

6. 地震応答の評価と終局耐震設計法

6. 1 極限性状照査用の地震動

6. 1. 1 道路橋示方書における保有水平耐力照査用水平震度

平成2年に改訂された道路橋示方書V耐震設計編においては、第5章の「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」において、この照査に用いる水平震度を以下のよ
うに定めている。

$$k_{hc} = C_Z \cdot C_I \cdot C_R \cdot k_{hc0}$$

ここに、

k_{hc} : 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

k_{hc0} : 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値(1.0とする)

C_Z : 地域別補正係数(1.0, 0.85, 0.7)

C_I : 構造物の重要度別補正係数(1.0, 0.8)

C_R : 振動特性格別補正係数であり、地盤種別ごとに、復元力特性の割線剛性
(P_y / δ_y) から算出される等価固有周期 T_{eq} に応じて図6.1.1の値とする。

上記の水平震度は、鉄筋コンクリート橋脚を対象として定められたものであり、震度法による水平震度の約3.3~3.5倍の値となっている。鋼構造物においても、その極限性状を照査する際、1つの目安となる地震力を与えるものを考えてよいものと見られる。

このように大きな地震力を、設計においても考慮する背景は、次のとおりである。

地震動の強さとしては、大正12年の関東地震級のものを想定している。関東地震による地盤の加速度は、その後の各種研究の成果によれば、0.3G~0.4Gと推定されている。地震動による橋梁の応答加速度は、地盤種別ごとに橋の固有周期、減衰特性等によって変化するが、一般には、地盤の加速度の2~3倍程度になる。ただし、これは橋が弾性挙動を
示した場合であり、非線形挙動を示す場合には、これよりも低下するため、許容塑性率に
応じて地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度を低減させることとしている。

したがって、0.3G~0.4Gの地震動に対して、橋が弾性挙動をすれば、その橋に
生じる加速度はおおむね1G程度となることから、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計
水平震度の標準値 k_{hc0} を1.0としたものである。なお、標準値 k_{hc0} を定めるに際しては、
建築基準法施行令における必要保有水平耐力を計算する場合の標準せん断力係数の規定や、
諸外国における橋の設計水平震度の規定等も参考としている。

振動特性格別補正係数 C_R は、地盤種別および橋の等価固有周期による橋の振動特性の相違
を補正するための係数であり、基本的には震度法の設計水平震度における地盤別補正係数
および固有周期別補正係数に対応するものである。ただし、大地震時には長周期成分が卓
越して含まれることから、振動特性格別補正係数では長周期領域において係数を低減させ始
める固有周期を、震度法の設計水平震度において別補正係数よりも長くし、安全側の結果
が得られるようにした。

なお、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の下限値を0.3としたのは、地震動に含まれる長周期成分の影響を考慮し、長周期領域においても中間周期領域における設計水平震度を大きく下回らないようにするという判断によったものである。

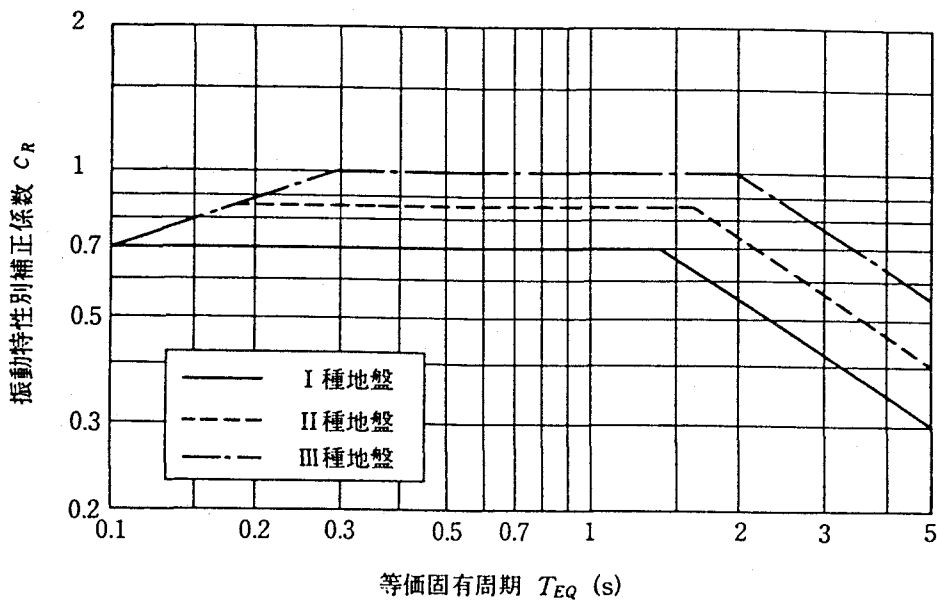


図6.1.1 振動特性格補正係数

6. 1. 2 長周期地震動

道路橋示方書V耐震設計編では、通常スパン長200m以下の橋梁を対象としている。最近ではスパン長が数100mの斜張橋や、同長が2000mに近い明石海峡大橋などが建設されている。これらの基礎固有周期は数秒から20秒に近く、極めて長いものである。設計水平震度は、速度応答スペクトル一定の考えから固有周期に逆比例して低減させる場合が一般的であるから、長周期域では極めて低い値となる。こうしたことから、長大橋の設計において風荷重が地震荷重を上回るケースも良く見受けられる。しかしながら、斜張橋や吊橋のタワーは、構造系の中でも最重要構成要素であり、耐震安全性の十分な検討が必要である。しかるにこうした長周期域での地震力の決定には、マグニチュードが8に近い大規模地震による、震源に近い観測点での、長周期での精度の良い記録が必要となるが、これらのデータは極めて少ないのが現状である。

こうしたことから、長周期域での地震力の評価にあたっては、小地震の記録を相似則によって合成し、大地震による地震動を推定する半経験的手法が有効である。図6.1.2では、明石大橋近傍で期待される最大級の大規模地震による長周期地震動による加速度応答スペクトルを、小さな観測地震記録の合成から推定したものを、弾性設計スペクトルと比較したものである。弾性設計スペクトルを上回る場合が若干見られるが、こうした場合は極限耐力の評価などにより、終局状態の安全性の検討が必要である。

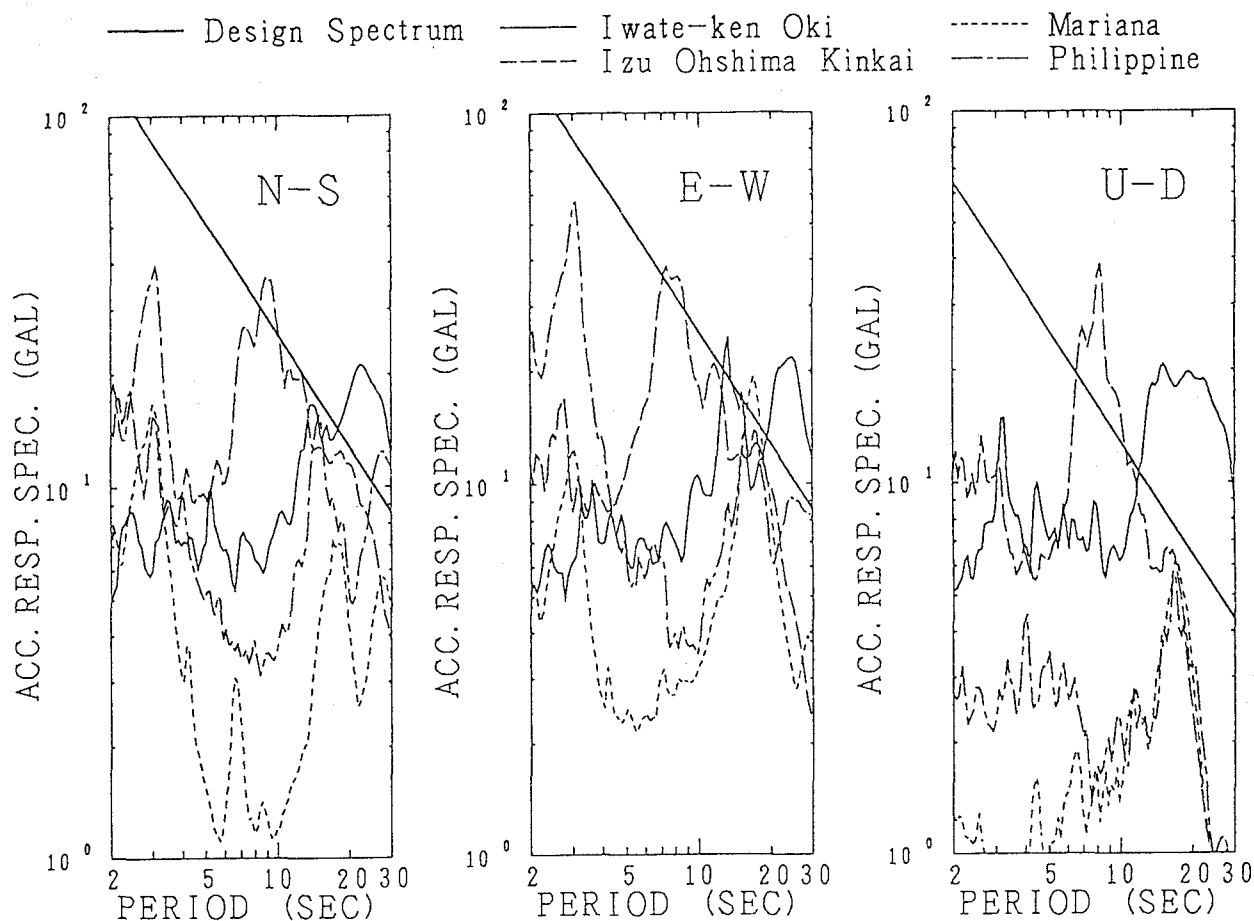


図6.1.2 Response spectra of synthesized waves and design spectra of Akashi Kaikyo Ohashi bridge.

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書 V耐震設計編, 丸善, 平成2年.
- 2) Iemura, H., M. Yasuda, K. Izuno and Y. Yamada: Aseismic Design of The Akashi Kaikyo Bridge with Multi-Support Long-Period Ground Motion, Proc. of Int. Nat. Workshop on Technology for Hong Kong's Infrastructure Development, 1991.

6. 2 構造物の弾塑性地震応答

6. 2. 1 地震応答の評価法

構造物の非弾性域に及ぶ地震応答の評価法は大別して、(1)厳密解としての直接数値積分法、(2)第1次近似解としての等価線形化解法および(3)各種の簡便法、などがある。本節ではこれらについてその概要を述べる。

(1) 直接数値積分法

構造物の地震応答が降伏点をこえて塑性域に及ぶと、変位 u_i と復元力 $f_i(u_i)$ の関係は履歴特性を有するようになる。履歴形状が材料、構成、断面形状、載荷条件などによっ

て異なってくるのは当然であり、各種の履歴モデルが提案されている。図6.2.1.1に示したバイリニア型特性は、最も単純な履歴形状である。こうした非弾性構造物の地震応答解析にあたっては、たたみ込み積分やモーダルアナリシスを適用できないので、直接数値積分法が用いられている。

今弾塑性の復元力ベクトル $F(\{u_i\})$ を有する多自由度系の運動方程式として次式を考える。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + F(\{u_i\}) = -[M]\{1\}\ddot{z} \quad (6.2.1.1)$$

上式を数値積分法により解き時刻歴型の地震応答を求める。このため、応答の時間軸を微小時間 h に区切り、第 n 番目および第 $n+1$ 番目の関係を Newmark の β 法の考え方に従って求めると第 $n+1$ 番目における加速度応答は次のようになる。

$$\begin{aligned} \{u_{n+1}\} &= \{u_n\} + \{\dot{u}_n\}\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\{\ddot{u}_n\}\Delta t^2 + \beta\{\ddot{u}_{n+1}\}\Delta t^2 \\ \{\dot{u}_{n+1}\} &= \{\dot{u}_n\} + \frac{1}{2}[\{\ddot{u}_n\} + \{\ddot{u}_{n+1}\}]\Delta t \\ \{\ddot{u}_{n+1}\} &= -[M]^{-1}[C]\{\dot{u}_{n+1}\} - [M]^{-1}F(\{u_{n+1}\}) - \{1\}\ddot{z} \end{aligned} \quad (6.2.1.2)$$

上式の関係を用いて各ステップの応答値を逐次に求めていくことができる。直接数値積分法としてはこのほかに中央差分法、Runge・Kutta法などがある [Clough and Penzien 1975]。

(2) 等価線形化法

非弾性構造物の地震応答を精度よく評価するためには、前述の直接数値積分法によらねばならないが、最大応答値などを、近似的に評価する場合には、等価線形化法の利用が有効である。

等価線形化法には、線形化の規範の差より、各種のものが提案されている。最も合理的であると考えられるのは、履歴復元力特性 $f(u)$ を $\beta_e \dot{u} + k_e u$ なる線形の減衰力と復元力とに置換したときの2乗誤差を最小とする規範であり、 β_e , k_e は次式より求められる。 [Caughey 1968]。

$$\beta_e(u_0) = \frac{\int f \dot{u} dt}{\int f \dot{u}^2 dt}, \quad k_e(u_0) = \frac{\int f u dt}{\int f u^2 dt} \quad (6.2.1.3)$$

ここに、 \int は1周期間の積分を表す。上式より得られる等価線形系は、元の履歴振動系と同一のエネルギーを消費するとともに、同一の振動数において共振曲線のピークを有するという物理的な意義をも有していることが知られている [Goto and Iemura 1973]。

また $k_e(u_0)$ を原点と履歴のピークを結ぶ直線の勾配であると簡単に仮定した場合、式(6.2.1.3)の β_e から、周知の等価減衰定数 h_{eq} が次のように得られる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_0} \right) \quad (6.2.1.4)$$

ここに ΔW はループの面積、 W_e はピークにおける弾性ポテンシャルエネルギーである。

(3) 弾塑性耐震設計に用いる省略化法

a. 等価線形化法 弾性設計震度を上まわる地震動により、構造物が示す最大塑性率応答値 μ を予測することが、弾塑性耐震設計法の基本である。比較的簡便な予測手法としては、等価線形化法が考えられる。この方法ではまず応答変位 u_0 を仮定し、それに対応した等価固有周期 T_{eq} は、図6.2.1.2に示された等価剛度 k_e から算出する。一方等価減衰定数 h_{eq} は、塑性率 $\mu(=u_0/u_y)$ の関数として得られる。柴田は、鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊試験結果などから、次式を提案している〔柴田 1981〕。

$$h_{eq} = 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.02 \quad (6.2.1.5)$$

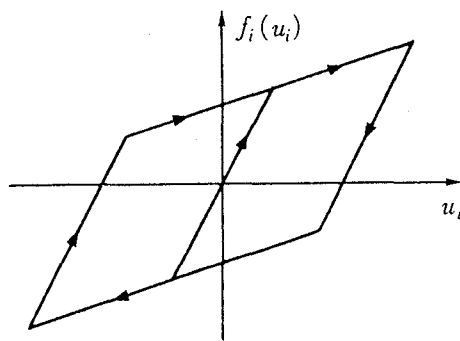


図6.2.1.1 バイリニア型弾塑性復元力特性(Bi-linear hysteresis loop)

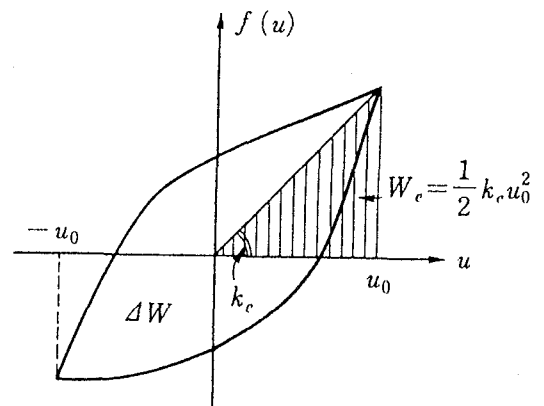


図6.2.1.2 等価剛度とポテンシャルエネルギー (Equivalent stiffness and potential energy)

T_{eq} , h_{eq} が定まれば、応答変位 u_0' をあらかじめ準備した変位応答スペクトルより読み取ることが出来る。 u_0 と u_0' とがほぼ等しくなるまで繰り返し計算を行えば、最大塑性率応答 μ を評価でき、耐震安全性判定のための重要な指標を得ることができる。

b. Newmarkの弾塑性応答スペクトル 構造物が大きな塑性率応答に対しても安全であると判断される場合には、構造物の降伏強度を大きく低下させた設計が可能であると判断される。VeletsosとNewmarkは、与えられた地震に対して、一定の最大塑性率応答 μ となる降伏強度を、応答スペクトルと同様の図に示した〔Veletsos et al 1965〕。図6.2.1.3にその一例を示したが、 μ が大きいほど低い値を示している。この図の結果から、アメリカの耐震設計基準のほとんどでは、許容される塑性率(変形性能とも呼ばれる)に応じて、弾性設計震度を低減することになっている。

c. エネルギー一定則 弾性系の最大応答から弾塑性系のそれを予測できれば、設計上非常に簡便である。エネルギー一定則は、弾性系の最大応答時におけるポテンシャルエネルギーが、弾塑性系のそれに等しいとする条件から、最大塑性率応答 μ を近似的に予測しようとするものである。いま図6.2.1.4において、 $\Delta OBC = \square OADE$ なる条件より、 μ は次のように求まる。

$$\mu = \frac{u_N}{u_Y} = \frac{1}{2} \left[1 + \left(\frac{u_L}{u_Y} \right)^2 \right] \quad (6.2.1.6)$$

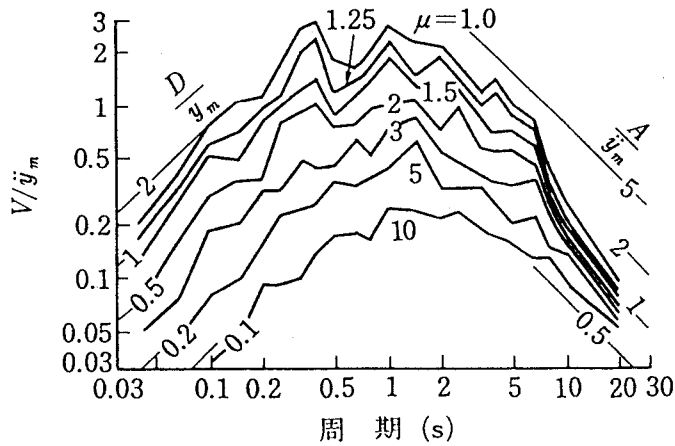


図6.2.1.3 Newmarkの弾塑性応答スペクトル^[12]
(Inelastic response spectra proposed by Newmark)

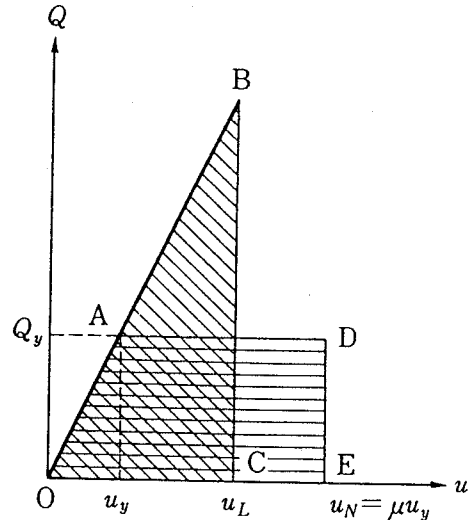


図6.2.1.4 ポテンシャルエネルギー一定則
(Rule of constant potential energy)

上式の関係は静的な場合を対象としたものであるから、地震応答の評価式としては、あくまでも第1次的な近似式である。非弾性振動系であっても、地震動の周波数特性の影響を受けるから、動特性の影響を無視した式(6.2.1.6)の関係は振動系の固有周期のより若干異なったものとなることに注意しなければならない。式(6.2.1.6)の関係から

$$\frac{Q_y}{Q_L} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (6.2.1.7)$$

が得られ、道路橋示方書に示されている、じん性率 μ が確保された場合の設計震度の低減率となる。

参考文献

- 1) Clough, R. W. and J. Penzien: Dynamics of Structures, McGraw-Hill, 1975.
- 2) Caughey, T. K.: Equivalent linearization techniques, Journal of ASA, Vol. 35, No. 11, 1968.
- 3) Goto, H. and H. Iemura: Linearization techniques for earthquake response of simple hysteretic structures, Proc. of JSCE, No. 212, 1973.
- 4) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.
- 5) Veletsos, A. S., N. M. Newmark and C. V. Chelapati: Deformation Spectra for elastic and elasto-plastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, Proc. of 3rd WCEE, Vol. II, 1965.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書 V耐震設計編, 丸善, 平成2年.

6.2.2 鋼製橋脚モデルの弾塑性地震応答解析

(a) 解析の概要

都市内高速道路高架橋などに用いられる鋼製橋脚の合理的な終局耐震設計法を確立するためには、繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の復元力特性などを実験的に明らかにするほか、実際的な諸元の鋼製橋脚モデルが実地震入力を受ける場合の基本的な弾塑性動的応答性状を調べておく必要があると考えられる。

そこで本項では、鋼製橋脚を上部構造の死荷重とそれによる質量を頂部に有する片持ち柱にモデル化し、モデル地震の作用を受ける場合の動的応答性状を、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮した平面骨組のための弾塑性動的応答解析法を用いて種々検討した結果を示す。

(b) 解析モデルと解析方法

高架橋などに用いられる鋼製橋脚においては、立地場所のスペースの制約などから、単柱形式が採用される場合もある¹⁾。このような形式の高橋脚では、特に頂部に上部構造の大きな質量を有するために、終局強度設計の立場から地震時の動的応答性状が、特に問題になると予想される。

そこで本項では、単柱形式の鋼製橋脚を対象とし、図6.2.2.1に示すように、これを頂部に上部構造の死荷重とその質量を有する片持ち柱にモデル化して、地震時の弾塑性応答性状を調べる。橋脚高さ $L=20\text{m}$ の正方形箱型断面を有する等断面柱を基準モデルとし、その断面は道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編、Ⅴ耐震設計編）²⁾「以下、道示Ⅱ、Ⅴとする。」に基づいて、Ⅰ～Ⅲ種地盤に対して概略許容応力度法により設計した。

許容応力度法に基づく断面設計は以下のような手順によって行った。ただし、鋼材はSS

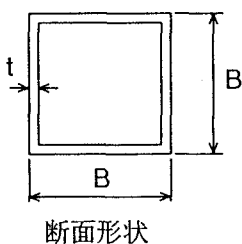
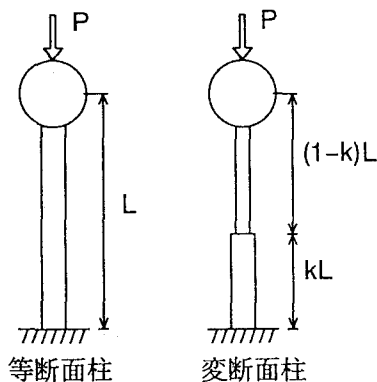


図6.2.2.1 解析モデル

400相当とし、降伏応力度 σ_y を 2400kgf/cm^2 とした。また、入力地震波は一方向のみに作用させ、断面には一方向のみの曲げモーメントが生じる場合を考える。

1) 柱断面の降伏軸力 P_y の0.1倍の軸力を生じさせる上部構造死荷重に対応した質量を有する片持ち柱の1次固有周期を、道示Ⅴの式(3.3.1)に基づいて算定する。この場合、

表6.2.2.1 解析モデルの断面諸元

タイプ	等断面or 変断面柱	k	B (m)	t (mm)	A (m^2)	I (m^4)	T_1 (sec)
SP1-0	等断面柱	1.0	2.0	50	0.39	0.2473	1.423
SP2-0	"	1.0	2.8	50	0.55	0.6935	1.002
SP3-0	"	1.0	3.3	50	0.65	1.1445	0.846
SP1-3	変断面柱	0.3	2.0	50	0.39	0.2473	1.567
SP1-4	"	0.4		1.514			
SP1-5	"	0.5		1.474			

変断面柱の場合、上段が基部、下段が断面変化点の値である。

上部構造の質量は柱頂部に位置するものとし、また橋脚の質量は無視する。

- 2) 設計水平震度を道示Vの4.2項、式(4.2.1)により算定する。ここで、地域別補正係数 c_z 、重要度別補正係数 c_i はどちらも1.0とし、地盤別補正係数 c_g および固有周期別補正係数 c_r はそれぞれの地盤種別および固有周期に応じて定める。
- 3) 求められた設計水平震度と上部構造の重量から慣性力を求め、この慣性力による基部断面の曲げモーメントにより生ずる曲げ圧縮応力度と上部構造の死荷重による軸圧縮応力度が、それぞれ道示IIの2.2項に規定された許容応力度を満足する。この場合、許容応力度の算定に際しては、地震時の割り増し係数1.5を考慮する。
- 4) さらに道示IIの3.3項に規定される軸力と曲げモーメントを同時に受ける場合の安定性の照査式(3.3.4)の値が0.8程度になるような断面を試算した。ただし、断面には補剛材を配置しないものとした。

また、I種地盤に対して設計された等断面柱において、図6.2.2.1に示すように柱基部から適当な高さで断面を変えた変断面柱についても検討した。

ここで採用した弾塑性動的応答解析法は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮したはり要素の有限要素法とニューマークの β 法($\beta=1/4$)および修正ニュートンラフソン法を併用した平面骨組のための動的応答解析法である³⁾。解析に際しては、鋼材の応力ひずみ関係を完全弾塑性型にモデル化し、除荷が生じた場合には弾性除荷経路をたどるものとしている。有限要素解析における柱の要素分割数は10としているが、塑性域の広がり方を考慮するために、1つの要素を長さ方向および断面方向にさらに細かく分割している。また、粘性減衰としてはレーリー減衰を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h=2\%$ を基準とした。

表6.2.2.1には、地盤種別に応じて設計された等断面柱の断面諸元、変断面柱の諸元および固有値解析により求められた橋脚モデルの1次固有周期 T_1 を示している。表中、タイプの欄の1つめの数字は、対応する地盤種別を表し、2つめの数字は、0が等断面柱、3、4、5はそれぞれ $k=0.3$ 、 0.4 、 0.5 の位置で断面が変化する変断面柱を表している。

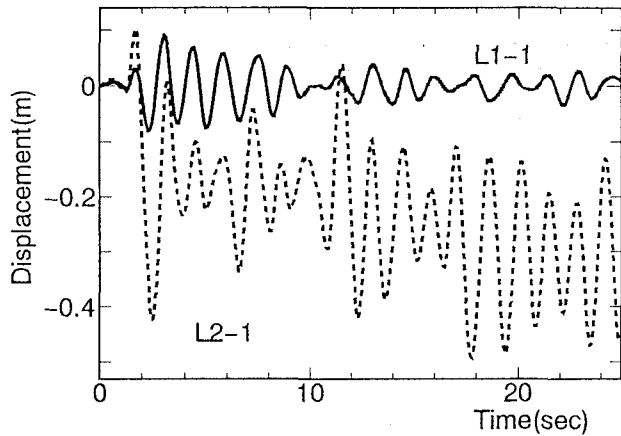
(c)地震波

動的応答解析に際して、道示Vに示されているI～III種地盤用の時刻歴応答解析用標準波形(レベル1)と鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査用加速度応答スペクトルに対応するレベル2の波形を入力地震波として用いた(6.1項参照)。構造物への地震入力位置は橋脚基部としている。

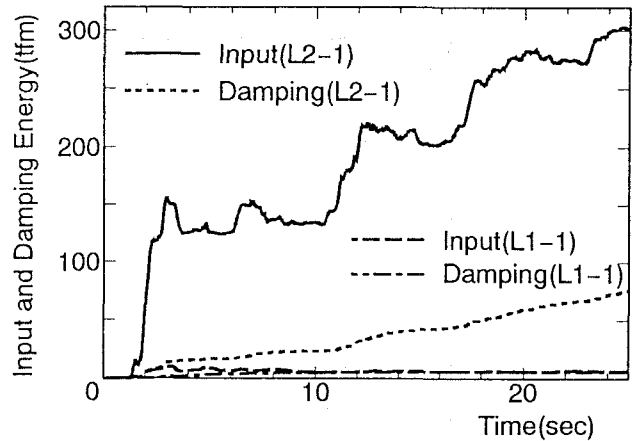
(d)解析結果

表6.2.2.1に示した諸元を有する鋼製橋脚モデルが、上述のI～III種地盤用のレベル1およびレベル2の地震入力を受けた場合の基本的な動的応答性状を調べた。

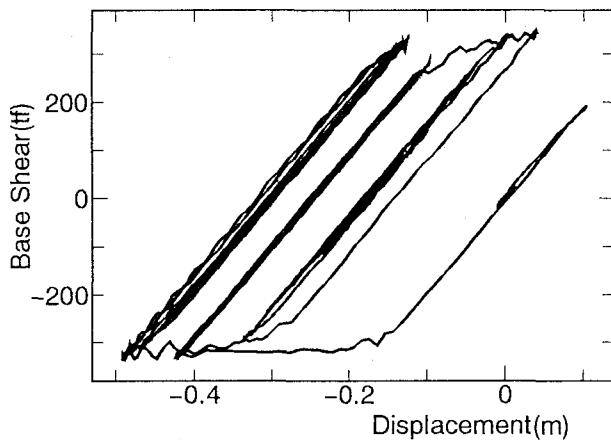
図6.2.2.2(a)には、I種地盤用レベル1および2の地震波に対する等断面柱の柱頂部の水平方向変位の時刻歴曲線を示している。実線はレベル1、点線はレベル2の応答曲線である。レベル1に対する変位応答に比べてレベル2に対する変位応答は振幅が大きくなり、また、1方向に大きい残留変位が生じていることがわかる。一方、図6.2.2.2(b)は同じ解析結果から得られる入力エネルギーおよび粘性減衰により消費されるエネルギーの累積時



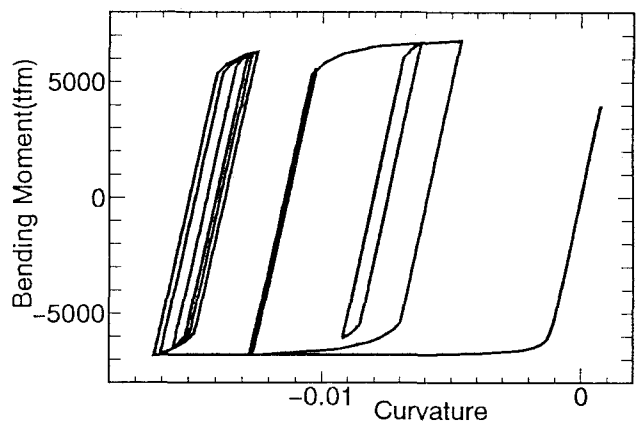
(a) 水平変位の時刻歴曲線



(b) エネルギー累積時刻歴曲線



(c) ベースシアと水平変位の関係



(d) 曲げモーメントと曲率の関係

図6.2.2.2 等断面柱のI種地盤用地震波に対する応答

時刻歴曲線を示す。縦軸はエネルギー量で、横軸は経過時間である。レベル2の地震入力による累積入力エネルギーは時間の経過とともにしだいに増大する傾向があり、レベル1と比較して格段にエネルギー入力量が多い。また、粘性減衰（1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h=2\%$ ）によって吸収されるエネルギー量も比較的大きいことがわかる。

次に図6.2.2.2(c)には、レベル2の地震入力に対するベースシアと柱頂部の水平変位の履歴ループを示す。縦軸はベースシアであり、横軸は柱頂部の水平変位である。この計算例では、履歴ループはほぼバイリニヤー型の復元力特性を示しており、静的圧縮軸力の作用による劣化の影響はほとんど認められない。一方図6.2.2.2(d)はその場合の基部断面の曲げモーメントと曲率の関係を示す。縦軸は曲げモーメント、横軸は曲率を表している。ベースシアと柱頂部の水平変位の関係に比較して、降伏後の塑性変形量が非常に大きく、基部断面に塑性化が大きく集中していることがわかる。

地盤種別、等断面と変断面、減衰定数などをパラメーターとした解析の結果によって得られた最大応答値を表6.2.2.2にまとめる。この表では、柱頂部の最大水平変位 δ_{max} 、基部および断面変化点の断面の最大曲げモーメント M_{max} および最大曲率 ϕ_{max} 、基部の最大水平反力 H_{max} 、最大累積入力エネルギー E_{max} および最大粘性減衰エネルギー D_{max} をそれぞれ無次元化して示している。ここに、 M_v 、 ϕ_v は軸力の影響を考慮した降伏曲げモーメントと

表6.2.2.2 解析において得られた最大応答値

タイプ	入力地震波	h %	δ_{max}/L %	$\frac{M_{max}}{M_Y}$	$\frac{\phi_{max}}{\phi_Y}$	$\frac{H_{max}}{H_Y}$	$\frac{E_{max}}{E_Y}$	$\frac{D_{max}}{E_{max}}$
SP1-0	L1-1	2	0.461	0.669	0.670	0.656	0.574	0.621
SP2-0	L1-2	2	0.485	0.989	0.991	0.985	2.306	0.881
SP3-0	L1-3	2	0.314	0.755	0.757	0.757	1.361	0.917
SP1-0	L2-1	0	2.579	1.275	17.099	1.304	16.51	0.004
SP1-0	L2-1	2	2.457	1.274	15.838	1.296	16.581	0.252
SP1-0	L2-1	5	2.088	1.274	12.269	1.279	15.516	0.51
SP2-0	L2-2	2	1.194	1.264	9.282	1.299	20.025	0.31
SP3-0	L2-3	2	0.957	1.261	15.906	1.306	34.015	0.343
SP1-3	L2-1	2	3.091	1.143	1.269	1.163	12.803	0.222
				1.353	30.053			
SP1-4	L2-1	2	2.138	1.273	9.640	1.267	11.667	0.266
				1.337	4.366			
SP1-5	L2-1	2	2.27	1.274	13.261	1.277	12.836	0.276
				1.154	1.284			

変断面柱の場合、上段が基部、下段が断面変化点の値である。

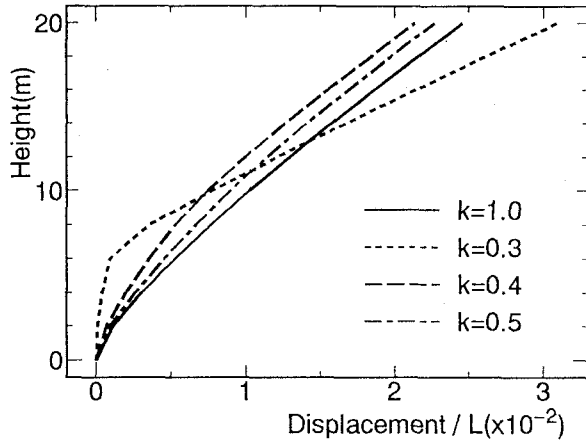
降伏曲率、 $H_Y=M_Y/L$ で表される降伏水平反力、 $E_Y=H_Y \delta_Y/2$ (δ_Y :柱の頂部に H_Y が水平に作用したときの柱頂部のたわみ、変断面柱の場合には対応する等断面柱の値を用いた)となる降伏ひずみエネルギーである。また、入力地震波の欄のたとえばL2-1は、レベル2のI種地盤用地震波に対する応答であることを示している。

この表において、レベル1の地震波に対する等断面柱の結果に着目すると、地盤種別によって各応答値にはばらつきがあるものの、 E_{max} 以外は1.0を越えない。また、入力エネルギー (E_{max})のほとんどは粘性減衰によって吸収されていることがわかる。

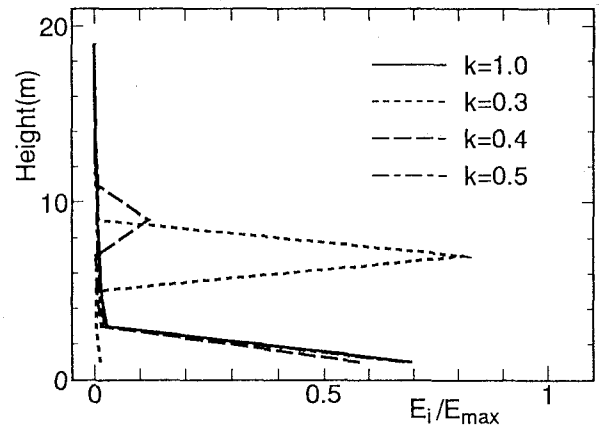
一方、レベル2の地震波に対する等断面柱の結果では、レベル1の結果に比較して各応答値は非常に大きく、特に最大曲率、最大累積入力エネルギーは格段に大きくなっていることがわかる。また、I種地盤の場合に比較して、II、III種地盤の場合には、エネルギー入力量は大きい、最大曲率などはそれほど大きくない。これは、塑性変形が一方向に大きくなるのではなく、系の復元力特性が履歴ループを描くことによってエネルギーが吸収されるためである。さらに、地盤種別によらず粘性減衰によるエネルギー吸収も比較的大きく、 $h=2\%$ の場合には入力エネルギー量の30%程度、 $h=5\%$ の場合には50%程度が粘性減衰エネルギーによって吸収されていることがわかる。

レベル2に対する変断面柱の結果では、 $k=0.3$ の場合、基部断面に比較して断面変化点の最大曲率が非常に大きく、 $k=0.5$ の場合には、逆に断面変化点よりも基部断面の最大曲率がかなり大きくなっている。これに対して、 $k=0.4$ の場合には、基部および断面変化点の両方の断面が塑性化してエネルギーを吸収するため、結果的に最大水平変位、基部断面の最大曲率などは等断面柱の値よりも小さくなっていることがわかる。

図6.2.2.3(a)には、変断面柱の断面変化の位置が図6.2.2.1に示すように $k=0.3$ 、 0.4 、 0.5 の位置で変わる場合、I種地盤用レベル2の地震入力に対する水平方向の変位モードを柱頂部の水平変位が最大の時について示している。縦軸は柱の高さ位置を、横軸は柱高さ L で



(a) 水平変位モード



(b) 柱高さ方向の吸収ひずみエネルギー分布

図6.2.2.3 変断面柱の水平変位モードおよび吸収ひずみエネルギー分布

無次元化した水平変位を表し、 $k=1.0$ として等断面柱の場合も示している。柱頂部の水平変位は $k=0.3$ のときに最も大きく、 $k=0.4$ のときに最も小さい。また、 $k=0.3$ の場合には、断面変化点で柱が折れ曲がったような変位モードになっていることがわかる。次に、図6.2.2.3(b)は柱高さ方向の吸収ひずみエネルギー分布を示している。縦軸は有限要素解析における分割要素の高さ位置を、横軸は各要素の吸収ひずみエネルギー E_i を累積入力エネルギーの最大値 E_{max} で無次元化して表している。この図から、 $k=1.0$

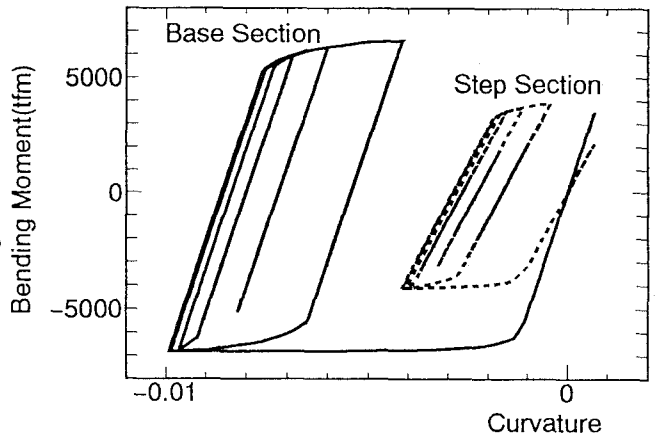


図6.2.2.4 変断面柱の曲げモーメントと曲率の関係

および $k=0.5$ の場合には吸収エネルギーはほとんど基部の要素によって起こり、 $k=0.3$ の場合には断面変化点のすぐ上の要素によってエネルギーが大きく吸収されることがわかる。これに対して、 $k=0.4$ の場合には基部の要素と断面変化点の要素の両方でエネルギー吸収が起こり、それだけ基部の要素の吸収エネルギーの分担が減少している。図6.2.2.4は、 $k=0.4$ の変断面柱の場合について、基部断面および断面変化点の曲げモーメントと曲率の関係を実線および点線で示している。基部と断面変化点の両方の断面が履歴ループを描いてエネルギーをそれぞれ吸収していることがわかる。

《参考文献》

- 1) 中井博・北田俊行・河井章好・酒造敏廣・吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上）、橋梁と基礎、Vol.16, No.2, pp.35-40, 1987.6.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、II鋼橋編、V耐震設計編、丸善、1990.2.
- 3) Kuranishi, S. and Nakajima, A. : Dynamic strength characteristics of axially loaded columns subjected to periodic lateral acceleration, Proc. of JSCE, No. 341, pp.41-49, 1984.1.

6. 2. 3 斜張橋の弾塑性解析

1) 解析対象モデル

解析モデルは3径間連続鋼斜張橋の大和川橋梁を基本としたものであり、その基本諸元は以下のものである。

- 径間割 : 149m+355m+149m=653m
- 幅員 : 30.0m
- 主桁 : 箱桁断面
- 種塔 : 独立1本柱
- ケーブル : 1面吊りハープ形式(4段)
- 主塔支持条件 : 主塔基部で主桁に剛結
- 支持条件 : 中間橋脚上で1脚固定・他脚可動

応答解析に用いる解析モデルを図6.2.3.1に示す。ここでは斜張橋の耐震設計上特に重要な主塔の弾塑性挙動に着目した検討を行う。2本の主塔は同一の断面特性を持つものとし、その断面形状を同図中に示す。なお死荷重状態における軸方向圧縮力応力度のレベル P/P_{c0} (P :作用軸方向圧縮力、 P_{c0} :圧壊軸方向力)は、最大で0.15 (T_2 断面:最下段ケーブル直下)、その他の断面で0.10~0.13程度である(最上段ケーブルより上の T_6 断面を除く)。

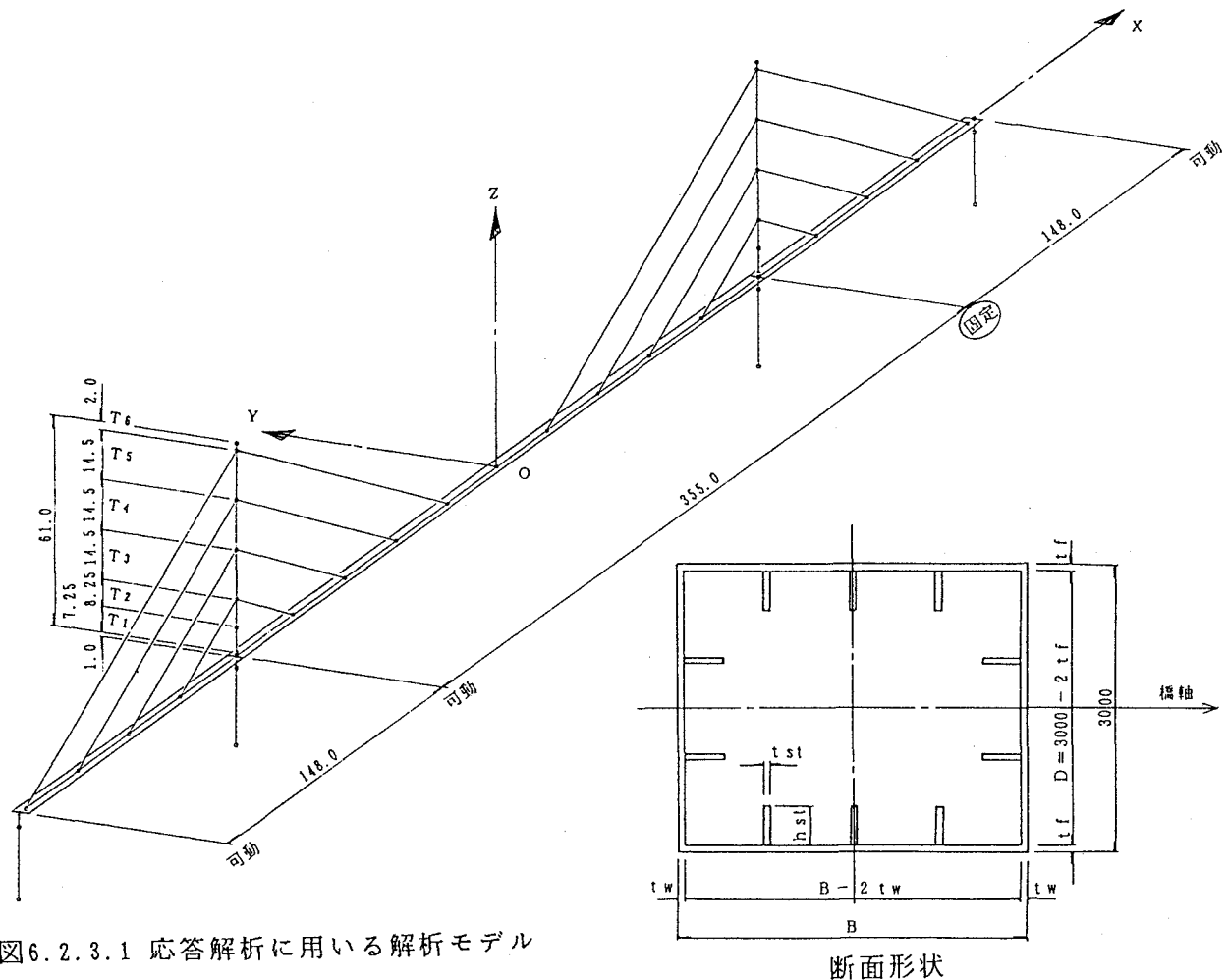


図6.2.3.1 応答解析に用いる解析モデル

2) 主塔断面の弾塑性復元力特性

次項で実施する地震応答解析に先立ち、主塔断面の弾塑性復元力特性のモデル化を行う。主塔部材を構成する鋼箱型断面の弾塑性復元力特性は渡邊らが提案している簡易解析方を採用する。以下では主塔各断面の橋軸直角回りを対象とした骨格曲線の設定を行った。

最大荷重点までは単調载荷の結果を用い、それ以降の部分については繰り返し载荷の履歴ループの包絡線を直線近似することによって得られた、各断面の骨格曲線を図6.2.3.2に示す。T₂断面の最大点以降の勾配低下が大きいのは、この断面の軸方向圧縮応力レベルが最も高いことと対応している。

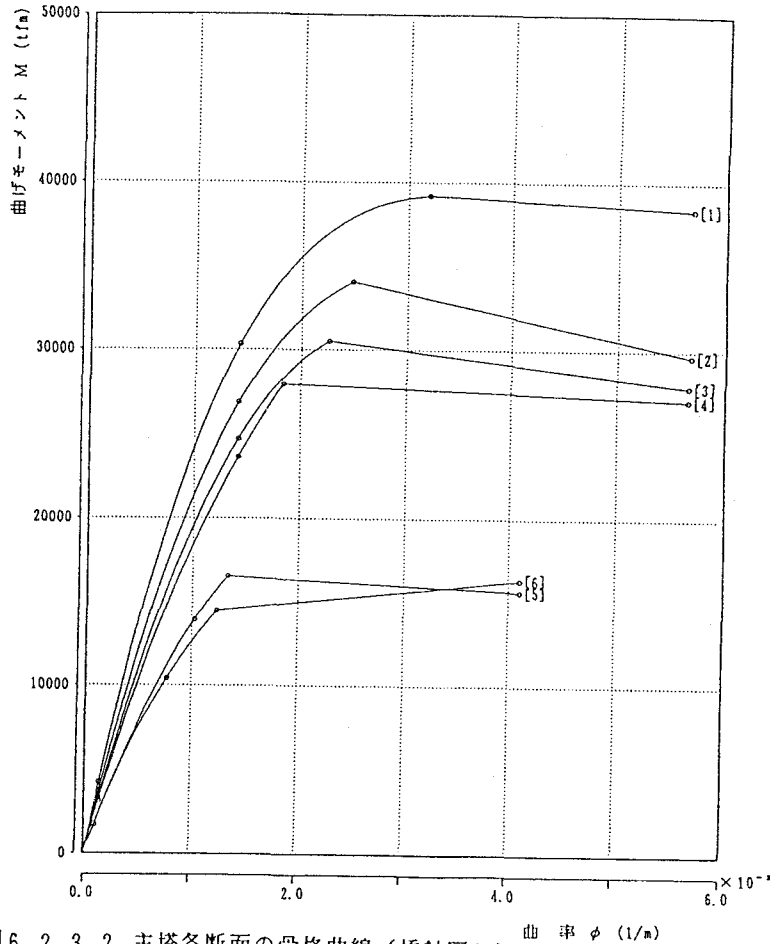


図6.2.3.2 主塔各断面の骨格曲線（橋軸回り）

3) 地震応答解析

入力地震波形としては、El Centro 記録 NS 成分記録波形（1940インペリアルバレー地震）を用い、その最大加速度を600galに増幅した。時刻歴地震応答解析の計算時間間隔は弾性応答の場合は1/200秒、弾塑性応答の場合は1/1000秒とした。地震動の入力方向としては、主塔が最もクリティカルとなる、橋軸直角方向とした。鋼部材には2%のRayleigh減衰を採用した。

主塔頂部の橋軸直角方向の変位応答を図6.2.3.3に示した。最大応答値が約90cmに達していること、また振幅の大きい時間帯では、振動周期が若干長くなっていることが判る。一方、図6.2.3.4には、主塔基部断面のモーメント-曲率の応答履歴ループを示したが、最大加速度600galのEl Centro波入力に対しても、塑性化は大きく進行しておらず、ごくわずか

な履歴面積を示すにとどまっている。このことから、主塔基部の断面のフランジ部がわずかに降伏域に入ったものと考えられ、地震応答曲げモーメントは極限耐力よりもかなり低

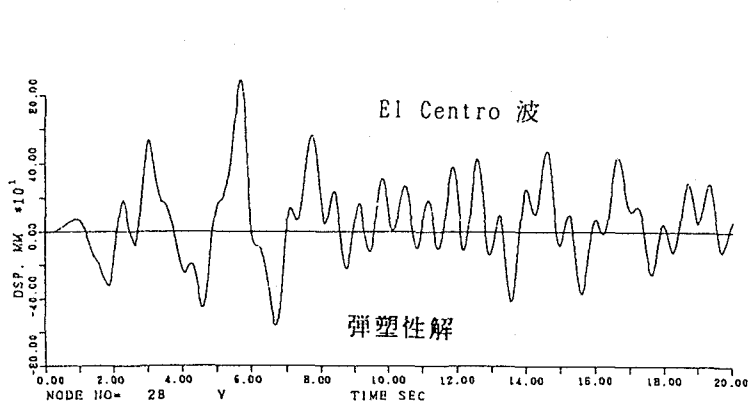


図6.2.3.3 主塔頂部の橋軸直角方向の変位応答

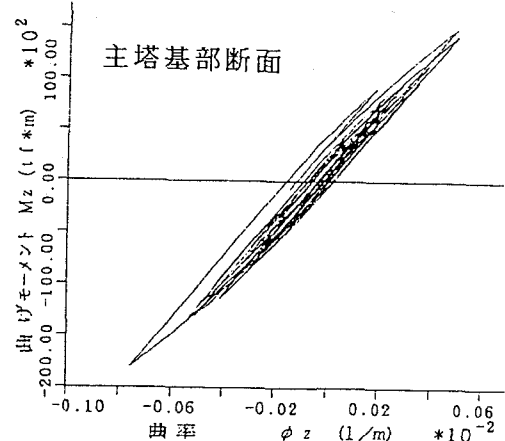


図6.2.3.4 モーメント-曲率の応答履歴

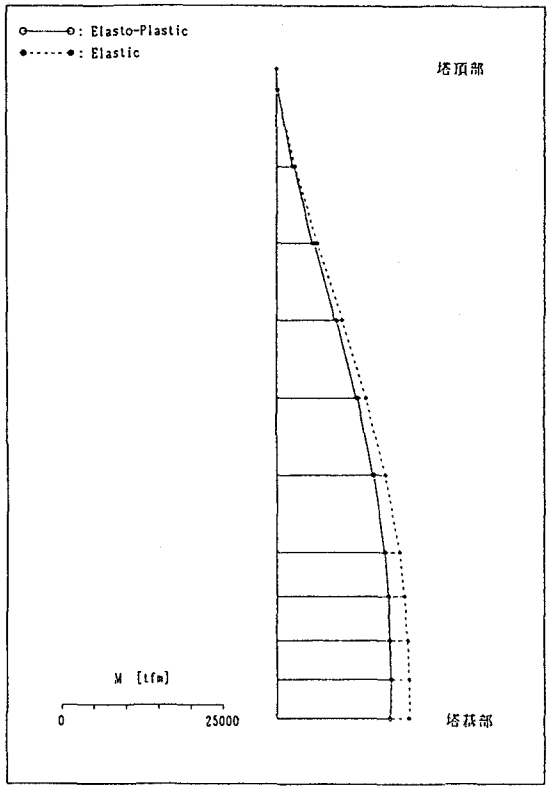


図6.2.3.5 最大曲げモーメント

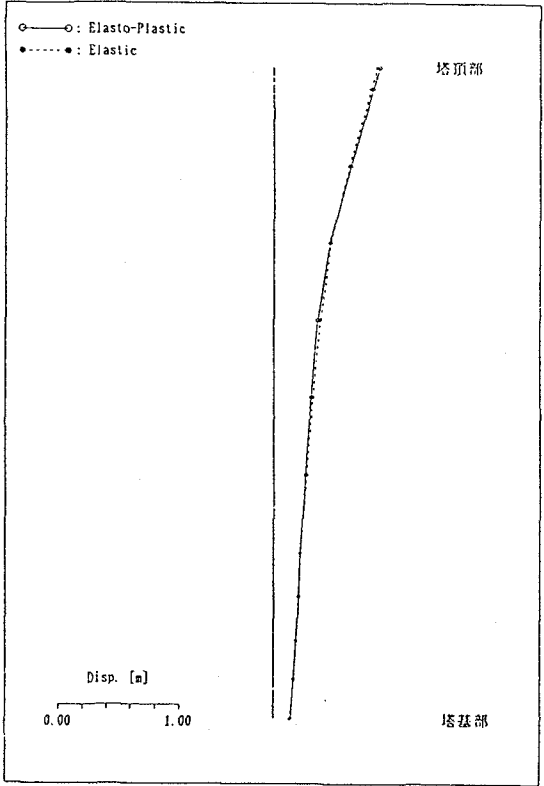


図6.2.3.6 最大変位応答

いレベルとなっている。

つぎに、主塔各断面の最大曲げモーメントと最大変位応答値とを図6.2.3.5と図6.2.3.6に弾性応答と比較して示した。最大変位応答値は弾性応答値とさほど変わらないが、曲げモーメントは弾性応答値よりも若干小さな値となっている。これは、断塑性の履歴ループが軟化型を示すため、地震応答モーメントが弾性系のそれよりも低くなるためである。

参考文献

江見晋:長大橋の地震時挙動と耐震設計に関する研究, 京都大学学位申請論文, 平成3年9月.

6. 3 履歴吸収エネルギーに基づく終局耐震設計法の提案

まえがき

周知のように、平成2年度改訂の道路橋示方書・V耐震設計編〔1〕には、鉄筋コンクリート橋脚に対して2段階設計法が新たに取り入れられている。1次設計は許容応力度設計で、耐用年数の間に何回か遭遇する中・小地震に対してはほとんど損傷を生じさせないようにする弾性設計である。また、2次設計（または、地震時保有水平耐力の照査）は、極めてまれに遭遇する大地震に対して、局部的な損傷は許容するが人命の安全を脅かすような崩壊はしないような耐荷力をもたせることを意図した設計である。鋼製橋脚に対しては、資料が不十分ということで、まだ基準化されるに至っていない。従って、大地震時にそのように設計された鋼製橋脚がどの程度の損傷を受けるのか、現在のところ不明確である。

鋼製橋脚に対しても、道路橋示方書の地震時保有水平耐力の照査のような考えを導入することは理論的には可能である。しかしながら、鋼製橋脚の場合には、地震時保有水平耐力を算定するときに必要な、終局水平耐力（文献1、式（5.4.1）の P_u ）および終局変位（同文献、式（5.4.3）の δ_u ）を求めるのが、鉄筋コンクリートの場合ほど簡単ではない。自由端に一定鉛直軸方向荷重 P （上部構造の重量に相当）および繰り返し水平横荷重 H （地震力に相当）を受ける片持柱（鋼製橋脚モデル）の水平荷重-自由端水平変位（ $H-\delta$ 曲線）の包絡線および単調載荷時の荷重変位曲線は概略Fig.1のようになる〔2, 3, 4〕。 H_y はフランジ板の理論的な局部座屈発生（または、降伏）荷重であり、概略この荷重で荷重変位曲線は線形性を失うが、曲げが支配的な部材の場合は、荷重はまだ上昇する。その後、 $P-\Delta$ 効果、局部座屈の進展、降伏、ひずみ硬化、等が連成して、最大強度に達し、荷重が低下してゆく。最大荷重後は、繰り返し荷重の方が局部座屈による部材の劣化が早いことから、早期に耐力を失う。最大荷重後はともかく、最大強度（終局水平耐力）だけでも精確に求めるには、①有限変位解析、②後局部座屈解析、③初期不整（残留応力、初期たわみ）の導入、④ひずみ硬化の考慮、等が必要であり、設計者にこの計算を委ねるのはいたずらに設計の煩雑さを増すのみである。

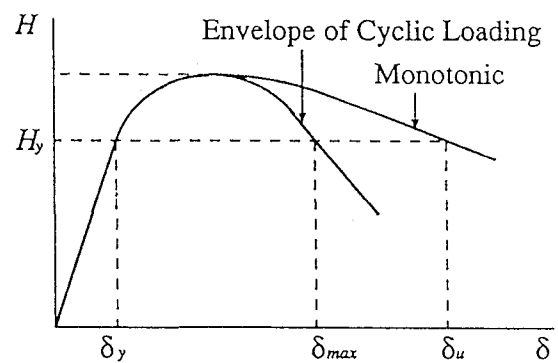


Fig.1 Load-displacement Curves

本章では、エネルギー論に基づく鋼製橋脚の新しい耐震設計法〔4〕の考え方について

述べる。この方法は、支配パラメータに制限値を設けることにより、煩雑な2次設計を不要にする案である。Fig.2は策定のフローを示したもので、以下、番号順に説明を加えることとする。

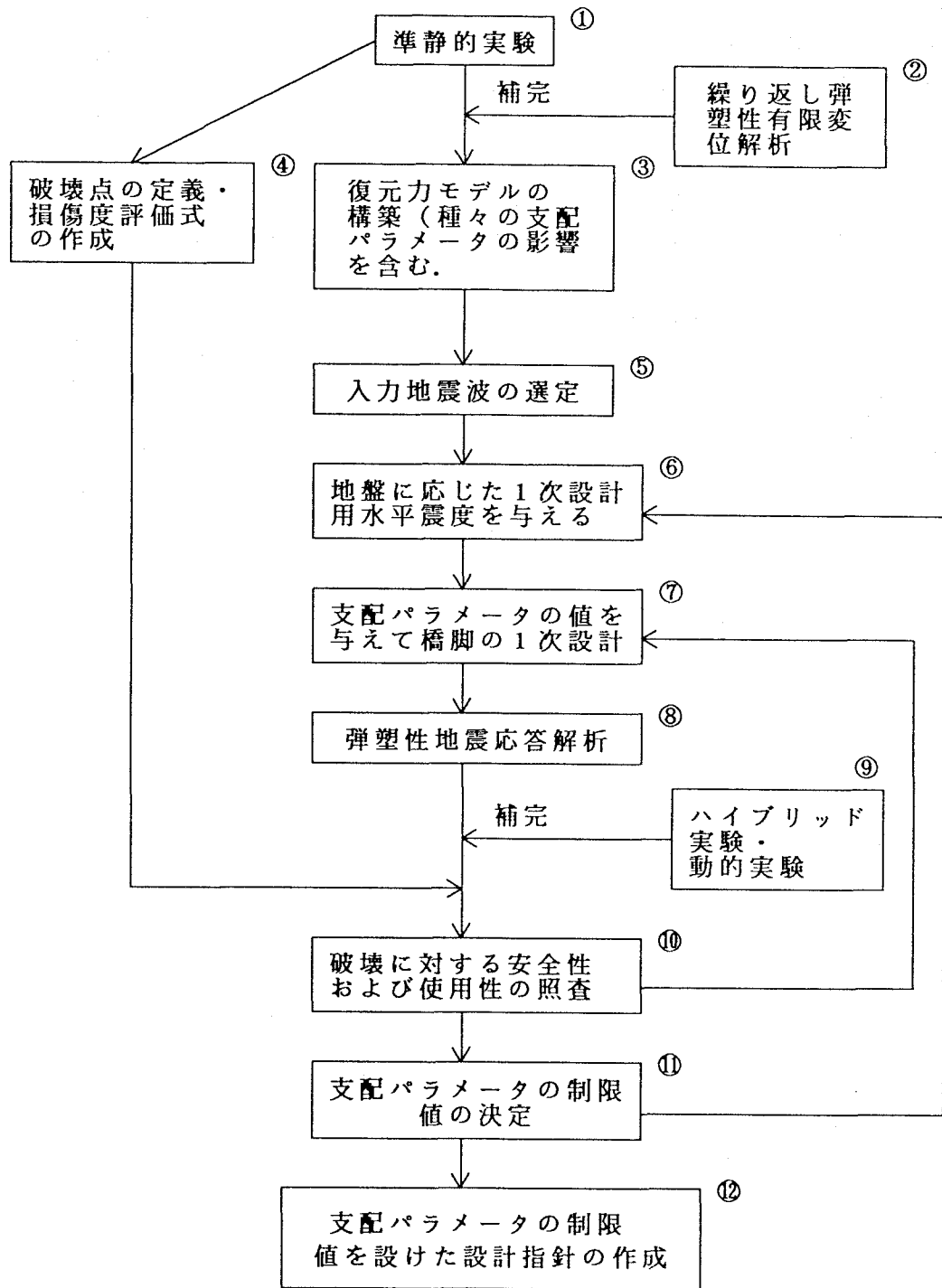


Fig. 2 Flow Chart for Developing Seismic Design Method of Steel Structures

ステップ① 準静的実験

支配パラメータを変えた片持柱の繰り返し弾塑性実験（一定軸力，単調増大及び繰り返し水平力）を実施する．支配的なパラメータは次のような項目が考えられる [2, 3, 4] : (1) 断面形, (2) 幅厚比, (3) 細長比, (4) 軸力比, (5) 鋼種, (6) 補剛材剛比, (7) 板パネルと補剛材の降伏応力比, (8) 溶接条件, (9) 充填コンクリート高さ, など.

ステップ② 繰り返し弾塑性有限変位解析

上記の準静的実験を補完するもので, Fig.1のような荷重変形曲線を数値的に求める. もちろんこの項目は補足的なもので, 現状では, 繰り返し載荷重に対して, Fig.1のような関係を求めることは, アカデミックな問題としても非常に難しい.

ステップ③ 復元力モデルの構築

上記ステップで求めた水平荷重-水平変位の履歴曲線の数値モデル化を行う. 曲線は, 主要な支配パラメータによって変わってくる. 文献 [4] によれば, 無補剛断面, 補剛断面とも, 幅厚比パラメータ及び細長比パラメータによって, 3種類のタイプに分類できる. 復元力モデルより算定された荷重-変位曲線の1例を実験値と比較して, Fig.3に示す.

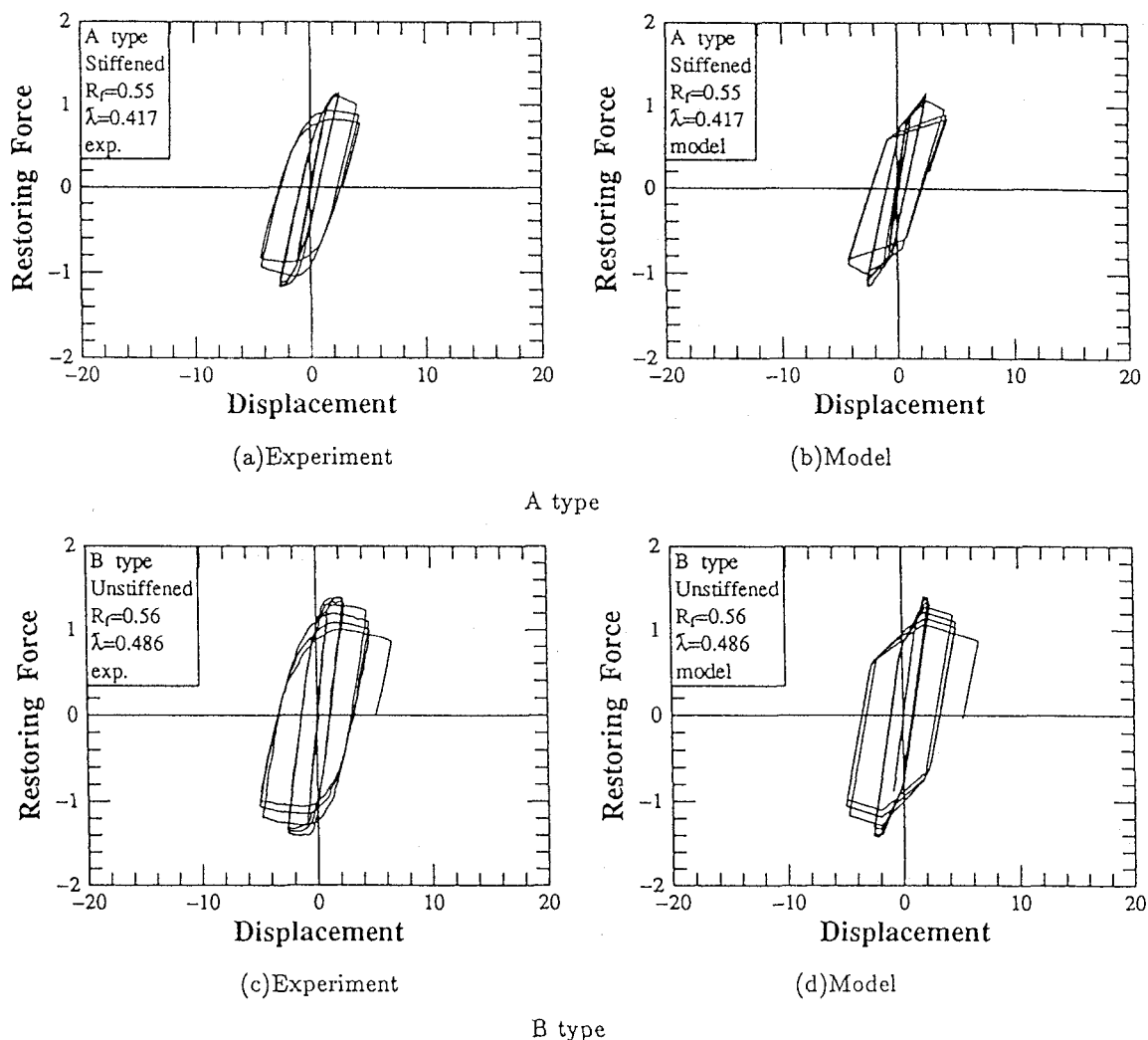


Fig. 3 Comparisons of Loops of Experiment and Model

ステップ④ 破壊点の定義・破壊の条件の設定

水平荷重—水平変位の履歴曲線の包絡線がピークを過ぎ、再び設計強度 H_y 荷達する点を破壊点とする。損傷度評価式としては、鉄筋コンクリートの損傷度評価 [5] によく用いられる次式を用いる。

$$D = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \frac{\beta_d}{H_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

D : 損傷度指標 ($D = 1.0$ が破壊の条件), δ_{max} : 応答最大変位, δ_u : 単調載荷による破壊点変位, dE : 履歴吸収エネルギー増分, β_d : 正の定数

定数 β_d は、Fig.1に示すように、繰り返し載荷実験によって得られた包絡線が H_y を再び横切る点の変位を δ_{max} 、それまでに吸収した履歴エネルギーを $\int dE$ として、単調増大の実験結果より定めた δ_u をあわせて式(1)に代入し $D = 1.0$ の条件より求める。

ステップ⑤ 入力地震波

例えば、土木研究所の地震時保有水平耐力照査用地震波(第1種—第3種地盤)を用いることが考えられる。土木研究所の地震波の最大加速度は、第1種地盤 3 5 6 gal, 第2種地盤 4 1 7 gal, 第3種地盤 4 4 3 galである。

ステップ⑥ 設計水平震度

道路橋設計示方書・V耐震設計編に従う。標準設計水平震度は $k_h = 0.2$ である。

ステップ⑦ 橋脚の設計

道路橋設計示方書またはそれに類する考え [6] で設計する。部材の限界状態は、初期降伏または局部座屈と全体座屈の連成強度である。

設計された橋脚(無補剛箱形断面、板厚 t = 一定、ウェブ幅/フランジ幅 = 0.75)のパラメータの変動範囲の例を横軸にフランジの幅厚比パラメータ R_f に採って示したものがFig.4である。この橋脚は、上部工重量 $P = 540 \text{ t f}$ 、第1種地盤として設計したものであるが、 P が変化しても、板厚のみが変化するだけで、 P/P_y 、固有周期 T はほとんど変化しない。

ステップ⑧ 弾塑性地震応答解析

1自由度系モデルにステップ⑤の地震波を入力して応答解析を行う。復元力モデルは、ステップ③のものを使用する。計算する量は、最大応答変位、残留変位、履歴吸収エネルギー量である。結果の例をFig.5に示す。

ステップ⑨ ハイブリッド実験・動的実験

上記ステップの応答計算結果が妥当なものであるかを、ハイブリッド実験または動的実験の結果を基に照査する。

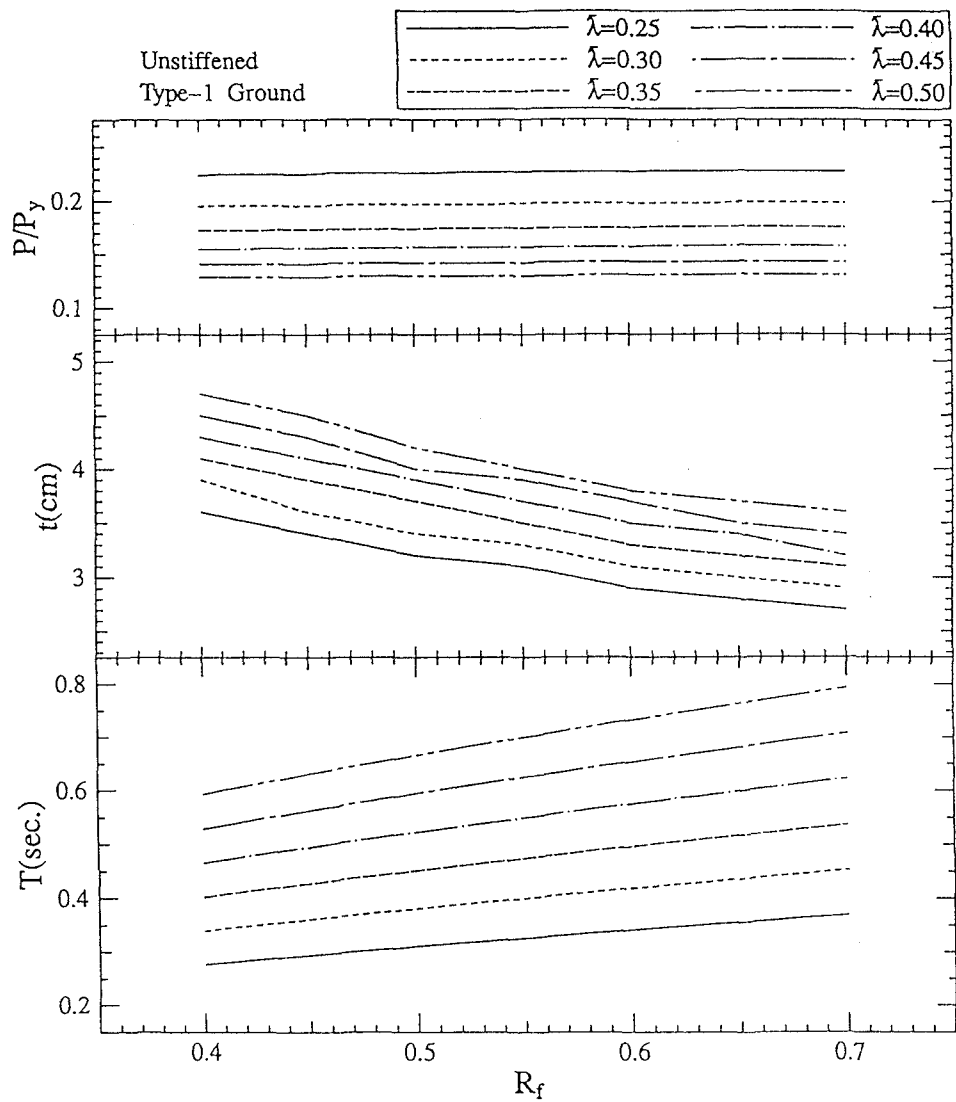
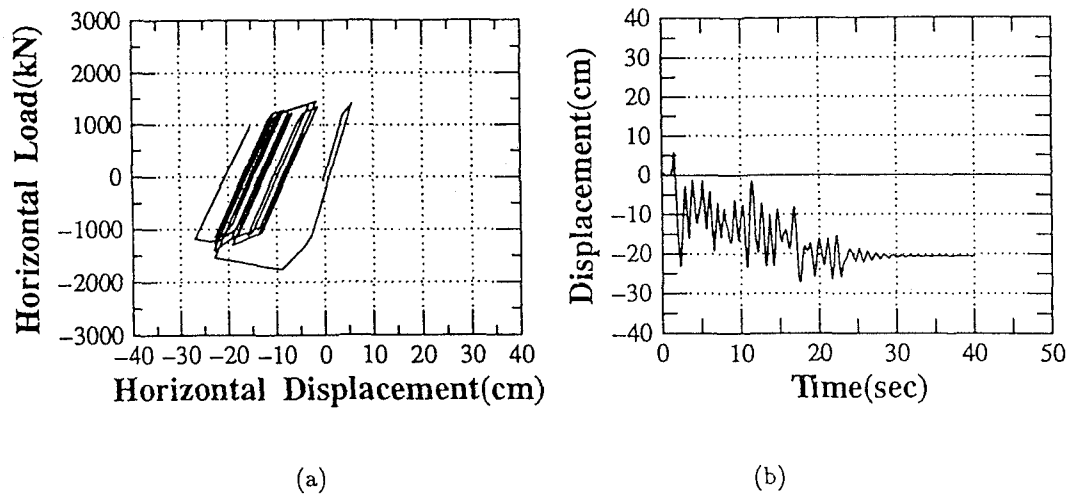


Fig. 4 Designed Values of P/P_y , Plate Thickness t and Natural Period T



(a) (b)
Type 1 Ground

Fig. 5 Time-history of Displacement and Restoring Force

ステップ⑩ 破壊および使用性の照査

地震応答解析を行った構造物の損傷度評価を評価する。応答計算より得られる最大変位および履歴吸収エネルギーをステップ④で求めた損傷度評価式に代入して、地震終了時の損傷度を評価する。それと同時に、地震終了時の残留変位 をある一定の大きさに抑える（地震終了時の使用性の照査）。文献〔4〕で提案している方法は以下のようである。

$$D = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \frac{\beta_d}{H_y \delta_u} \int dE \leq \frac{1}{1.5} \quad (\text{破壊})$$
$$\frac{\delta_R}{L} \leq \frac{1}{100} \quad (\text{使用性})$$

δ_R = 残留変位, L = 部材長

ここで、破壊の照査式中の1.5は安全率を示す。

ステップ⑩ 支配パラメータの制限値

ステップ⑩の照査式を満足するパラメータの領域を求める。具体的には、幅厚比制限および細長比制限を設けることになる。計算結果の例〔4〕をFig.6に示す。図の丸で囲った部分が安全な領域で、この範囲内にパラメータを設定すれば、1次設計のみで、耐震性能の照査が出来、2次設計は不要となる。安全となる領域は以外と広いと思われるかもしれないが、これは、1次設計での強度 H_y が現行設計示方書ではかなり低く抑えられているからである。

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，平成2年2月。
- 2) 宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，1991，pp.93-106。
- 3) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人・安藤博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，1992。
- 4) 寺田昌弘：強震時の鋼製橋脚の安全性評価法に関する研究，名古屋大学工学部修士論文，1993.3。
- 5) Park, Y. J. and Ang, A. H. S: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No.4, 1985.4.
- 6) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集，Vol.36A，1990，PP.79-88。

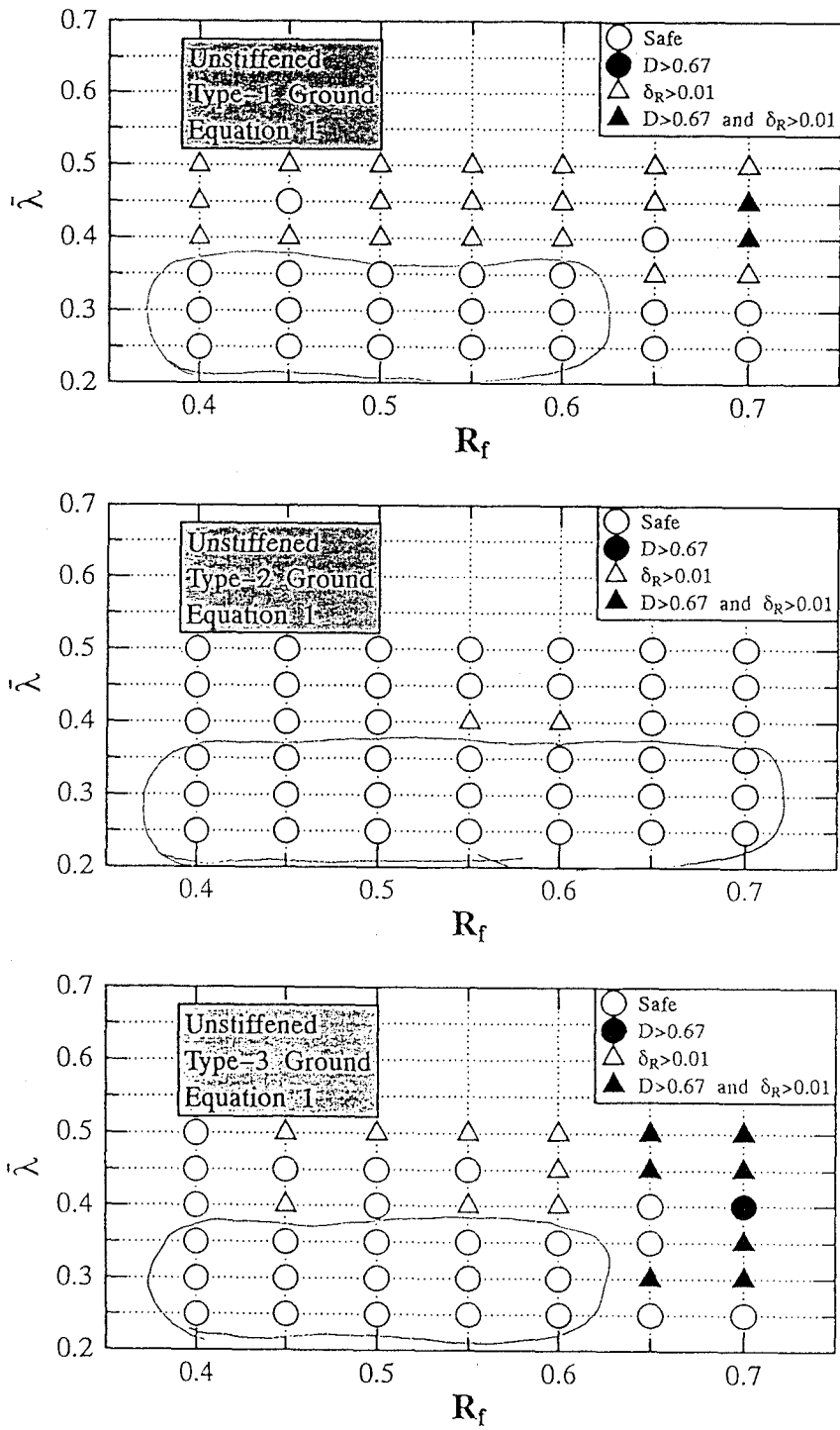


Fig. 6 Computed Results Indicating Safe and Unsafe Zones of Parameters R_f and $\bar{\lambda}$

6.4 鋼構造物の2段階耐震設計法の一提案

6.4.1 設計の基本的な考え方

ここでは、橋脚のように、上部に大きな質量が集中し、主として地震荷重によって断面寸法が決定される鋼構造物、および鋼構造部材の一耐震設計法について取り扱う。その方法の基本的な考え方は、道路橋示方書 V耐震設計編（以下、同示Vという）⁴⁾の「5章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有耐力の照査」に従っている。

ここで対象とする構造物は、表6.4.1に示すように、3つの区分に分類されている。また、それぞれの区分の構造物の設計の理念は、表6.4.1、および図6.4.1に示すとおりとする。すなわち、耐用年限中に発生する確率の高い中程度の地震（レベル1の地震）に対して損傷を受けないように、さらに、耐用年限中に稀に起こる大地震（レベル2の地震）に対して、鋼構造物が崩壊して大災害とならないように、ダクティリティーのある構造物、および構造部材が設計できるような設計法について取り扱う。ただし、大地震の発生の可能性がある大都市に建設される橋梁構造物のように、

表6.4.1 構造物の区分と損傷の程度

対象構造物と造す物の区分	対象地震 想定 加速度	耐用年限中に発生する 確率の高い中程度の地震 (レベル1)	耐用年限中に稀にしか 起こらない大地震 (レベル2)
		200gal (地盤面)	1,000gal (構造物上)
I 大地震の発生 の 可能性があり、 補修のための代 替構造物*の設 置が可能な地域		損傷を受けない	機能を失うが崩壊しない
II 大地震の発生 の 可能性があり、 さらに、物理的、 経済的、あるい は政治的に代替 構造物*を設置 するのが不可能 な地域の構造物		損傷を受けない	機能を失わず、使用中に補修 できる程度の損傷を受ける
III 大地震の発生 の 可能性があり、 社会的に極めて 重要な構造物		損傷を受けない	損傷を受けない

*:橋梁の場合は迂回路など

- (1) それが地震によって、機能を失った場合、物理的に迂回路を設置するのが不可能であったり、
- (2) たとえ、可能であるとしても、地震による損傷を補修し、正常な機能に復旧するのに長時間を要し、それがわが国の経済に大きな影響を与える可能性がある場合、あるいは、
- (3) 震災地において、人命救助や物資の輸送などの重要な機能を有する場合には、大地震を受けても、その構造物は機能を失わず、使用しながら補修できる程度の損傷に止めることが必要である。
- (4) また、対象とする構造物が社会的に極めて重要な場合は、大地震に対しても損傷を受けないように設計するのが望ましい場合もある。

このような理念に従って、ここでは、対象とする構造物を区分Ⅰ～Ⅲに分けている。

鋼道路橋の場合、大地震が作用した場合の構造物区分Ⅰ、およびⅡの損傷は、それぞれ文献1)～2)の小被害(C)、および中被害(B)に対応するものとする。

なお、ここでは、特に照査法は示さなかったが、1,000gal以上の大きな地震荷重が極めて稀に起こったとしても、図6.4.1に示すように、1,000galを越えると強度が著しく低下するようなダクティリティーのない構造物を設計するのは好ましくない(robustness requirement)³⁾。

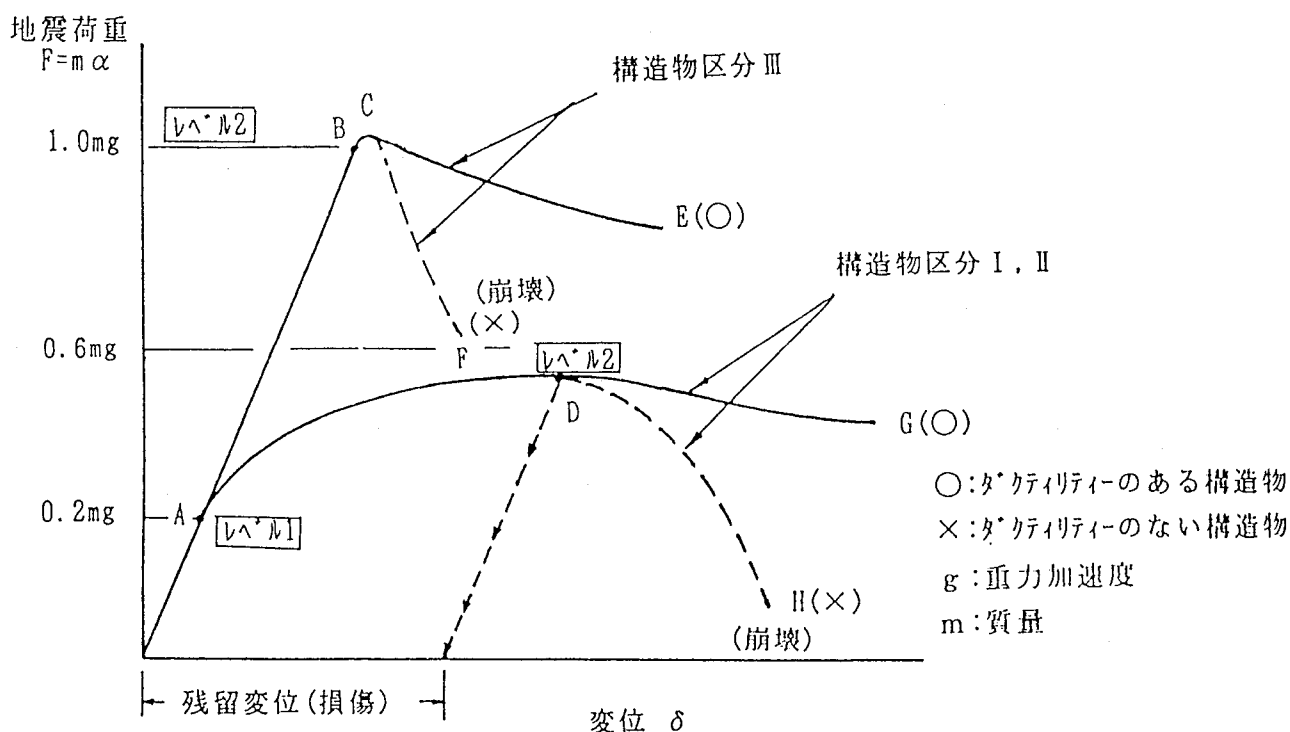


図6.4.1 区分Ⅰ～Ⅲの鋼構造物にレベル1、およびレベル2の地震が作用したときの挙動の違いを説明する概念図

6.4.2 2段階設計法の導入

レベル1の地震に対する安全性を照査する一次設計と、レベル2の大地震に対する安全性を照査する二次設計の2段階に分けて照査を行う方法を導入する。ただし、区分Ⅰの構造物で、大地震に対して機能を失うが崩壊しないことが明らかにされている構造物では、二次設計は省略できるものとする。また区分Ⅲの構造物の場合、一次設計の必要はないものとする。

文献4)を参考にして、一次設計では、構造物の地盤面で200gal程度の地震(レベル1の地震)を対象とし、この地震に対して、構造物が損傷しないこと、および最大応答変位が許容変位内に入ることを照査を行う。

二次設計では、対象構造物上で1,000gal程度の加速度の地震を対象とし、このレベル2の地震に対して、表6.4.1に示した区分Ⅰの構造物は、その機能を失うが崩壊しないこと、および構造物から、それが支える上部構造、自動車、人などが落下しない程度に最大変位が収まっていることの照査を行うことが必要である⁴⁾。また、表6.4.1に示した区分Ⅱの構造物は、レベル2の地震に対して、機能を失わず、使用しながら補修できる程度の損傷に止どまっていることの照査を行う。さらに、区分Ⅲの構造物では、全く損傷を受けないことの照査を行う。

6.4.3 一次設計

(1) 設計水平震度 k_{nc}

次式により、設計水平震度 k_{nc} を求める。

$$k_{nc} = C_z C_G C_I C_T k_{no} \quad \dots\dots\dots (6.4.1)$$

(ただし、 $k_{nc} \geq 0.1$ とする)

ここに、 k_{no} : 標準設計水平震度(0.2を標準とする)

C_z : 地域別補正係数

C_G : 地盤別補正係数

C_I : 重要度別補正係数

C_T : 構造物の固有振動周期に応じた補正係数

C_z 、 C_G 、 C_I 、および C_T には、それぞれ道示Vの図解4.3.1(表4.3.1)、表4.3.2、表4.3.3、および表4.3.4(図解4.3.3)に示す値を用いるものとする⁴⁾。

一次設計における設計水平震度は、道示V⁴⁾に従って求めるものとしている。

(2) 照査式

以下の式(6.4.2)、および式(6.4.3)により安全性の照査を行うものとする。

$$\frac{\nu_o^0 \sigma^0}{\sigma_u} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (6.4.2)$$

$$\frac{\nu_d^0 \delta^0}{\delta_a^0} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (6.4.3)$$

ここに、

σ_u : 構成部材の極限応力度(板の局部座屈も考慮する)

- σ° : k_{nc} を用いて、弾性微小変位解析により求めた応力度
- ν_s° : 一次設計における極限応力度に対する安全率
- δ_a° : たわみに対する許容値
- δ° : k_{nc} を用いて、弾性微小変位解析により求めたたわみ
- ν_s° : 一次設計におけるたわみに対する安全率

σ_s は、道路橋示方書・Ⅱ 鋼橋編（以下、道示Ⅱという）⁵⁾、および座屈設計ガイドライン⁶⁾などに従って求めることができる。

道示Ⅱに従った場合、安全率 ν_s° は、1.13(=1.7/1.5)となる。

δ_a° 、および ν_s° は、対象とする構造物に応じて、適切な値を決めなければいけない。

6.4.4 二次設計

(1) 設計水平震度 K_{nc}° (区分Ⅰの構造物)

次式により設計水平震度 k_{nc}° を求める。

$$k_{nc}^{\circ} = \frac{\alpha_u}{\sqrt{\mu(1+\alpha_u) - \alpha_u}} k_{nc}^{\circ} \quad \dots\dots\dots(6.4.4)$$

(ただし、 $k_{nc}^{\circ} \geq 0.3$ とする)

ここに、

$$k_{nc}^{\circ} = C_z C_I C_R k_{nc}^{\circ} \quad \dots\dots\dots(6.4.5)$$

k_{nc}° : 二次設計に用いる設計水平震度 (1.0を標準とする)

$$\mu : \text{塑性率} (\delta_u / \delta_v) \quad \dots\dots\dots(6.4.6)$$

δ_u : 終局変位で、図6.4.2で定義する変位

δ_v : 降伏変位

$$\alpha_u : \text{形状係数} (= H_u / H_v) \quad \dots\dots\dots(6.4.7)$$

H_u : 水平地震荷重を漸増して求めた極限水平地震荷重

H_v : 水平降伏荷重

C_R : 構造物の固有振動周期に応じた補正係数で、道示Ⅴの表5.3.1、および図一解5.3.2に示す値とする⁴⁾。

区分Ⅰの構造物において、図6.4.2に示す状態D以降の変形状態で構造物は、不安定となるので、状態Dを極限状態とした。

弾塑性域での応答であるため、文献4)と同様の考え方により、設計水平震度を低減した。ただし、ここでは、図6.4.2に示す△AOBと四角形OCDEの面積が等しくなるように、式(6.4.4)を導いた。すなわち、次式より導いた。

$$\frac{1}{2} H_u \delta_u = \frac{1}{2} H_v \delta_v + H_v \delta_v (\mu - 1) + \frac{1}{2} (H_u - H_v) \delta_v (\mu - 1) \quad \dots\dots(6.4.8)$$

また、 k_{nc}° 、および C_R は文献4)によった。

(2) 設計水平震度 k_{nc}° (区分Ⅱの構造物)

次式により設計水平震度 k_{nc}° を求める。

$$k_{ne}^{\circ} = \frac{\alpha_s}{\sqrt{\mu_s(1+\alpha_s) - \alpha_s}} k_{nc}^{\circ} \quad \dots\dots\dots(6.4.9)$$

(ただし、 $k_{nc} \geq 0.3$ とする)

ここに、

$$k_{nc}^{\circ} = C_z C_i C_R k_{no}^{\circ} \quad \dots\dots\dots(6.4.10)$$

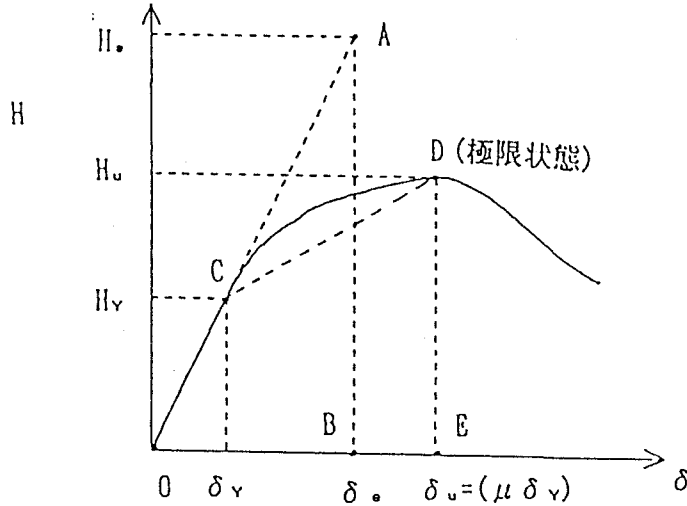


図6.4.2 水平地震荷重とたわみの関係 (区分Ⅰの構造物)

$$\mu_s : \text{修正塑性率} (\delta_s / \delta_v) \quad \dots\dots\dots(6.4.11)$$

δ_s : 機能を失わずに、使用中に補修が可能な残留変位を生ずる最大変位
(図6.4.3参照)

$$\delta_s : \text{修正形状係数} (= H_s / H_u) \quad \dots\dots\dots(6.4.12)$$

H_s : δ_s に対応するたわみ限界水平地震荷重

区分Ⅱの構造物においては、図6.4.3に示す状態Dを極限状態とした。最大変位 δ_s については、対象とする構造物に応じて適切に定めなければいけない。式(6.4.9)の k_{nc}° は、上述の区分Ⅰの構造物の場合と同様に導くことができる。

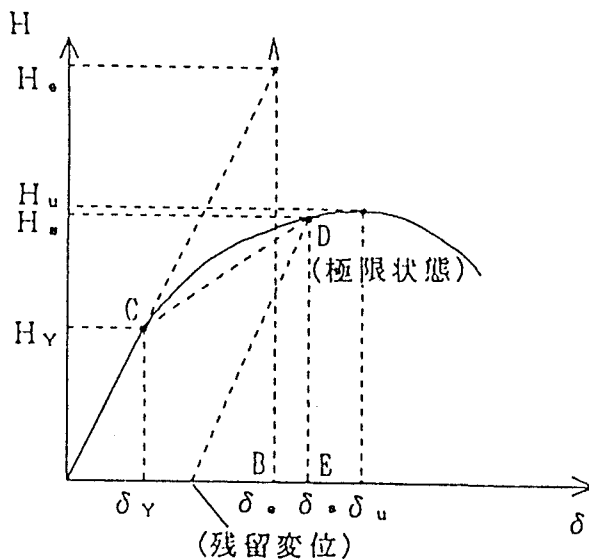


図6.4.3 水平地震荷重とたわみの関係 (区分Ⅱの構造物)

(3) 設計水平震度 k_{nc}° (区分Ⅲの構造物)

次式により設計水平震度 k_{nc}° を求める。

$$k_{nc}^{\circ} = C_z C_1 C_R k_{no}^{\circ} \dots\dots\dots (6.4.13)$$

区分Ⅲの構造物では、塑性変形によるエネルギー吸収は考えず、したがって、式(6.4.13)において k_{nc}° の低減は考えないものとする。

(4) 設計水平震度 k_{nc}° の最大値

6.4.4(1)、あるいは6.4.4(2)に従って求めた設計水平震度 k_{nc}° が0.6を上回る場合は、このような剛構造は不経済な設計となるので、免震構造を採用するなど、作用地震力を低減する工夫を行うのがよい。

鋼製橋脚においては、沓の代わりに積層ゴムを用いて、固有振動周期を長くしたり、ダンパーを用いて減衰定数を大きくすることなどの方法によって、作用地震荷重を低減することが可能である。

(5) 極限水平地震荷重 H_u 、たわみ限界水平地震荷重 H_s 、塑性率 μ 、および修正塑性率 μ_s の求め方

H_u 、 H_s 、 μ 、および μ_s は、局部座屈を無視した骨組構造物としての弾塑性有限変位解析により求めるものとする。

ここで対象となる構造物は、鋼製ラーメン橋脚などが多い。このような構造物の弾塑性有限変位解析は、平面骨組構造物として取り扱うことができる。平面骨組構造物の弾塑性有限変位解析のプログラムは、比較的多く開発されているので、あえてここでは、弾塑性有限変位解析により、 H_u 、 H_s 、 μ 、および μ_s を算定することとしたが、極限解析法によって求めてもよい。

ただし、 H_s は、弾性微小変位解析により求めるものとする。

なお、用いる荷重の組合せについては、対象とする構造物に応じて適切に定めることが必要である。道路橋の場合、道路橋示方書⁴⁾・⁵⁾に従うものとする。

(6) 照査式 (区分Ⅰの構造物)

以下の式(6.4.14)～(6.4.16)により安全性を照査するものとする。

$$\frac{\nu_{Hu}^{\circ} H^{\circ}}{H_u} \leq 1 \dots\dots\dots (6.4.14)$$

$$\frac{\nu_{\epsilon}^{\circ} \epsilon_{Hu}^{\circ}}{\epsilon_u} \leq 1 \dots\dots\dots (6.4.15)$$

$$\frac{\nu_{\delta}^{\circ} \delta^{\circ}}{\delta_a^{\circ}} \leq 1 \dots\dots\dots (6.4.16)$$

ここに、

- H° : k_{nc}° を用いて求めた水平地震荷重
- ν_{Hu}° : 二次設計における極限水平地震荷重に対する安全率
- ϵ_u : 構成鋼板要素の極限状態での平均軸方向ひずみ(図6.4.4参照)
- ϵ_{Hu}° : 弾塑性有限変位解析において、水平たわみが δ_u になったとき
(極限状態)の構成板要素の平均ひずみ(図6.4.2参照)
- ν_{ϵ}° : 極限平均ひずみに対する安全率
- δ° : 弾塑性有限変位解析において、水平地震荷重が H° になったときの最大たわみ

δ_a° : 二次設計におけるたわみの許容値
 ν_{δ}° : 二次設計におけるたわみに対する安全率

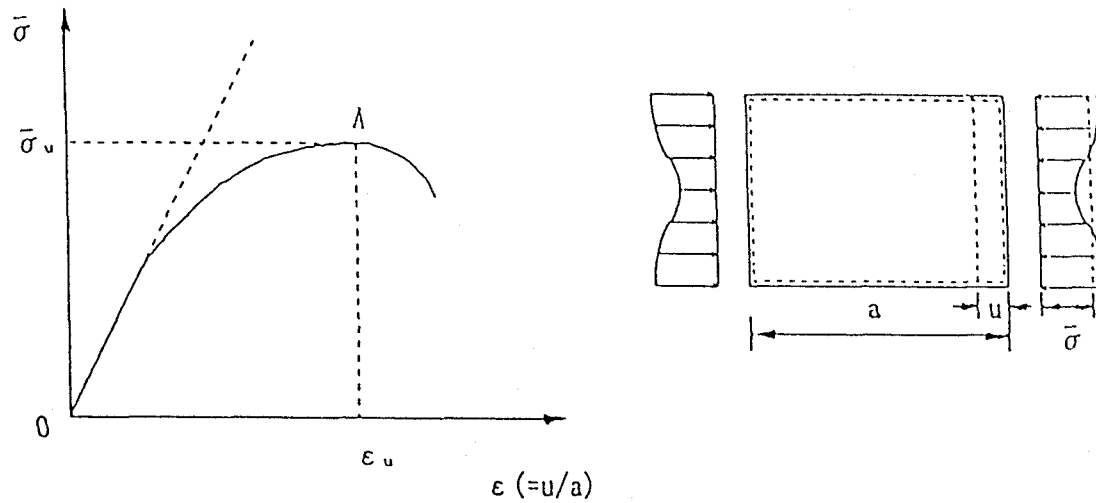


図6.4.4 圧縮板の平均応力-平均ひずみ曲線

(7) 照査式 (区分Ⅱの構造物)

以下の式(6.4.17)~(6.4.19)により安全性を照査するものとする。

$$\frac{\nu_{H_s}^{\circ} H^{\circ}}{H_s} \leq 1 \quad \dots\dots (6.4.17)$$

$$\frac{\nu_{\epsilon}^{\circ} \epsilon_{H_s}^{\circ}}{\epsilon_u} \leq 1 \quad \dots\dots (6.4.18)$$

$$\frac{\nu_{\delta}^{\circ} \delta^{\circ}}{\delta_s} \leq 1 \quad \dots\dots (6.4.19)$$

ここに、

$\nu_{H_s}^{\circ}$: 二次設計における極限水平地震荷重に対する安全率

$\epsilon_{H_s}^{\circ}$: 弾塑性有限変位解析において、水平たわみが δ_s になったとき
(たわみ極限状態)の構成板要素の平均ひずみ(図6.4.3参照)

δ_s : 使用中に補修が可能な残留変位を生ずる最大変位

(8) 照査式 (区分Ⅲの構造物)

以下の式(6.4.20)、および式(6.4.21)により安全性の照査を行うものとする。

$$\frac{\nu_{\sigma}^{\circ} \sigma^{\circ}}{\sigma_u} \leq 1 \quad \dots\dots (6.4.20)$$

$$\frac{\nu_{\delta}^{\circ} \delta_l^{\circ}}{\delta_a^{\circ}} \leq 1 \quad \dots\dots (6.4.21)$$

ここに、

σ° : $k_{n_s}^{\circ}$ を用いて、弾性微小変位解析により求めた応力度

ν_o° : 二次設計における極限応力度に対する安全率

δ_i° : k_{oe}° を用いて、弾性微小変位解析により求めたたわみ

図6.4.2、あるいは図6.4.3の極限状態Dに至るまで、構成板要素は、図6.4.4の状態A以降の領域に至ってはいけないものとした。

ϵ_u については、種々の境界条件、および種々の荷重条件の板要素（補剛板も含む）に対して検討を加えていくことが必要であると思われる。たとえば、純圧縮を受ける補剛板に対しては、文献7)で、図6.4.5に示すように、 ϵ_u と次式で与える幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}^*$ の関係が示されている。

$$\bar{\lambda}^* = \eta \left(\frac{235 \text{ (MPa)}}{\sigma_Y} \right)^{1.2} \bar{\lambda} \quad \dots\dots (6.4.22)$$

ここに、

$$\eta = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_{up}}} \quad \dots\dots (6.4.23)$$

σ_{up} : 補剛板の板パネルの極限応力度

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \cdot \frac{a}{r} \quad \dots\dots (6.4.24)$$

a : 補剛板長（横リブ間隔）

r : 板パネルと補剛材1本からなるT型断面の回転半径

ν_{Hu}° 、 ν_{HS}° 、 ν_c° 、 ν_o° 、 δ_a° 、 δ_s 、および ν_o° については、対象とする構造物に応じて、適切な値を定めることが必要である。

また、 σ_u については、道示Ⅱ、および座屈設計ガイドライン⁶⁾などにより求めることができる。

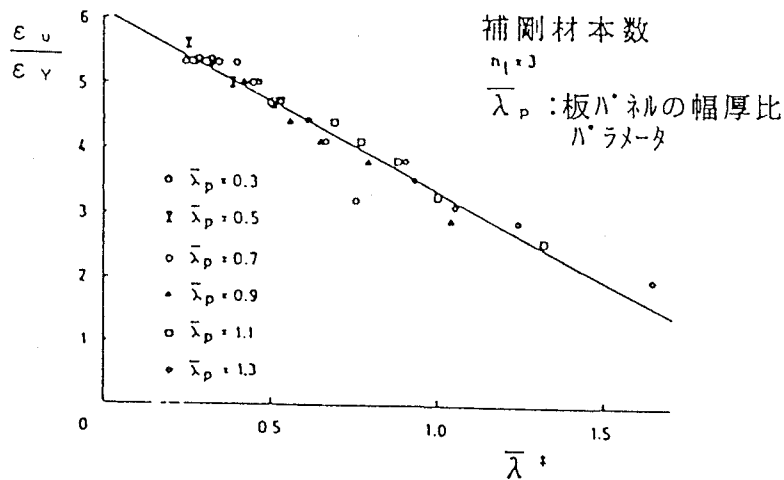


図6.4.5 ϵ_u と $\bar{\lambda}^*$ との関係（圧縮補剛板）

6.4.5 部材断面の寸法制限

6.4.4(4)において、極限水平地震荷重 H_u 、たわみ限界水平地震荷重 H_o 、塑性率 μ 、および修正塑性率 μ_s を、構成板要素の局部座屈による面内剛性の低下が考慮できない弾塑性有限変位解析により求める場合は、終局状態まで局部座屈が発生しないように、部材断面は、以下の寸法制限を守らなくてはならない。

(1) 地域区分Ⅰにある構造物

$$R_b \leq 0.4, R_h \leq 0.5, \gamma \geq 5\gamma^* \quad \dots\dots (6.4.25\sim 27)$$

ここに、

$$R_b = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{crb}}} = 0.526 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{b}{t} \quad \dots\dots (6.4.28)$$

$$R_h = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{crh}}} = 1.613 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{h}{t_r} \quad \dots\dots (6.4.29)$$

$\gamma = EI_r / BD$: 補剛材剛比

(I_r : 補剛材1本の断面二次モーメント、 D : 板曲げ剛度)

γ^* : 弾性座屈理論に基づく必要最小剛比

σ_{crb} : 補剛材間の板パネルの弾性座屈応力度

σ_{crh} : 補剛材の板としての弾性座屈応力度

b, h, t, t_r : 補剛材間隔、補剛材幅、板パネル厚さ、補剛材厚さ

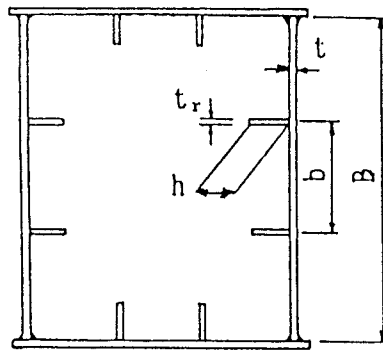


図6.4.6 部材断面の例

(2) 地域区分Ⅱにある構造物

$$R_b \leq 0.5, R_h \leq 0.6, \gamma \geq 3\gamma^* \quad \dots\dots (6.4.30\sim 32)$$

極限状態においては、断面内に塑性域が広がり、補剛材間の板パネルや補剛材の応力分布は、一様分布に近くなるものと考え、板パネル、および補剛材の幅厚比パラメータ R_b 、および R_h の計算における座屈係数 k は、それぞれ4.0、および0.425を用いた。式(6.4.25)、(4.2.26)、(6.4.30)、および(6.4.31)の限界幅厚比パラメータは、文献7)に示されている弾塑性有限変位解析結果、および実験結果を参考にして、工学的判断により決定した。これらの限界値については、今後、種々の角度から検討を加えて行くことが必要である。

また、式(6.4.27)、および式(6.4.32)の補剛材剛比の限界値は、文献8)の実験結果に従って定めた。 γ は、補剛材高さの3乗に比例するので、式(6.4.27)、および式(6.4.32)の

照査式は、若干安全側に定めた。安全側に定めたことによる鋼重の増加は、きわめて小さいためである。

さらに、幅厚比を小さく、かつ補剛材剛比を大きくする領域は、構造物の中では、わずかである。たとえば、1本柱の鋼製橋脚の場合、橋脚基部のわずかな部分となる。したがって、ここで定める設計法によって設計する構造部材において、鋼重節減の観点から、6.4.5で定める限界値に近い断面を設計するのではなく、かなり余裕を見込んだ断面を設計しておくことが、耐震設計上好ましい。このような余裕を見込む設計により増加する鋼重も無視できる程度のもと思われるためである。

区分Ⅲの構造物の部材断面の寸法制限は、道示Ⅱ⁴⁾に従うものとする。

6.4.6 エネルギー吸収断面、および構造の導入

一般に、補剛板は、薄肉構造であり、強度部材として利用し、地震エネルギーを吸収する部材として利用しない方が合理的であると考えられる。この考えに従うと、以下の設計方法が考えられる。

- (1) 鋼製補剛板は、エネルギー吸収部材の構造要素として使用せず、できるだけ薄肉構造とし、強度部材の構造要素としてのみ使用する。
- (2) 耐震構造部材の中に、エネルギー吸収部材を導入する。その部材の強度は、他の部材よりも若干弱く、大きな地震が発生すると、そこが変形し、地震エネルギーを吸収できるように、非常に変形性能（ダクティリティ）のある部材として設計する。

以上のような考え方に従った構造部材のイメージ案を図6.4.7に示す。また、これらの部材の作用曲げモーメント分布図と強度分布図を比較して、図6.4.8に示す。このような耐震部材の妥当性について、今後、ハイブリッド実験等で、検討することが必要である。

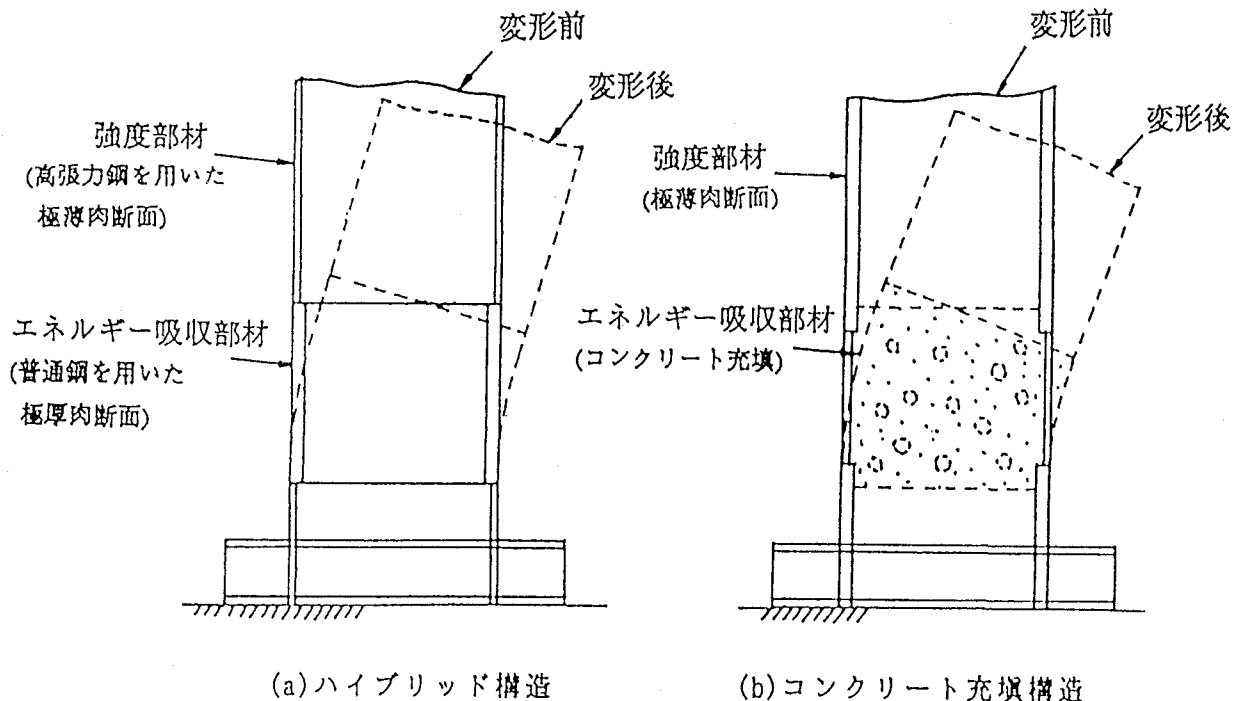
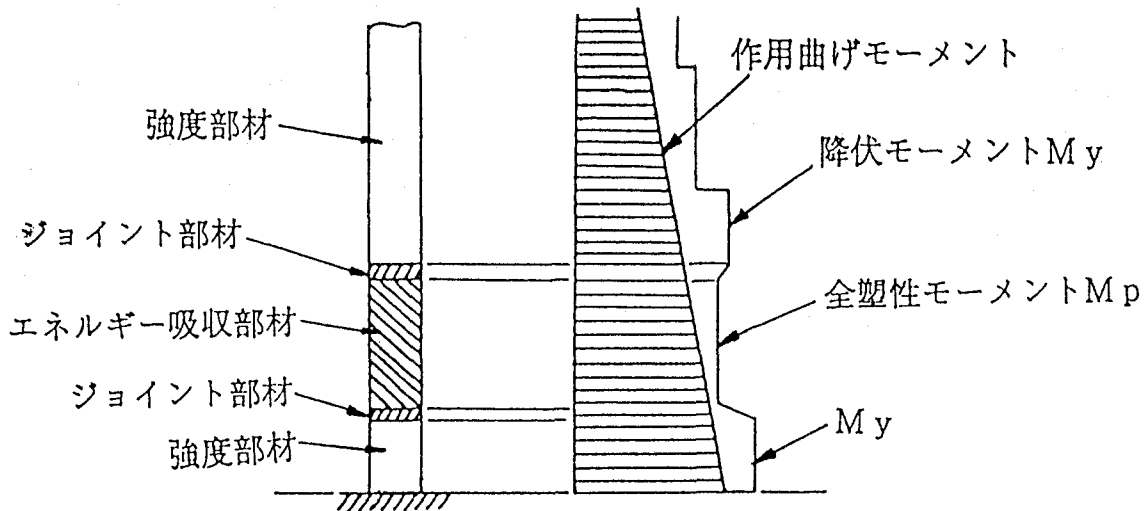


図6.4.7 エネルギー吸収部材の例



(a) エネルギー吸収部材を含む柱の例

(b) 曲げモーメント図

図6.4.8 エネルギー吸収部材を含む柱の作用曲げモーメントと強度分布図を説明する概念図

参考文献

- 1) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト・震災構造物の復旧技術の開発報告書、第2巻、土木構造物の震災復旧マニュアル（案）、3. 道路橋、pp.156～197、昭.61年3月
- 2) (社)日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）、4.3 橋梁の応急復旧、丸善㈱、pp.61～93、昭和63年2月
- 3) ISO TC 98/SC2/WG1: General Principal on Reliability for Structures, Revision of IS 2394, Seventh draft, 1992-06-19, LO/CNP
- 4) (社)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
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、II 鋼橋編、平成2年2月
- 6) (社)土木学会：座屈設計ガイドライン、鋼構造シリーズ 2、第8章 板要素、pp.161～191、1987年
- 7) Nara, S. and Y. Fukumoto: Evaluation of Ultimate Strength and Ductility of Longitudinally Stiffened Plates under Uniaxial Compression, Proceedings of 1991 Annual Technical Session, Structural Stability Research Council, pp.391～402, Chicago, U.S.A., April 15-17, 1991
- 8) 宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.37A、pp.93～106、1991年3月