ板パネルの座屈変位

最大入力地震加速度に関する比率 n

(c)腹板・板パネルの座屈変位

図-5 最大応答変位発生時における柱基部付近の補剛断面の変形状況

なった。この値は、 $5\delta_Y$ より小さいものの、それぞれ解析モデル S_067 および S_3 から得られた δ_{95}/δ_Y より大きな値をとる。ここで、 δ_{95}/δ_Y は、図-3 に示されているように、静的漸増変位を载荷した際に得られる水平荷重-水平変位曲線がピークを過ぎ、 $0.95H_{max}$ まで低下した点の水平変位 δ_{95} を降伏水平変位 δ_Y で無次元化したものである。また、図-4 より、 $n=0.8$ のとき、残留変位も文献 3) に示されている許容残留変位 $H/100$ より大きな値をとる。

つぎに、最大応答変位が発生した時刻における柱基部で最も大きく座屈変形した断面に着目して、その断面の座屈変位の変化状況を図-5 に示す。補剛板全体の変位 δ_a/a に着目したものを図-5(a)に、フランジの縦補剛材間の板パネルの変位 δ_b/b_f に着目したものを図-5(b)に、腹板の縦補剛材間の板パネルの変位 δ_w/b_w に着目したものを図-5(c)に示す。図-5(a)および(b)より、 $n=0.8$ を越えると、縦補剛材剛比の値に関わらず、その座屈変位は著しく大きくなり、静的変位载荷より得られた δ_{95} が発生したときの変形量と比較して、補剛板全体の変形量、およびフランジ板パネルの変形量ともに大きくなった。また図-5(c)より、腹板・板パネルの変形は、 $n=0.8\sim 1.0$ を境に著しく大きくなるのがわかる。

4. まとめ

本研究より得られた主な結論、および今後の課題をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 最大応答変位が δ_{95} を越えると、その補剛板全体およびフランジ板パネルにおける座屈変位は、縦補剛材剛比にかかわらず著しく大きくなる。
- 2) 振幅のみ異なり、その他は同じ地震加速度による応答解析を行った結果、その最大応答変位発生時における柱基部付近の補剛断面の座屈変形量は、地震加速度波の振幅がある値以上になると急激に大きくなるのがわかる。
- 3) 本研究で用いた解析モデルにおいては、柱基部補剛断面における変形状況、および残留変位の値より、 $n=0.4$ 、すなわち、最大応答変位が約 $1.2\delta_Y$ の時が使用限界状態であると考えられる。

参考文献

- 1) 北田俊行・中井 博・狩野正人・岡田 潤：単柱形式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。
- 2) 岡田 潤，北田俊行，山野敏郎：地震荷重を受ける薄肉鋼製橋脚の変形性能に及ぼす縦補剛材剛比の影響，第 3 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.69-76，2000。
- 3) 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。