

I-4 鋼製橋脚

本設計指針で考えている鋼製橋脚の終局・機能保持耐震設計の流れは図 3.1 に示した。終局限界照査は、L2a および L2b 地震動で時刻歴応答解析を行わないときには、地震時保有水平耐力照査で行う。一方、機能保持限界照査は、L2a および L2b 地震動すべてについて行う。L2b 地震動に対しては、弾塑性地震応答解析のための信頼できる復元力モデルが利用できるときは、④で時刻歴応答解析を行う。これについては、4.2 で述べる。また、復元力モデルが利用できないときには、⑥で、L2a 地震と同様な方法で地震時保有水平耐力照査および機能保持限界照査を行う。この方法については、4.1 で述べる。

4.1 地震時保有水平耐力照査および機能保持照査法

これらの照査は、次ページ以降に述べる、「コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力および機能保持照査法」によって行う。コンクリートを充填していない橋脚に対しても、この照査法を用いることが出来る。なお、この照査法を実施するにあたっては、鋼製橋脚の水平荷重－水平変位関係を求めるために弾塑性有限変位解析が必要であるが、この電算プログラムについては第 I 編・I-10 に解説がある。

なお、この照査法で考えている橋脚は補剛箱形断面の片持柱形式である。しかし、パイプ断面橋脚またはラーメン形式の橋脚に対しても次のようにすればこの照査法を用いることが出来る。

- (1) パイプ断面橋脚については、限界ひずみを求める式（照査法の式 (5.2.3)）をパイプ断面に適用できる式に置き換える。この式はまだ求められていないので新に作る必要がある。
- (2) ラーメン橋脚については、水平荷重－水平変位関係を弾塑性有限変位解析によって求めれば、片持柱と同じように照査を行える。ただし、ひずみを照査する断面（照査法中の図 5.2.1）は、柱基部に加え、柱と梁の接合部付近にもあることに注意を要する。

コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の 地震時保有水平耐力および機能保持照査法

1 まえがき

平成7年1月17日に兵庫県南部を襲った直下型地震は、同地域の社会基盤施設に未曾有の損害を与えた。しかし、鋼製橋脚の被害は鉄筋コンクリート橋の被害に比べれば少なかった。その理由の1つとして、橋脚基部に中詰めされている車両衝突防止用のコンクリート（いわゆる捨てコンクリート）の存在が挙げられる。中詰めコンクリートの強度は $160\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度と低いが、柱基部の構成板要素の局部座屈の発生を防止することにより、橋脚の耐震性能（強度と変形能）の向上に寄与したと考えられる。これは、過去の実験より分かっている事実である。この効果をよりいっそう発揮させ、かつ自重軽減を意図した鋼製橋脚が、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚である [1~11]。

これまでに行われた箱形断面鋼製橋脚（片持柱）の準静的およびハイブリッド地震応答実験から得られた、耐震性向上に関する知見を纏めると以下のようなになる。

- (1) コンクリートを柱基部から柱長の30~50%程度の高さまで充填する。
- (2) 充填コンクリート上部にはダイアフラムを設ける。
- (3) 板パネルの幅厚比は道路橋示方書の圧縮補剛板の限界幅厚比以下（式3.1.3の R で0.5以下）にする。
- (4) 縦方向補剛材剛比は線形座屈理論から得られる最適剛比 γ^* の3倍以上とする。
- (5) ダイアフラムを密に配置する [2]。
- (6) コンクリート充填部の角溶接は全断面とけ込みグループ溶接とする。
- (7) 充填コンクリートは、比較的低強度のコンクリート（ $240\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度以下）を使用する。
- (8) 断面変化点の抵抗モーメントに余裕を持たせる [12]。

本規定は、コンクリートを基部に部分的に充填した単柱式鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法および機能保持照査法について規定したものである。設計の流れは図1.1.1に示されている。保有水平耐力照査法についての基本的な考えは道路橋示方書・V耐震設計編（平成2年2月）に準拠している。また、機能保持照査法は、新たに設けられたもので、大地震終了後の橋梁構造物の使用性に関する照査を行うものである。断面形状は、研究が進んでいる補剛箱形断面とする。

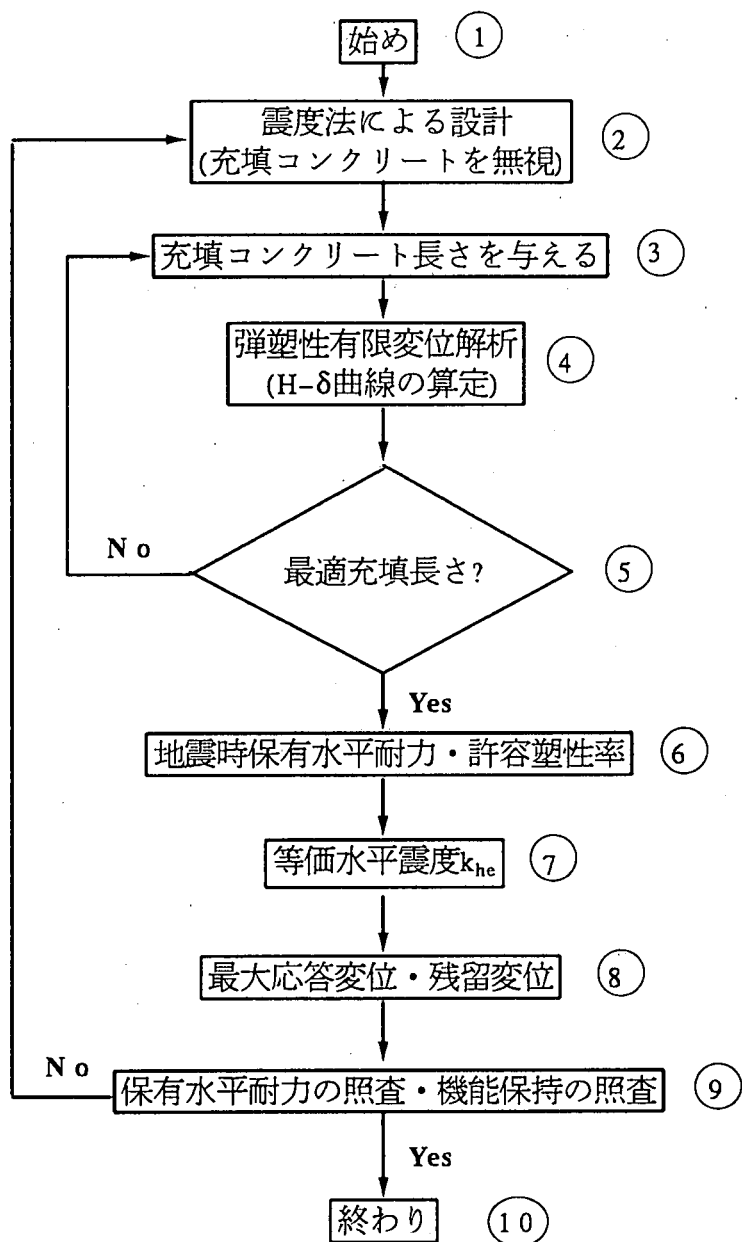


図 1.1.1 設計の流れ

本規定で対象としている地震動および照査法（または解析法）は表 1.1.1 に示す通りである。L1 地震動は現行道路橋設計示方書の震度法で用いられている地震動，L2a 地震動は同示方書の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査で用いられている地震動である。L2b は直下型地震動を対象としており，構造物近辺の地質調査によって同定された活断層，地盤特性，地形特性などの情報を基に予測される地震動である。しかし，それが容易に得られないときは平成 7 年兵庫県南部地震の地震動を用いることができる。本規定では，同地震の際に観測された地震波（I 種地盤：神戸海洋気象台，II 種地盤：JR 鷹取駅，III 種地盤：東神戸大橋）を用いる。なお，L2b 地震動に対して

は、動的解析により安全性および使用性の照査を行うのが望ましいが、ここではL2a地震動と同様な方法で照査を行う。

表 1.1.1 想定地震動及び照査法

対象地震	中地震 (L1 地震動)	海洋型の大地震 (L2a 地震動)	内陸型の直下大地震 (L2b 地震動)
照査法 解析法	震度法	保有水平耐力・ 機能保持照査法	動的解析法 または 保有水平耐力・ 機能保持照査法

機能保持照査を行う場合には、表 1.1.2 の許容損傷度を基に、橋梁構造物を表 1.1.3 に示すように 3 種類に区分する。R1 構造物は最重要路線にある橋梁で、L2b 地震動でも数日で復旧できる程度の損傷を許容する構造物である。R2 構造物は、L2a 地震動では数日で復旧可能だが、L2b 地震動に対しては 2 週間から 2 カ月の復旧期間を許容する構造物である。R3 構造物では、L2b 地震動に対しては橋としての機能は失うが崩壊はしない程度の損傷を許す。現行の道路橋示方書にも設計震度を定める際に重要度別補正係数があり、構造物の重要度（特 1 級，1 級，2 級）に応じて 1.1~0.8 の値が定められている。本規定での 3 種類の構造区分は、現行の規定の 3 種類の重要度の区分とは必ずしも 1 対 1 に対応しない。また、考え方にも差がある。すなわち、現行示方書では重要度に応じて安全性（強度）を変えているが、本規定では機能維持の程度を変えている。なお、各構造物に対する機能保持照査の限界値については、6 で述べる。

表 1.1.2 許容損傷度の分類

記号	損傷内容および復旧期間
A _s	① 崩壊とみなされる程度の損傷。 ② 骨格線の変化が極端に大きく、車両通過が不可能な程度の損傷。 ③ 撤去・建て替えが必要。
A	① 崩壊はしないが、橋としての機能を失っている状態。 ② 補修をすれば再利用が可能だが、長期間（2 カ月以上）を要する。
B	① 最低限の機能を維持している程度の損傷。 ② 災害復旧用、人命救助用の緊急車両のみ通せる程度の損傷で、例えば、支承などの損傷により路面に段差が生じた場合や路面に隙間が生じた場合など。
C	① 数日以内の補修で復旧可能な程度の損傷で、例えば伸縮継手の損傷。 ② または、補修しながら普通車両を通せる程度の損傷。
D	① 損傷がほとんどない。 ② 目視点検後、すぐに通常の交通が可能な状態。

表 1.1.3 機能保持照査法における構造物の区分と許容損傷度

対象地震 構造物の種類	L2a	L2b
最重要路線にある 構造物 (R 1 構造物)	C	C
重要路線にある 構造物 (R 2 構造物)	C	B
その他の構造物 (R 3 構造物)	B	A

1. A~D は目標とする許容損傷度を表し、内容については表 1.1.2 参照.
2. (R 1 構造物) は、社会的にきわめて重要な地域内の、特に重要な路線にある構造物をさす.
3. (R 2 構造物) は、社会的に重要な地域内にあり、物理的、経済的、あるいは政治的に代替路線の確保が不可能な路線にある構造物をさす.

2 一般

- (1) 鋼製橋脚は大地震時に必要なねばりを向上させるために、震度法による設計に加えて、地震時保有水平耐力の照査を行う.
- (2) さらに、地震終了後の橋梁の使用性を照査するため、機能保持の照査を行う.
- (3) 鋼製橋脚は、原則として、柱基部にコンクリートを部分的に中詰めすることにより、大地震時に必要なねばりを確保し、かつ地震終了後の残留変位の抑制を行う.

- (1) 震度法による設計は、表 1.1.1 に示す L1 地震動、地震時保有水平耐力・機能保持照査は L2a および L2b 地震動に対して行う.

3 震度法による設計

- (1) 震度法による設計は、ここで定める事項以外は、道路橋示方書（平成2年2月）による。
- (2) 震度法による設計においては、充填コンクリートを無視し、鋼断面のみを考慮する。
- (3) 鋼製橋脚断面の構成板パネルおよび縦方向補剛材は下記の条件を満足するように設計する。

a) コンクリート無充填部

$$R \leq 0.5 \quad (3.1.1)$$

$$R_s \leq 0.5 \quad (3.1.2)$$

$$\gamma \geq 3\gamma^* \quad (3.1.3)$$

b) コンクリート充填部

$$R \leq 0.7 \quad (3.1.4)$$

$$R_s \leq 0.7 \quad (3.1.5)$$

$$\gamma \geq \gamma^* \quad (3.1.6)$$

ここに、

$$R = 0.526 \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.1.7)$$

$$R_s = 1.61 \frac{b_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{E}} \quad (3.1.8)$$

- γ : 縦方向補剛材剛比
- γ^* : 線形座屈理論から求められる縦方向補剛材の最適剛比
- b : 板パネルの総幅
- t : 板パネルの厚さ
- n : サブパネル数
- b_s : 縦方向補剛材の幅
- t_s : 縦方向補剛材の板厚
- σ_y : 板パネルの降伏応力
- σ_{ys} : 縦方向補剛材の降伏応力

- (4) 橋脚の断面変化部は、5.2の照査を前提として、作用応力度に余裕を持たせるのがよい。

- (1) L1地震動（中地震）を対象とした震度法による鋼製橋脚の設計に用いる荷重、設計条件および設計震度は道路橋示方書・V耐震設計編（平成2年2月）3章および4章の規定に従う。また、許容応力度、構造細目等に関しても、ここで規定する事項以外は、道路橋示方書・II鋼橋編（平成2年2月）に従う。
- (2) コンクリートは、橋脚基部の鋼板の局部座屈発生を防止するために充填する。コンクリートを中詰めし、その上部にダイアフラムを設けるのみで、橋脚の剛性お

よび耐荷力を高めることができるが、震度法による許容応力度設計（1次設計）では、鋼製橋脚のみで外力に抵抗するとみなし、コンクリートとの合成効果を見做す。ただし、コンクリート充填による余剰耐力は、地震時保有水平耐力の照査で考慮する。

- (3) 橋脚断面は箱形とし、等間隔に配置された縦方向補剛材（長方形断面）、ダイアフラムまたは横方向補剛材で補剛された板より構成されるものとする。補剛板の設計方法は、道路橋示方書・II鋼橋編（平成2年2月）3.2.3に規定されているが、鋼製橋脚の構成板要素に対しては、変形性能を向上させるために、板パネル幅厚比、補剛材の幅厚比および補剛材剛比により厳しい制限を設ける。式（3.1.1）の制限は、純圧縮補剛板が全断面降伏まで局部座屈を起こさないと考えられる幅厚比である。また、式（3.1.2）、式（3.1.3）は、縦方向補剛材の変形性能を向上させるために設けたものである。また、式（3.1.3）の最適剛比 γ^* は、道路橋示方書・II鋼橋編（平成2年2月）の式（3.2.5）、（3.2.7）において $t_o/t=1.0$ と置いた式から求められる。

なお、コンクリート充填部に関してはコンクリートの存在により局部座屈の発生が防止されるため、幅厚比制限、必要補剛材剛比の緩和を式（3.1.4）、（3.1.5）、（3.1.6）で行う。

- (4) コンクリート充填鋼製橋脚の基部の抵抗モーメントは、鋼とコンクリートの合成断面としての全塑性モーメントにほぼ等しくなる。震度法ではコンクリートを無視して設計するが、地震時保有水平耐力照査時には鋼とコンクリートの合成効果を考慮するため、中空鋼断面の断面変化部の応力度に余裕がないと、そこで局部座屈破壊が生ずることとなる[10]。このような破壊モードは兵庫県南部地震で多数見られた。この照査は5.2で行うが、作用応力度と許容応力度との間にあらかじめ余裕を持たせて設計しておくのがよい。

4 充填コンクリート

- (1) 鋼製橋脚には、変形性能を高めるため、橋脚基部の下ベースプレートの上から所定の高さまで中詰めコンクリートを充填する。
- (2) 充填コンクリート天端には中間ダイアフラムを必ず設けなければならない。
- (3) 充填コンクリートは設計基準強度が160~240kgf/cm²のコンクリートを使用することを原則とする。
- (4) コンクリートの充填高さは、5.2に定めるように、コンクリート充填部および中空鋼断面部がほぼ同時に限界状態に達するように決める。

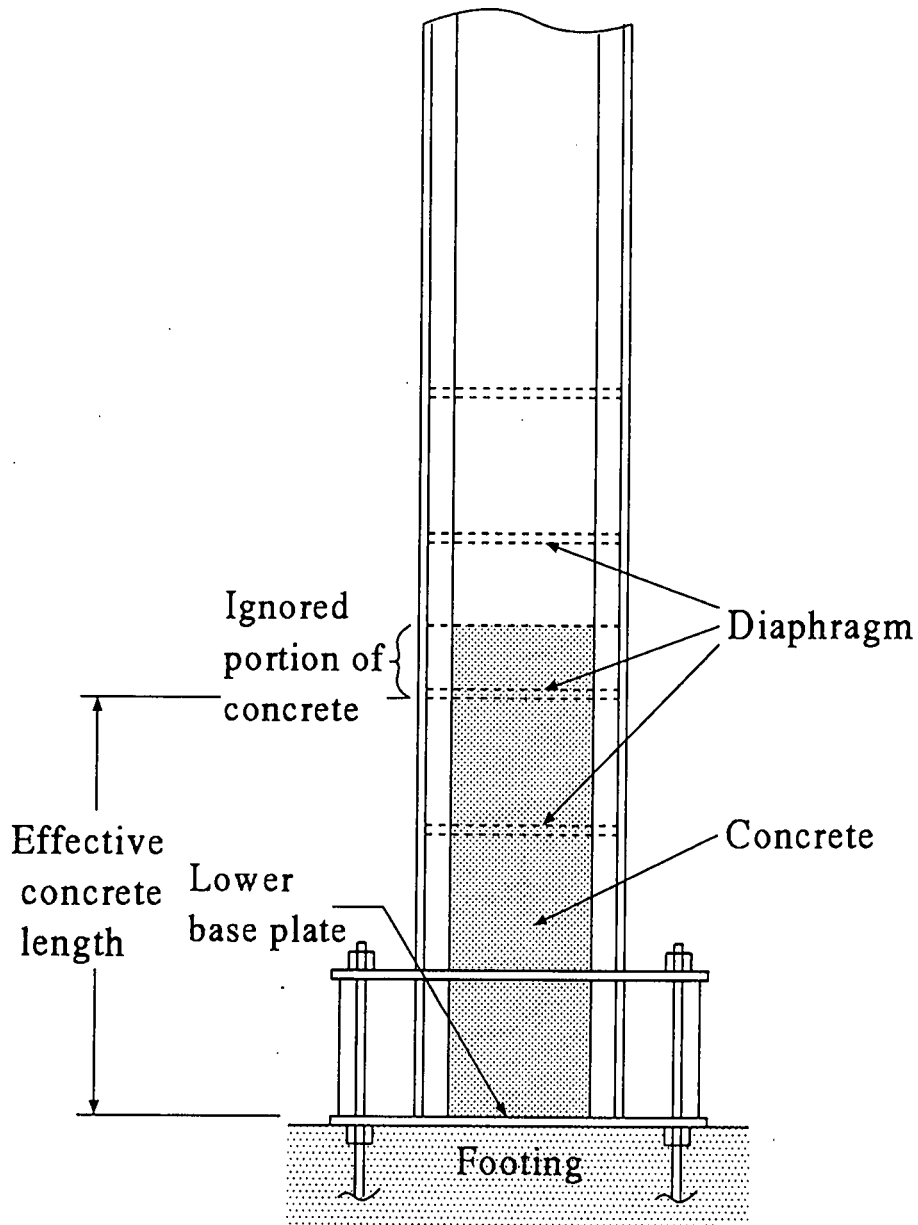


図 4.1.1 コンクリート部分充填鋼製橋脚

- (1) コンクリートを適切な高さまで充填することにより、鋼製橋脚の変形性能を格段に高めることができる [1~11]。コンクリートは、図 4.1.1 に示すように、下ベースプレート上部から、所定の充填高さ位置に設けたダイアフラムの上部まで充填するものとする。
- (2) コンクリートうち止め天端にダイアフラムを設けることにより、充填コンクリートが密閉され、鋼とコンクリートの合成効果を期待できる。ダイアフラムがない場合でも、ある程度の耐荷力と変形性能の向上は見込めるが [7]、不確定要素が多いため、合成効果を期待する充填コンクリート天端には必ずダイアフラムを設けなければならない。従って、コンクリート天端にダイアフラムがないパネルに

については、その部分のコンクリートを無視する（図 4.1.1 参照）。

- (3) コンクリートの強度が高くなれば橋脚の耐荷力は当然上昇するが、その分基礎に大きな力が作用することになる。従って、橋脚はむやみに強度を上げるよりは、変形能により耐震性能を向上させるのが好ましいことから、コンクリートの強度に制限を設ける。
- (4) コンクリートの最適充填高さは、この規定のように決めるが、多くの場合橋脚高さの 30%まで充填すれば十分 [10] であるので、この値を初期値として用いる。なお、比較的厚肉で、ダイヤフラムまたは横方向補剛材間隔が密な補剛板により構成される橋脚（式 (3.1.7) の R が 0.3 前後でフランジ補剛板のアスペクト比が 0.5 前後）に対しては、コンクリートを充填しない場合が最適になる場合もあり得る。

5 地震時保有水平耐力および許容塑性率の計算方法

5.1 解析方法

- (1) コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率を算出する場合には、図 5.1.1 に示すように、上部構造の自重に相当する一定鉛直力 P と上部構造の慣性力に相当する水平力 H が、上部構造の慣性力の作用位置に作用する、はり一柱として取り扱う。ただし、橋脚の自重の影響は無視しても良い。
- (2) コンクリート充填鋼製橋脚の降伏水平力 H_y および降伏変位 δ_y 、ならびに終局水平耐力 H_u および終局変位 δ_u は、次の条件により上部構造の慣性力の作用位置において算出するものとする。
 - (a) 降伏水平力 H_y は、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の、ある断面で鋼板が降伏を開始するときの水平力とする。
 - (b) 降伏変位 δ_y は、コンクリート充填鋼製橋脚の水平力-水平変位関係において、水平力が H_y のときの水平変位とする。
 - (c) 終局水平耐力 H_u および終局変位 δ_u は、コンクリート充填鋼製橋脚の 1 部が 5.2 に示す破壊基準を満たすときの水平力および水平変位とする。
 - (d) 鋼およびコンクリートの応力-ひずみ曲線は、それぞれ、図 5.1.2 および図 5.1.3 に示すとおりとする。また、コンクリートの引張強度は無視する。
 - (e) 鋼とコンクリートの付着は完全とみなし、平面保持の仮定を用いて断面の軸ひずみを計算する。

- (1) 鉄筋コンクリート橋脚と同様に、コンクリート充填鋼製橋脚の水平力-水平変位関係（図 5.1.4 の $H - \delta$ 関係）を算定して、地震時保有水平耐力の照査を行う。鉄筋コンクリート橋脚の場合には、微小変位理論に基づく弾塑性解析により水平

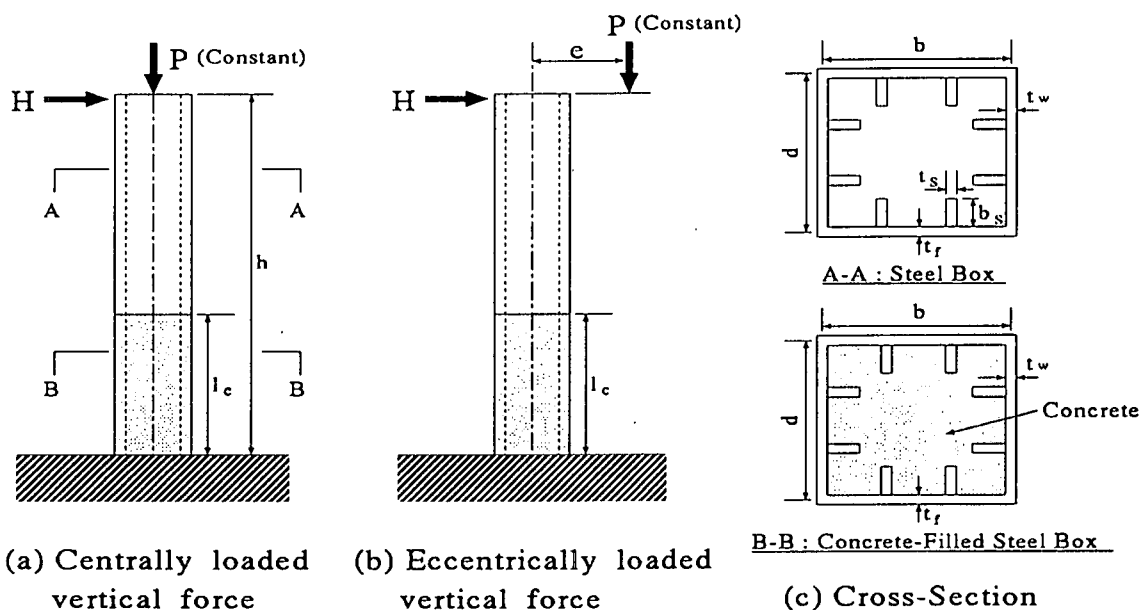


図 5.1.1 解析モデル

力-水平変位関係を求めているが、鋼製橋脚の場合には変位が大きくなり、いわゆる $P-\Delta$ 効果の影響が大きくなることが予想されるため、鉛直力を考慮してはり-柱 (Beam-column) 部材に対する弾塑性有限変位理論により解析する。

骨組構造物の弾塑性有限変位解析については数多くの手法が発表されている [13] が、ここで取り扱っているような幾何学的非線形性の余り強くない問題では、どの方法を用いても大差ない結果が得られる。

解析は、鉛直力がまず所定の大きさまで作用し、その後鉛直力を一定に保ちながら水平力が漸増するという条件で行う。従って、図 5.1.1(a) のように鉛直力が柱の重心軸上に作用する場合、および同図 (b) のように偏心して作用する場合の水平力-水平変位関係は、それぞれ図 5.1.4(a),(b) のようになる。偏心鉛直力が作用する場合には、偏心モーメントによる初期変位 δ_0 が水平力の作用前に存在するが、全水平変位 δ から δ_0 を差し引くことにより水平力によって生ずる水平変位を求めることができる。

- (2) 降伏水平力 H_y は、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の弾性有限変位解析により求めるか、または近似的に次式から求められる H_y の小さい方の値を用いることができる [11].

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) - P \frac{e}{h} \quad (5.1.1)$$

$$H_y = \frac{M_y}{0.85h} \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) \left(1 - \frac{P}{P_u} \right) - P \frac{e}{h} \quad (5.1.2)$$

ここに、 $e =$ 鉛直荷重 P の偏心量、 $P_E =$ 片持柱のオイラー座屈荷重（有効座屈長 $= 2.0$ ）、 $P_u =$ 中心軸圧縮柱の強度（有効座屈長 $= 2.0$ ）、 $M_y =$ 降伏モーメント、 $h =$ 柱の高さ、である。

コンクリート充填鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析に用いる鋼材の応力-ひずみ関係にはひずみ硬化の影響を考慮する。図 5.1.2 は SS400, SM490 および SM570 鋼材に対する工学的応力-ひずみ関係 [14] であるが、これらに代わる信頼できる実験結果があればそれを用いても良い。これらの応力-ひずみ関係の適用範囲は、概略ひずみの 5% までである。なお、これら 3 種類の鋼材の中間の強度の鋼材を用いるときは、降伏応力はその鋼材に対応するものを用い、それ以外の量は、強度がその鋼材より低い方の鋼材に対する応力-ひずみ関係を用いる。一般には、SS400 に対する諸量を用いれば最も安全である [11]。

コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は図 5.1.3 のものを用いる。コンクリートの破壊は、鋼板による拘束効果があるため、1.1% まで生じないと仮定している。文献 [10,11] では、コンクリートの破壊ひずみとして、0.6% を用いていたが、その後の知見により、1.1% でも実験結果に対して安全側の結果が得られることが分かったので、この値を用いる [20]。

解析には、補剛箱形断面をそのまま用いても良いが、等価な無補剛箱形断面に置き換えてもよい [11]。置換は、次のような条件で行う（図 5.1.5 参照）。

- ① 断面の外形は変わらない（フランジ幅 B 、ウェブ高さ D_w は不変）。
- ② 断面積は変わらない。
- ③ z 軸回りの全塑性モーメントは変わらない。

これらの条件より、置換断面のフランジ板厚 \bar{t}_f 、ウェブの板厚 \bar{t}_w は、条件②、③を表す次式を解くことによって容易に求められる。

$$2[B\bar{t}_f + (D_w - 2\bar{t}_f)\bar{t}_w] = A \quad (5.1.3)$$

$$B\bar{t}_f(D_w - \bar{t}_f)\sigma_{yf} + \frac{1}{2}(D_w - 2\bar{t}_f)^2\bar{t}_w\sigma_{yw} = M_p \quad (5.1.4)$$

ここで、 σ_{yf} = フランジの降伏応力、 σ_{yw} = ウェブの降伏応力、 A = 補剛断面の全断面積、 M_p = 補剛断面の全塑性モーメントである。

例えば、フランジとウェブの降伏応力が同じ ($\sigma_{yf} = \sigma_{yw} = \sigma_y$) とすれば、 \bar{t}_f 、 \bar{t}_w は次式で与えられる。

$$\bar{t}_f = \frac{4Z - AD_w}{2(BD_w - A)} \quad (5.1.5)$$

$$\bar{t}_w = \frac{A - 2B\bar{t}_f}{2(D_w - 2\bar{t}_f)} \quad (5.1.6)$$

ここで、 Z = 補剛断面の塑性断面係数である。

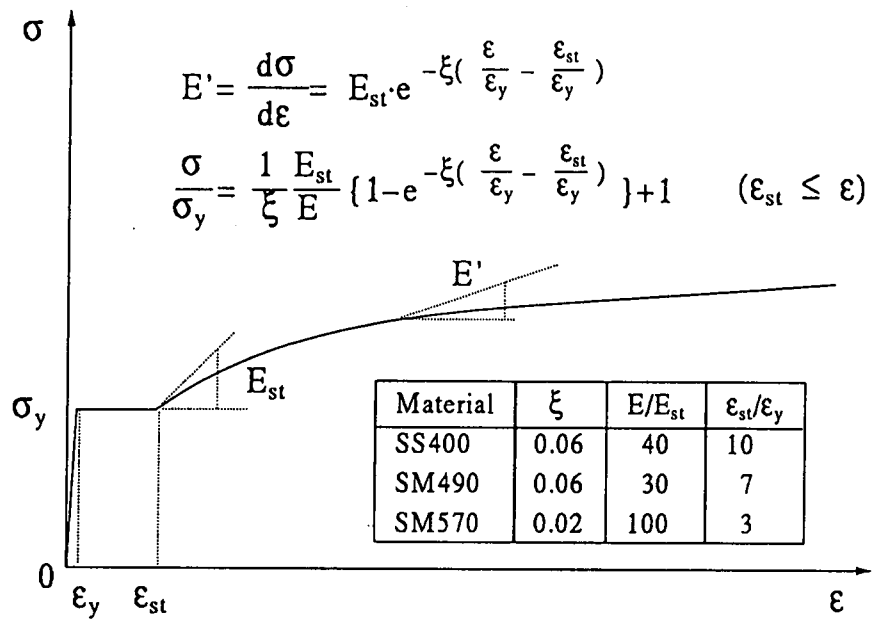


図 5.1.2 鋼材の応力-ひずみ関係（引張および圧縮）

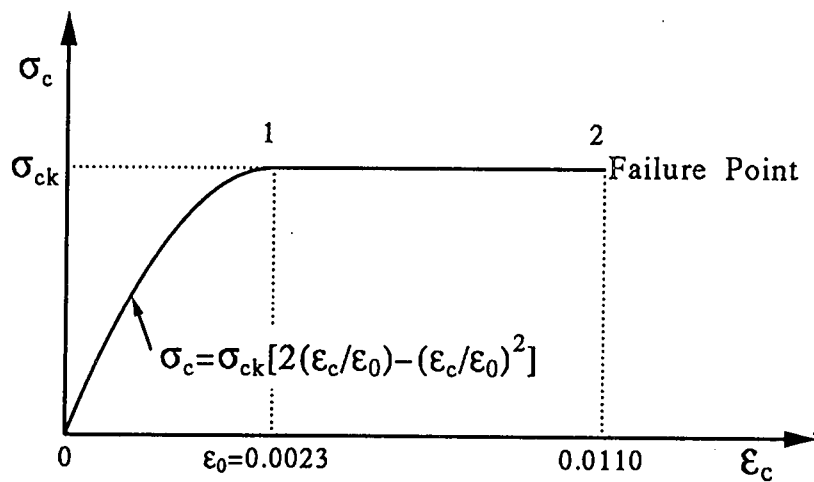
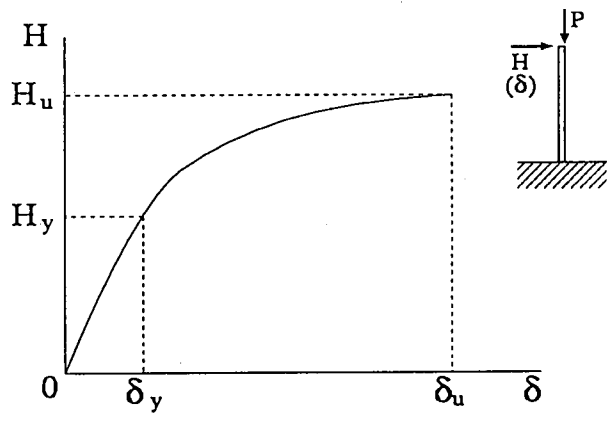
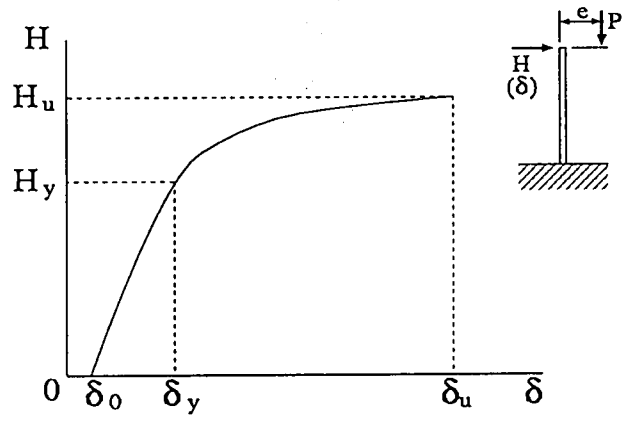


図 5.1.3 コンクリートの応力-ひずみ関係（圧縮）

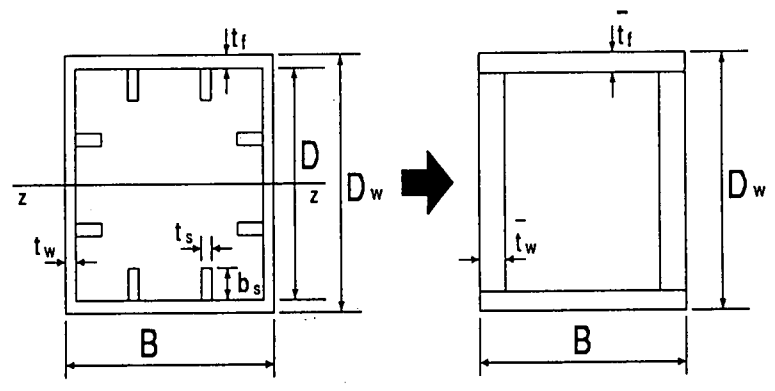


(a) Centrally loaded vertical force



(b) Eccentrically loaded vertical force

図 5.1.4 橋脚の水平力-水平変位関係



(a) Original Stiffened Section (b) Equivalent Unstiffened Section

図 5.1.5 等価断面の概念図

5.2 破壊基準

(1) 橋脚の終局限界状態は、下記の (a) または (b) のいずれかの状態に達したときとする。

(a) 式 (5.2.1) および式 (5.2.2) より算定された、コンクリート充填部および中空鋼断面部の損傷度のいずれかが 1.0 に達したとき。

$$D_c = \frac{\varepsilon_{a,c}}{\varepsilon_{u,c}} \quad (5.2.1)$$

$$D_s = \frac{\varepsilon_{a,s}}{\varepsilon_{u,s}} \quad (5.2.2)$$

ここに、

D_c : コンクリート充填部の損傷度

D_s : 中空断面部の損傷度

$\varepsilon_{a,c}$: コンクリート最縁端に生ずる圧縮ひずみの、コンクリート充填部の有効破壊長 (=0.7b) 領域での平均

$\varepsilon_{a,s}$: 中空鋼断面フランジに生ずる圧縮ひずみの、中空鋼断面部の有効破壊長 (0.7b または a の小さい方の長さ) 領域での平均

b : フランジ幅

a : 中空鋼断面フランジ補剛板のダイアフラム間距離、または横方向補剛材間隔

$\varepsilon_{u,c}$: コンクリートの限界ひずみ (=0.011)

$\varepsilon_{u,s}$: 中空鋼断面フランジの限界ひずみで、式 (5.2.3) より求める。

$$\frac{\varepsilon_{u,s}}{\varepsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (5.2.3)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5.2.4)$$

$$Q = \frac{1}{2R} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R}] \leq 1.0 \quad (5.2.5)$$

$$\beta = 1.33R + 0.868 \quad (5.2.6)$$

r_s : 1本の縦方向補剛材と隣接板パネルよりなる T形断面 (フランジ総幅 = b/n) の、板パネルに平行な主軸回りの断面 2次半径。

n : フランジ補剛板のサブパネル数

R : フランジ補剛板の幅厚比パラメータで式 (3.1.7) より求める。

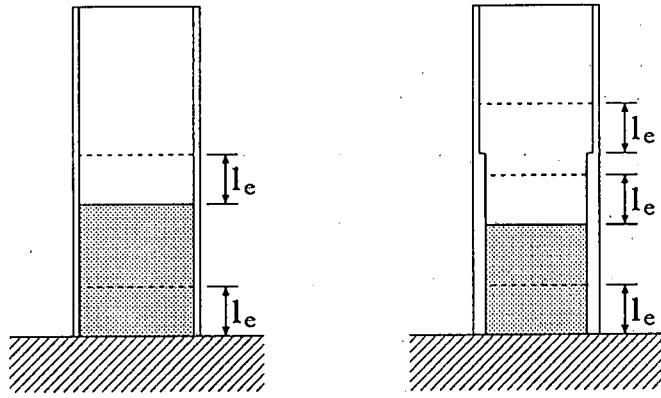
σ_y : フランジ補剛板の降伏応力

ε_y : フランジ補剛板の降伏ひずみ (= σ_y/E)

(b) 橋脚の水平荷重 - 水平変位曲線が水平荷重のピーク値 H_{max} を過ぎ、 $0.95H_{max}$ まで降下したとき。

(2) コンクリートの充填高さは、橋脚の終局状態において、 $D_c=1.0$ 、および $D_s < 1.0$ になるように決めるのがよい。

(3) 中空鋼断面の断面変化点についても損傷度 D_s を算定し、橋脚の終局状態において、 $D_s < 1.0$ であることを確かめなければならない。



$l_e = 0.7b$: Effective failure length, b : Flange width

(a) Uniform section (b) Stepped section

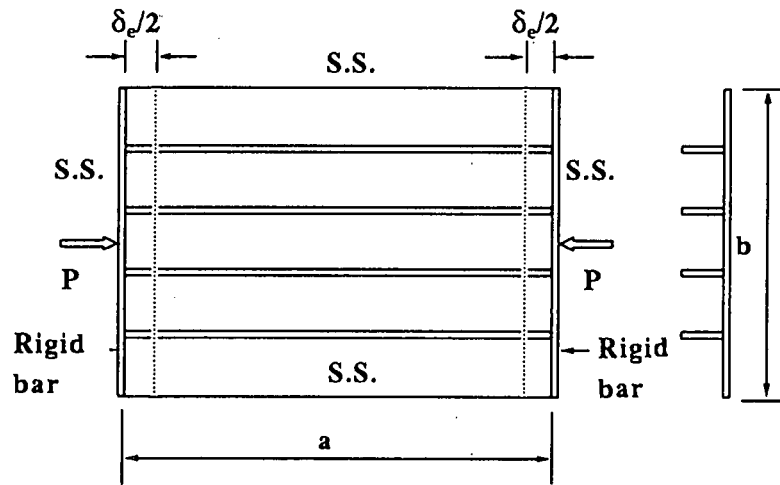
図 5.2.1 ひずみを照査する断面および有効破壊長の概念図

- (1) 破壊基準は、5.1 で求める水平力-水平変位関係の終点を定める条件であり、その点より、終局水平力 H_u および終局変位 δ_u が求められる。

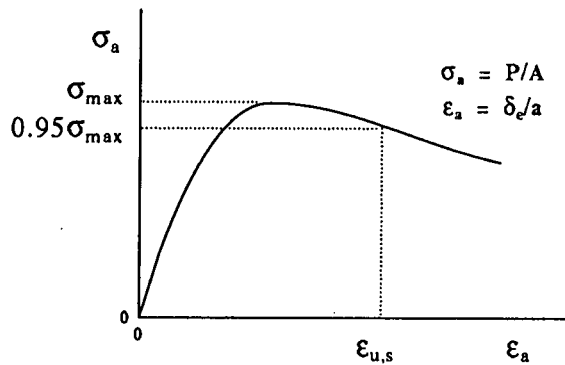
(a) の限界状態の場合、ひずみを照査する断面は、等断面のときは図 5.2.1(a) に示すような 2 カ所（柱基部および中空鋼断面部）であるが、図 5.2.2(b) のような変断面の場合には断面変化部も照査する必要がある。

コンクリート充填部はコンクリートの軸ひずみが破壊ひずみ 1.1% に達した状態を破壊としているので、 $\epsilon_{u,c} = 0.011$ である。一方、中空鋼断面部の限界ひずみは次のように求められている [11]。図 5.2.2 に示すように、ダイアフラム、または、横方向補剛材間のフランジ補剛板を取り挙げ、それが純圧縮（載荷辺は剛板を介して載荷されていると考え、板の幅方向に一様な変位を長さ方向に与える）を受けるときの載荷縁での平均応力 σ_a （圧縮力/補剛板断面積）と平均ひずみ ϵ_a （載荷縁の縮み/補剛板の長さ）関係を弾塑性有限変位解析により求め、平均応力がピーク値 σ_{max} を過ぎ、 $0.95\sigma_{max}$ まで降下した点での平均ひずみを、中空断面部の限界ひずみとしている。この理由として、(a) 耐震性能の良い部材の補剛板は、補剛材剛比が大きく、かつ幅厚比が小さいため、最高荷重後の荷重低下が非常になだらかで σ_{max} をとらえるのが難しいこと、(b) 実際の補剛板では長さ方向に応力勾配があり、応力勾配を無視した解析結果に比べ安全側にあること、(c) σ_{max} に対応する平均ひずみでは補剛板の変形能を有効利用できないこと、などがある。解析は、補剛材 4 本（サブパネル数 $n=5$ ）の補剛板について行われた。図 5.2.3 は、解析から得られた $\epsilon_{u,s}$ を $\bar{\lambda}_s$ に対してプロットしたものである。これから、最小 2 乗近似をすることにより式 (5.2.3) が得られた。式 (5.2.3) は無補剛板に対しては使用できない。無補剛板の限界ひずみを求める式は、文献 [11] を参照されたい。なお、式 (5.2.3) において、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ のときは、 $\epsilon_{u,s}/\epsilon_y = 20.0$ とし、式 (5.2.5) で $Q > 1.0$ のときは、 $Q = 1.0$ として式 (5.2.4) の $\bar{\lambda}_s$ を計算する。

変形能が大きく、かつ細長比の大きな橋脚の場合には、 $P - \delta$ 効果のため上述



(a) Simply supported stiffened plate ($n=5$) in compression



(b) Average stress- $\bar{\epsilon}$ relation

図 5.2.2 純圧縮を受けるフランジ補剛板

の限界状態に達する以前に (b) の終局限界状態に達する場合がある (図 5.2.4 参照)。この場合には、荷重が $0.95H_{max}$ まで降下した点を橋脚の終局状態とする。

- (2) コンクリート充填高さは、耐震性能の向上を確実にするためコンクリート充填部が先に終局状態に達するように定めるのがよい。従って、中空鋼断面部は破壊に対してある程度余裕を持たせるように設計するのがよい。

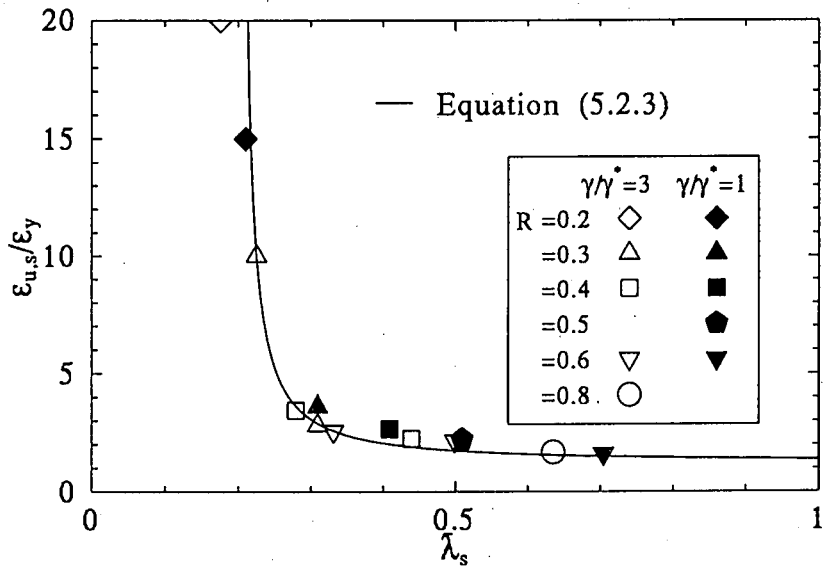


図 5.2.3 極限ひずみ $\epsilon_{u,s}$ と $\bar{\lambda}_s$ の関係

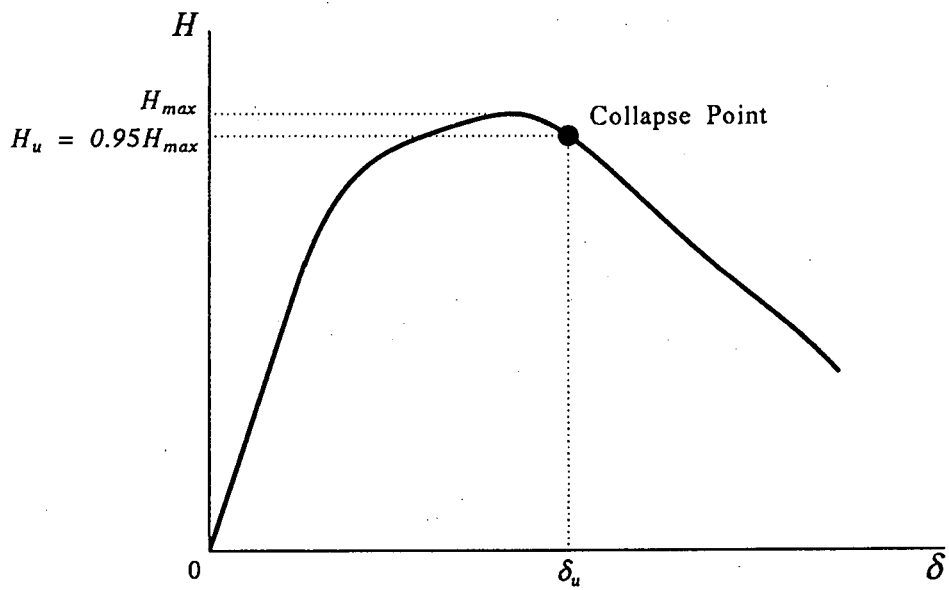


図 5.2.4 荷重降下がある場合の橋脚の終局限界状態

5.3 地震時保有水平耐力，許容塑性率および等価固有周期

(1) 地震時保有水平耐力

地震時保有水平耐力は，式 (5.3.1) により算出するものとする。

$$H_a = H_y + \frac{H_u - H_y}{\alpha} \quad (5.3.1)$$

ここに，

H_a : 橋脚の地震時保有水平耐力

H_u : 5.1 に規定する，橋脚の終局水平耐力

H_y : 5.1 に規定する，橋脚の降伏水平耐力

α : 安全係数（暫定的に 1.0 とする）

(2) 許容塑性率

(a) 鉛直力 P が橋脚の重心軸に作用する場合の許容塑性率は，式 (5.3.2) により算出するものとする。

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (5.3.2)$$

ここに，

μ : 橋脚の許容塑性率

δ_u : 5.1 に規定する，橋脚の終局水平変位

δ_y : 5.1 に規定する，橋脚の降伏水平変位

α : 安全係数（暫定的に 1.0 とする）

(b) 鉛直力 P が偏心して橋脚に作用する場合の許容塑性率は，式 (5.3.3) により算出するものとする。

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha(\delta_y - \delta_o)} \quad (5.3.3)$$

ここに，

δ_o : 上部構造の慣性力の作用位置において算出した，偏心して作用する鉛直力によって生ずる橋脚の初期水平変位

(3) 等価固有周期

等価固有周期は，道路橋示方書・V 耐震設計編，式 (5.4.4)~(5.5.7) により算出する。

- (1) この規定は，道路橋示方書・V 耐震設計編 5.4.1 と同一であり，橋脚の $H - \delta$ 曲線を Bilinear 型に近似し，安全係数を α としたものである。安全係数 α の値は，実験結果との比較によって定めるべきである。比較的小型の供試体を用いて行われた繰り返し載荷実験の結果に対しては，本解析結果はすべて安全側にある [20] ため，ここでは暫定的に α の値を 1.0 としている。将来大型の供試体を用いた実験

結果が得られれば、この値の見直しもあり得る。なお、文献[21]には、鋼と充填コンクリートの強度分担分に応じて定まる安全係数の式が提案されている。

(2) δ_0 は弾性微小変位理論によって算定して良い。

5.4 地震時保有水平耐力の照査に用いる水平震度

5.4.1 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度は、式(5.4.1)により算出するものとする。ただし、式(5.4.1)による値が0.3を下回る場合には0.3とする。

$$k_{hc} = c_z \cdot k_{hc0} \quad (5.4.1)$$

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であり、想定地震動および5.3に規定する橋の等価固有周期に応じて表5.4.1の値とする。
- c_z : 道路橋示方書・V耐震設計編4.3に規定する地域別補正係数

表 5.4.1 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

L2a 地震動

地盤種別	等価固有周期 T_{EQ} (s) に対する k_{hc0} の値		
I 種	$T_{EQ} \leq 1.4$ $k_{hc0} = 0.7$		$1.4 < T_{EQ}$ $k_{hc0} = 0.876T_{EQ}^{-2/3}$
II 種	$T_{EQ} < 0.18$ $k_{hc0} = 1.51T_{EQ}^{1/3}$ ただし、 $k_{hc0} \geq 0.7$	$0.18 \leq T_{EQ} \leq 1.6$ $k_{hc0} = 0.85$	$1.6 < T_{EQ}$ $k_{hc0} = 1.16T_{EQ}^{-2/3}$
III 種	$T_{EQ} < 0.29$ $k_{hc0} = 1.51T_{EQ}^{1/3}$ ただし、 $k_{hc0} \geq 0.7$	$0.29 \leq T_{EQ} \leq 2.0$ $k_{hc0} = 1.0$	$2.0 < T_{EQ}$ $k_{hc0} = 1.59T_{EQ}^{-2/3}$

L2b 地震動

地盤種別	等価固有周期 T_{EQ} (s) に対する k_{hc0} の値		
I 種	$T_{EQ} < 0.3$ $k_{hc0} = 4.46T_{EQ}^{2/3}$	$0.3 \leq T_{EQ} \leq 0.7$ $k_{hc0} = 2.0$	$0.7 < T_{EQ}$ $k_{hc0} = 1.24T_{EQ}^{-4/3}$
II 種	$T_{EQ} < 0.4$ $k_{hc0} = 3.22T_{EQ}^{2/3}$	$0.4 \leq T_{EQ} \leq 1.2$ $k_{hc0} = 1.75$	$1.2 < T_{EQ}$ $k_{hc0} = 2.23T_{EQ}^{-4/3}$
III 種	$T_{EQ} < 0.5$ $k_{hc0} = 2.38T_{EQ}^{2/3}$	$0.5 \leq T_{EQ} \leq 1.5$ $k_{hc0} = 1.50$	$1.5 < T_{EQ}$ $k_{hc0} = 2.57T_{EQ}^{-4/3}$

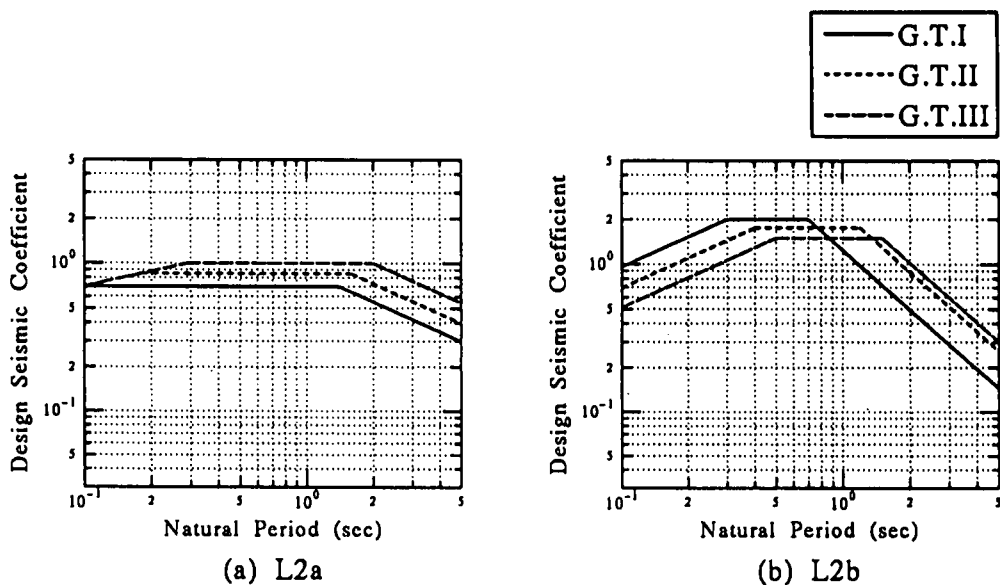


図 5.4.1 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

- (1) L2a 地震動に対する規定は、道路橋示方書・V 耐震設計編 5.4.1 と同一である。ただし、橋の重要度による設計水平震度の補正は保有水平耐力照査では行わず ($c_f = 1.0$)、機能保持の照査の所で考慮する。L2b 地震動に対する規定は、平成 7 年兵庫県南部地震で観測された地震動 (I 種地盤：神戸海洋気象台, II 種地盤：JR 西日本鷹取, III 種地盤：東神戸大橋) の加速度応答スペクトルを基に定められたものである [16]。L2a 地震動および L2b 地震動の設計水平震度の比較を図 5.4.1 に示す。

5.4.2 地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度

地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度 k_{he} は、橋脚の許容塑性率に応じて式 (5.4.2) により求めるものとする。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (5.4.2)$$

ここに、

- k_{he} : 地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度
- k_{hc} : 5.4.1 に規定する地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度
- μ : 5.3 に規定する橋脚の許容塑性率

式 (5.4.2) は、道路橋示方書・V 耐震設計編の式 (5.3.1) と同一であり、Newmark のエネルギー一定則に従い、弾性応答から求められる水平慣性力を橋脚の塑性変形に応じて低減出来るよう規定されたものである。この式は、水平力-水平変位関係を完全

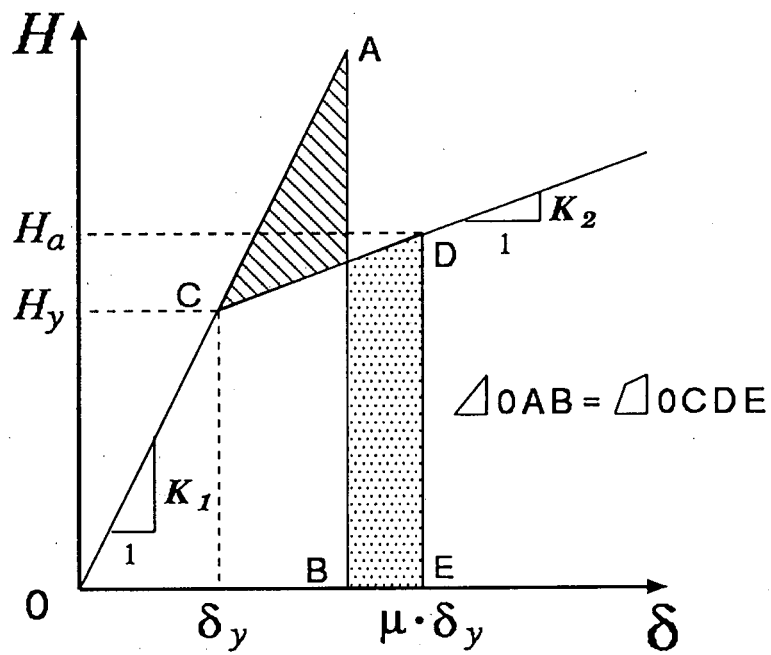


図 5.4.2 Bilinear 形の H - δ 関係

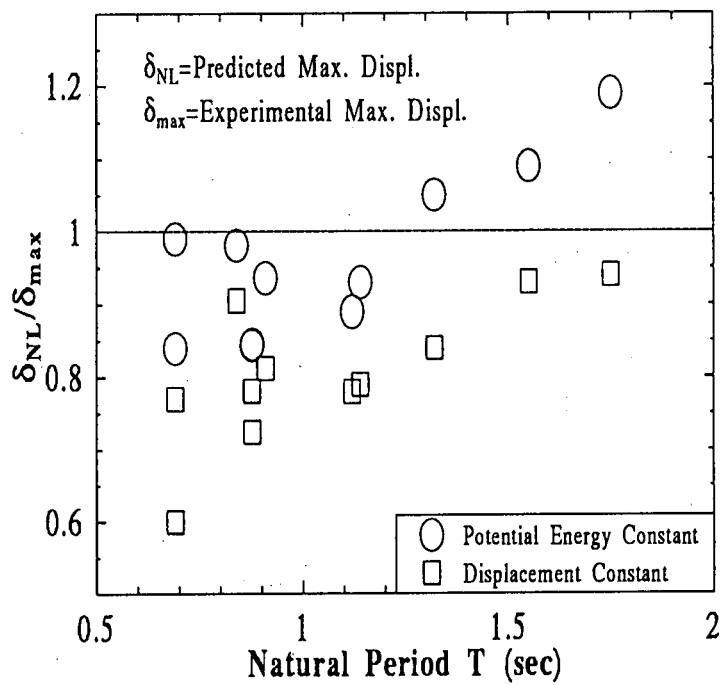


図 5.4.3 最大応答変位の予測値と実験値の比較

弾塑性体と仮定して求められているが、図 5.4.2 のような Bilinear 形の場合には、下記のような式になる [13].

$$k_{he} = \frac{\frac{H_a}{H_y} \cdot k_{hc}}{\sqrt{(1 + \frac{H_a}{H_y})\mu - \frac{H_a}{H_y}}} \quad (5.4.3)$$

ここに、 H_a は 5.3 に規定する橋脚の地震時保有水平耐力、 H_y は 5.1 に規定する橋脚の降伏水平耐力である。しかし、ここでは現行道路橋示方書に従い、式 (5.4.2) を用いることにする。

Newmark のエネルギー一定則は、弾性応答と弾塑性応答のポテンシャルエネルギーが等しい [14] として導かれたものであるが、この考えの妥当性をハイブリッド地震応答実験結果から検証してみる。図 5.4.3 は名古屋大学で行われたコンクリート部分充填鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験 [9,15,17] から得られた最大応答水平変位 δ_{max} とエネルギー一定則の考えを用いて求められた最大応答変位の予測値 δ_{NL} の比を固有周期 T に対してプロットしたものである。同図には、変位一定則すなわち「弾塑性応答変位は弾性応答変位と等しい [14]」から得られた予測値との比も示されている。用いた地震波は、土木研究所作成のレベル 2 地震波（地震時保有水平耐力照査用地震波）[18] のうち第 I 種地盤用地震波である。この地震波の加速度応答スペクトルの一定領域は 1.4 秒までで、それ以降は速度がほぼ一定である。エネルギー一定則は加速度応答スペクトルが一定の領域、変位一定則は速度応答スペクトルが一定の領域で比較的良く合う [14] と言われているが、図 5.4.2 の結果はそのことを良く表している。固有周期が 1.4 秒以上の橋脚はかなりスレンダーな橋脚（細長比パラメータ [12] で 0.6 以上）であるため、通常の橋脚ではエネルギー一定則を用いれば十分であると思われる。

5.5 地震時保有水平耐力の照査

地震時保有水平耐力の照査では、5.3 に規定する橋脚の地震時保有水平耐力 H_a が、5.4 に規定する等価水平震度 k_{he} に式 (5.5.2) の等価重量 W を乗じて求められる力以上となるようにしなければならない。すなわち、

$$H_a \geq k_{he} \cdot W \quad (5.5.1)$$

$$W = W_U + 0.5W_P \quad (5.5.2)$$

ここに、

- H_a : 5.3 に規定する橋脚の地震時保有水平耐力
- k_{he} : 5.4 に規定する等価水平震度
- W : 地震時保有水平耐力の照査に用いる等価重量
- W_U : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量
- W_P : 橋脚躯体の重量

6 機能保持の照査

6.1 最大応答変位および残留変位

(1) 慣性力の作用位置における橋脚の最大応答変位は、式(6.1.1)によって算定してよい。

$$\begin{aligned}\delta_{max} &= \frac{\delta_y}{\gamma} \left\{ \gamma - 1 + \sqrt{1 - \gamma + \gamma \left(\frac{\delta_E}{\delta_y} \right)^2} \right\} \quad (\gamma \neq 0) \\ &= \frac{\delta_y}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{\delta_E}{\delta_y} \right)^2 \right\} \quad (\gamma = 0)\end{aligned} \quad (6.1.1)$$

$$\delta_E = \left(\frac{T_{EQ}}{2\pi} \right)^2 S_a \quad (6.1.2)$$

ここで、

- δ_{max} : 慣性力の作用位置における橋脚の最大応答変位 (cm)
- γ : K_2/K_1
- K_1 : 図 5.4.2 に示す、水平荷重-水平変位関係の第 1 勾配 (tf/cm)
- K_2 : 図 5.4.2 に示す、水平荷重-水平変位曲線の第 2 勾配 (tf/cm)
- δ_E : 弾性応答変位 (cm)
- T_{EQ} : 5.3 で算出した橋脚の等価固有周期 (s)
- S_a : $980 \cdot k_{hc0}$ で橋脚の弾性加速度応答スペクトル (cm/s^2)
- k_{hc0} : 表 5.4.1 の設計水平震度

(2) 慣性力の作用位置における、地震終了後の橋脚の残留変位は、式(6.1.3)によって算定してよい。

$$\delta_R = \delta_y \left[\tan \left(0.208 \frac{\delta_{max}}{\delta_y} - 1.46 \right) + 2.2 \right] \quad (6.1.3)$$

ここで、

- δ_R : 慣性力の作用位置における、地震終了後の橋脚の残留変位 (cm)
- δ_y : 5.1 に規定する、橋脚の降伏水平変位 (cm)
- δ_{max} : 式(6.1.1) から求められる橋脚の最大応答変位 (cm)

式(6.1.1)の最大地震応答変位は、Bilinear型の水平変位-水平荷重関係にエネルギー一定則を用いることにより求めたものである(図5.4.2)。また、式(6.1.3)は3種類のL2b地震動を用いたハイブリッド地震応答実験から得られた経験式[19]である(図6.1.1参照)。

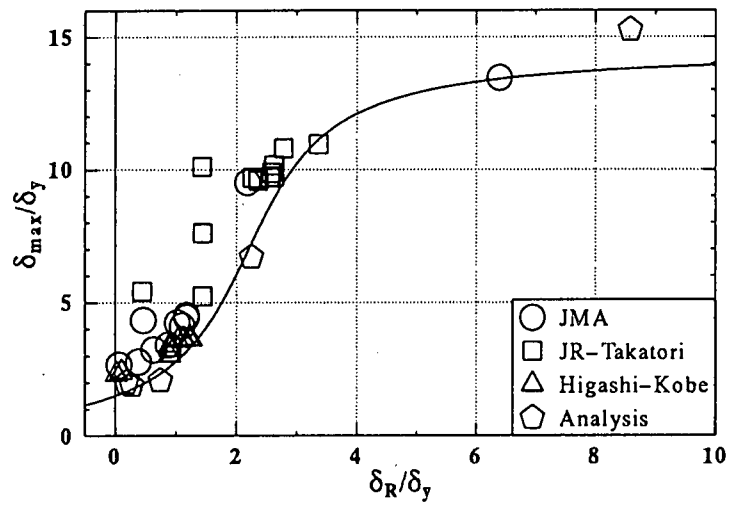


図 6.1.1 ハイブリット地震応答実験から得られた最大応答変位と残留変位の関係 [20]

6.2 機能保持の照査

式(6.1.1)の最大応答変位および式(6.1.3)の残留変位は、表6.2.1に示す、対象地震動および構造物の種類に応じた最大応答変位および残留変位の許容値以内になるようにしなければならない。

表 6.2.1 許容損傷度

構造物の種類	対象地震	L2a	L2b
	R 1 構造物	C	C
R 2 構造物	C	B	
R 3 構造物	B	A	

ここで、A、B、およびCは許容損傷度(表1.1.2)で、それぞれに対する限界値は以下のように与えられる。

許容損傷度	限界値	
	δ_{max} (cm)	δ_R/h
A	$S_E/2$	1/100
B	$S_E/2$	1/150
C	$S_E/4$	1/300

- δ_{max} : 6.1で算出した、橋脚の最大応答変位 (cm)
 δ_R : 6.1で算出した、地震終了後の橋脚の残留変位 (cm)
 h : 橋脚の高さ(下部構造躯体下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ)
 S_E : 桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さまたはかけ違い部の桁の長さ (cm) で、次式で表される。

$$\begin{aligned}
 S_E &= 70 + 0.5L \quad (L \leq 100\text{m}) \\
 &= 80 + 0.4L \quad (L > 100\text{m})
 \end{aligned}$$

ここで、 L = 支間長 (m)。

最大応答変位による損傷は、桁が橋軸方向に過度に変位し、落橋あるいは桁が支承から逸脱し、機能を喪失することを想定している。従って、固定支承、連続桁の中間支承、あるいはL2地震動に対して設計された免震支承などを支える橋脚に対しては最大応答変位の照査は行う必要がない。

7 構造細目

- (1) コンクリート充填部の橋脚のフランジと腹板のかど溶接は、全断面とけ込みグループ溶接によるものとする。
- (2) 橋脚の板パネルの縦方向補剛材は上ベースプレートを貫通させた構造とする。

参考文献

- (1) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：鋼構造の新技術に関する調査研究・報告書（中間報告），同資料集，1993年3月。
- (2) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：鋼構造の新技術に関する調査研究・報告書（中間報告），同資料集，1994年3月。
- (3) 宇佐美 勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰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，pp.105-117。
- (4) Kawashima, K., MacRae, G.A., Hasegawa, K., Ikeuchi, T. and Oshima, K.: Ductility of Steel Bridge Piers from Dynamic Loading Tests. *Satbility and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading*, Y. Fukumoto and G. Lee, ed., CRC press, Florida, pp.149-162, 1992
- (5) 宇佐美 勉，葛 漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，1993，pp.249-262。
- (6) 中井 博，北田俊行，吉川 紀，中西克佳，尾山達巳：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1347-1360，1993年3月。
- (7) 葛 漢彬，宇佐美 勉，戸谷和彦：繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，1994，pp.163-176。
- (8) 中井 博，北田俊行，中西克佳，杉山 功，河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱（充填形式）の耐荷力，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1401-1412，1994年3月。
- (9) 才塚邦宏，宇佐美 勉，木曾英滋，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，Vol.41A，1995。
- (10) 葛 漢彬，宇佐美 勉：コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.77-88，1995年4月。
- (11) 宇佐美 勉，鈴木森晶，H. P. Mamaghani，葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.69-82，1995年10月。

- (12) 福本 秀士編：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987.
- (13) 倉西 茂編：鋼構造物の終局強度と設計，土木学会，1994年7月.
- (14) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，pp.135-135，1981年.
- (15) 宇佐美 勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525/I-33,pp.55-67,1995年10月.
- (16) 日本道路協会：道路橋示方書耐震設計編改訂暫定案（参考資料），1995年5月
- (17) 鈴木俊光，宇佐美勉，伊藤義人，豊島 径：細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動，土木学会論文集，No.537/I-35, pp.77-88,1996年4月.
- (18) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.
- (19) 才塚邦宏，宇佐美勉，鈴木森晶，伊藤義人：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，土木学会論文集へ投稿中
- (20) 葛西 昭，宇佐美勉，葛 漢彬：コンクリート部分充填鋼製橋脚の破壊基準と最適充填高さに関する研究，土木学会全国大会講演概要集，1996年9月
- (21) 阪神高速道路管理技術センター・日本鋼構造協会：鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する研究業務（報告書），1995年3月

4.2 動的解析法

4.2.1 概説

土木学会による土木構造物の耐震基準等に関する第2次提言によれば、「レベル2地震動は、きわめて希であるが、非常に強い地震動を定式化したもので、構造物が損傷を受けることを考慮して、その損傷過程にまで立ち入って、構造物の耐震性能を照査する水準を示す。」とある。構造物の損傷過程を明確化し、機能保持設計のために地震終了後の構造物の損傷制御を精確に行うには、動的解析、なにかんずく時刻歴応答解析が必要である。この節では、鋼製橋脚の破壊に至るまでの激震時挙動を追跡する時刻歴応答解析の手法について述べる。

レベル2のような大きな地震動に対しては、構造物は必然的に塑性領域にはいるため、弾塑性域での時刻歴応答解析が必要となる。そのために、下記のような情報が必要である。

- (a) 構造物のモデル化
- (b) 構成則または復元力特性
- (c) 数値積分法
- (d) 応答解析結果の評価法

この節では、上記の各項目について鋼製橋脚の水平震動を例に取り説明を加える。なお、(a),(b),(c)については第II編、II-5、(d)についてはII-6に詳細が述べられている。

4.2.2 構造物のモデル化

(1)1自由度系モデル

橋脚は、頂部に非常に大きな質量を有する上部工が載るため、基部を固定と考えれば、図4.1(a)に示す粘性減衰を有する1自由度系にモデル化できる。ただし、質量 m には、下部構造の質量を考慮した等価質量を用いる[1]。

$$m = (W_u + 0.3W_p)/g \quad (4.1)$$

ここに、 W_u = 上部工の重量、 W_p = 橋脚の重量、 g = 重力加速度である。

基部に水平地震加速度が入力されたときの水平震動に関する運動方程式は、次のようになる。

$$m \ddot{\delta} + c \dot{\delta} + H(\delta) = -m \ddot{\delta}_0 \quad (4.2)$$

ここに、 δ = 質量の水平変位、 c = 粘性減衰定数、 $H(\delta)$ = 復元力、 $\ddot{\delta}_0$ = 地震加速度である。上記の運動方程式を与えられた地震動 $\ddot{\delta}_0(t)$ に対して逐次積分すれば、地震応答が求められる。構造物が弾塑性領域に入れば、復元力は変位 δ の複雑な関数となり、モデル化が必要である。これについては、次節で述べる。

(2) 2自由度系および4自由度系モデル

免震支承を考慮するときの最も簡単なモデルは図4.1(b)の2自由度系モデルであり、これに基礎の水平変位及び回転の影響を考慮すると図4.1(c)の4自由度系となる。これらのモデルに水平地震動が作用したときの運動方程式は、1層および2層建物のスウェイ・ロッキング振動に対する運動方程式と同一で、例えば文献[2]に記載されている。

(3) 多自由度系モデル

多径間橋梁構造物を有限要素法で解析するときには、必然的に多自由度のモデルになる。これについては、第II編・II-5に述べられている。

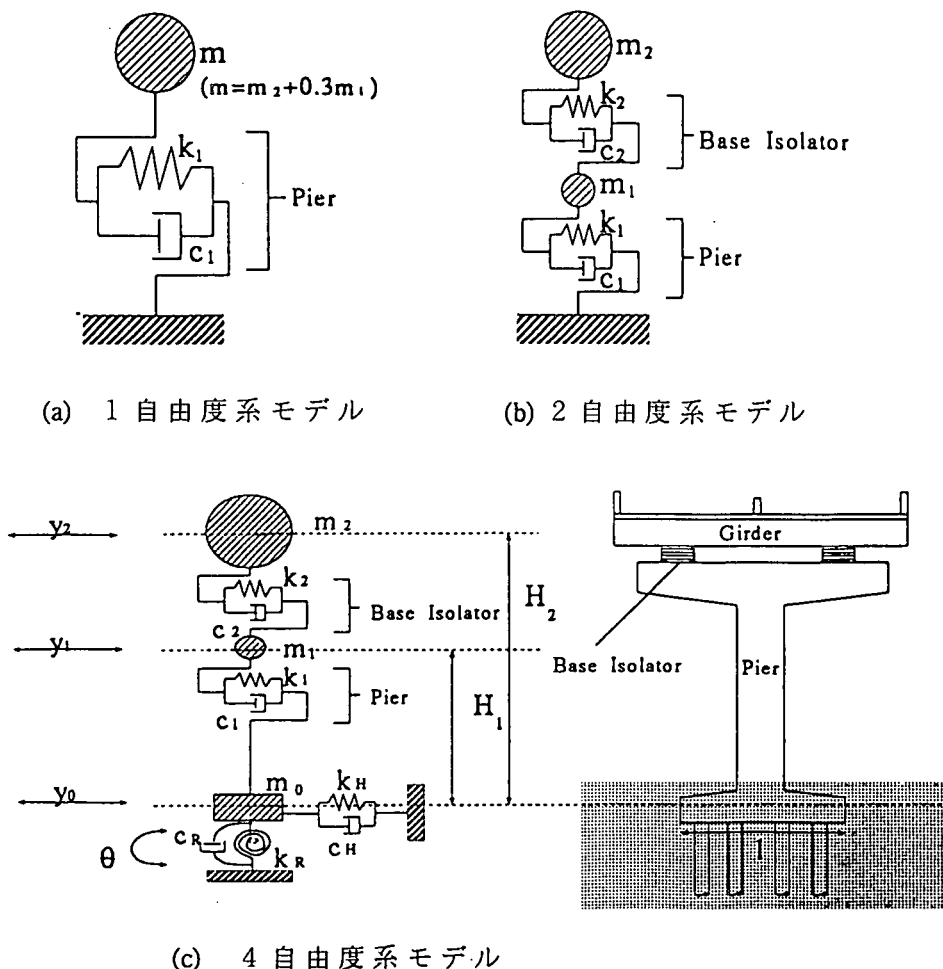


図 4.1 橋脚の時刻歴解析モデル

4.2.3 構成則または復元力特性

構造物に地震動のような繰り返し外力が作用した場合、変形が小さい間は弾性域であるが、変形が大きくなると部分的な塑性化および局部座屈などにより損傷が進展し、復元力と変形の関係は履歴ループを描くようになる。このような復元力特性（構成則）は、次のような様々なレベルで行われる。

(1) 材料の応力-ひずみ関係 ($\sigma - \epsilon$ base)

有限要素法による地震応答解析あるいは後述の断面力、部材、骨組レベルの復元力特性を数値計算から求めるときにこのレベルの構成則が用いられる。2次元骨組の解析においては、通常、1軸状態（垂直応力-軸ひずみ関係）での構成則で十分であるが、局部座屈あるいはせん断変形などを考慮するときには平面応力状態の構成則が必要である。このレベルでの構成則で必要となる主な情報は、単調増大1軸応力-ひずみ関係および硬化則である。前者に対しては、バイリニア型（完全弾塑性型を含む）および鋼材の応力-ひずみ関係をより忠実にモデル化した降伏棚のあるひずみ硬化型がある（図4.2）。バイリニア型の場合は、第2勾配（ E'_{st} ）は弾性係数の1/80～1/100程度が用いられる場合が多いが、これは降伏点と5%程度のひずみを結んだ直線とほぼ等しくなる（図4.2参照）。硬化則として良く知られているものに、等方硬化則および移動硬化則である（図4.3）。さらにこれらを組み合わせた混合硬化則がある。これらの硬化則はいずれも単調増大負荷に対する構成則を拡張したもので、簡単である反面、問題によっては精度が劣る結果を得る場合がある [3]。

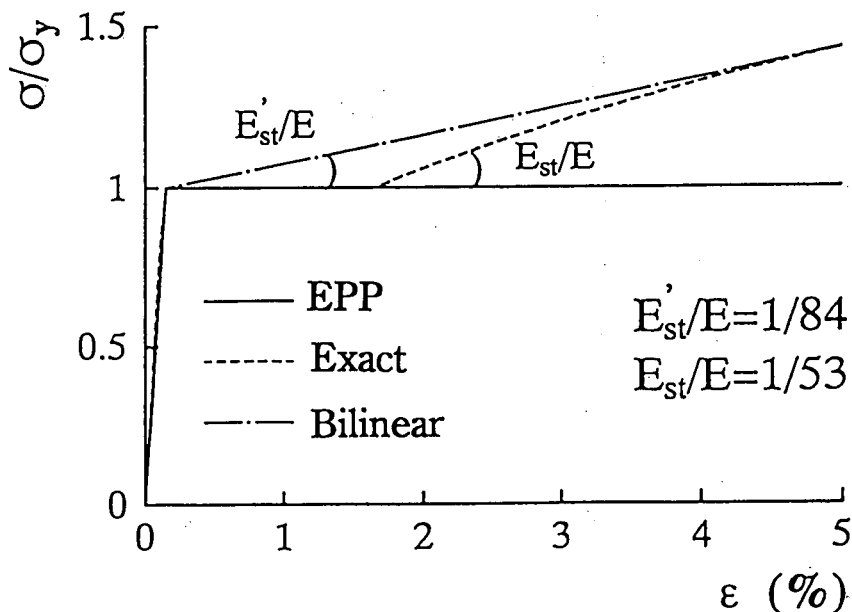


図4.2 単調増大1軸応力-ひずみ関係

一方、繰返し負荷に対して開発された構成則に2曲面モデル(図4.3), 多曲面モデル, 修正2曲面モデルなどがある[4]. これらの構成則は複雑であるが, 繰返し荷重下の挙動に特有な現象(例えば弾性域の減少を表すバウシガ-効果など)が考慮されているため, 前述の硬化則を用いたモデルに比べれば実験結果とよく合う結果を得ることが出来る. このうち, 修正2曲面モデルは降伏棚のある構造用鋼材に対して開発された構成則で, 現在の所最も信頼できる結果を与える. このモデルの概要および数値計算例は, 第II編・II-10に紹介されている.

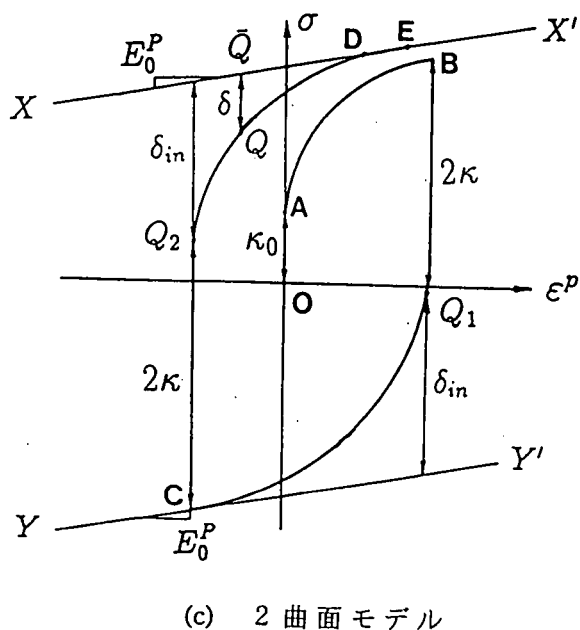
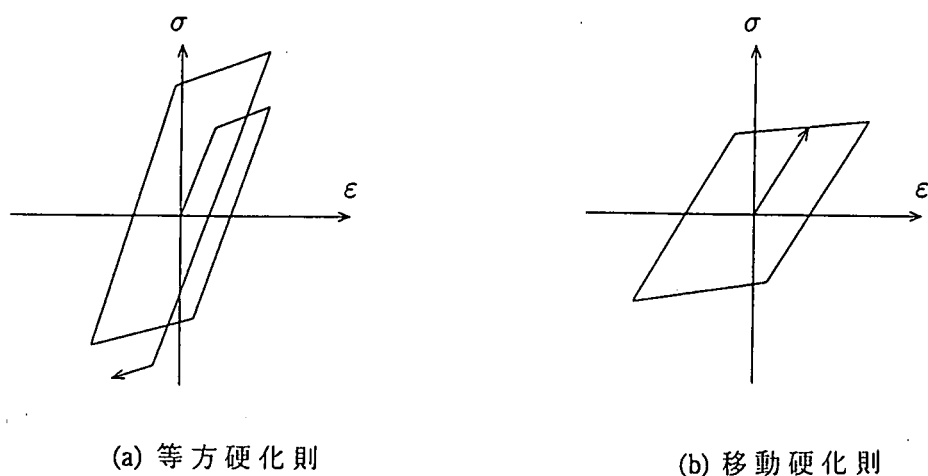


図4.3 種々の硬化則

(2) 部材の断面力関係 (M-N-Φ base)

このモデルは, $\sigma - \epsilon$ baseの構成則をあらかじめ断面について積分しておくか, あるいは直接, 断面力(一軸部材の場合は曲げモーメントと軸力)と対応す

る変形量（一軸部材の場合は曲率と断面の重心の軸ひずみ）の関係で表しておく方法である [5]。この構成則は、塑性ヒンジ法による骨組の弾塑性解析と関連づけてよく用いられる [6,7]。

(3) 部材の力-変形関係（ $H-\delta$ base）

1 自由度系のモデルで用いられる、式 (2) の $H(\delta)$ と δ の関係である。この関係は鋼製橋脚の地震応答解析に必要となるもので、現在の所、準静的実験から適切なモデル化を行っている。一定軸力と繰り返し水平荷重を受ける橋脚モデル（図 2.2）の実験から得られる復元力特性には、①塑性化、②ひずみ硬化、③局部座屈、④ $P-\Delta$ 効果などの影響が含まれている。復元力特性のモデル化には、スケルトンカーブ（骨格曲線）と履歴法則が必要である [8]。前者は単調増大荷重下での $H-\delta$ 曲線、後者は $\sigma-\varepsilon$ base 構成則の硬化則に相当するものである。スケルトンカーブには (a) 完全弾塑性型、(b) バイリニア型、(c) 劣化域を含むトリリニア型（図 4.4）などがある。局部座屈を考慮する場合は、劣化域が存在するので、(c) のスケルトンカーブが必要である。履歴法則は種々提案されているが、構造物が損傷の進展によって劣化していく状態を適切に表現できる履歴法則は多くない。その 1 つに、2 パラメーターモデル [9] および損傷度指標に基づく方法 [10] がある。前者については、第 II 編・II-5 に述べられている。なお、鋼製橋脚の復元力特性を解析的に求める試みも最近されているが、繰り返し塑性を適切に表現できる $\sigma-\varepsilon$ base の構成則を用いてシェル・板要素に対する弾塑性有限変位解析を実施する必要がある、かなりの計算量になる。しかし、最近は優れた構造解析用汎用プログラムが比較的安価に手にはいるようになったため、このことが現実になりつつある。

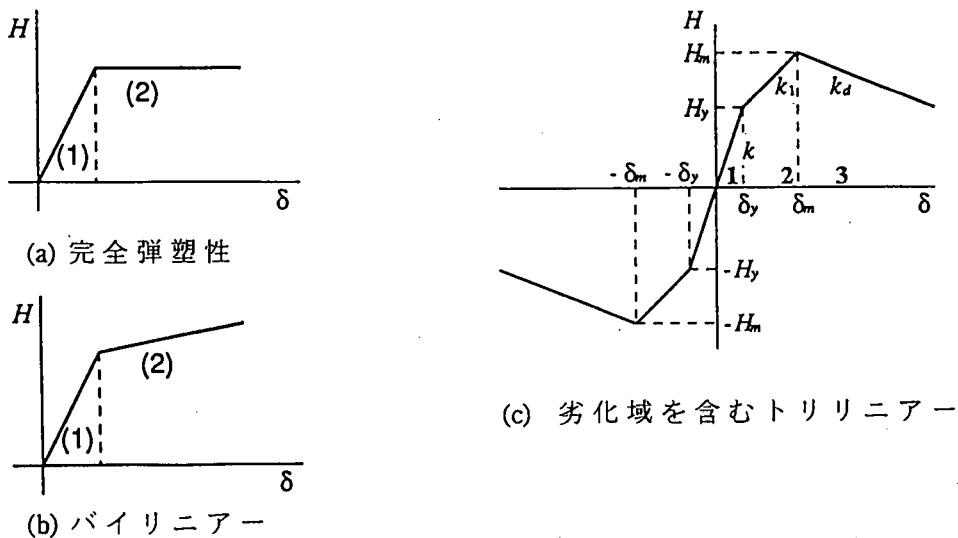


図 4.4 $H-\delta$ 履歴曲線のスケルトンカーブ

(d) 骨組の力-変形関係

骨組構造物の復元力特性としては、各層ごとの H- δ 曲線を復元力とする場合が多い。この場合の復元力特性は、部材の復元力特性とほぼ同じようにモデル化される [8]。

4.2.4 数値積分法

式 (4.2.2) 等の運動方程式の数値積分法である。これについては数多くのテキスト [2,11,12,13,14] があるのでそれらを参考にするのがよい。通常は、運動方程式を増分形に直してステップバイステップに解く。各荷重増分ごとに収束計算をさせる方法 [14] と収束計算を行わない代わりに加速度成分を変位増分後の動的つり合いから直接算定して解のドリフトを防ぐ方法 [11,12] がある。前者の方法は第 II 編・II-5 に述べられている。

4.2.5 解析結果の評価-損傷度評価

(a) 終局限界の照査

応答解析を行った結果の評価である。この評価の目的は、①解析した構造物が破壊しているかどうかを判定する、②破壊に至らないまでも、どの程度構造物が損傷を起こしているかを知り、残存強度および変形能を推定する、ことなどである。後者は、損傷の制御を導入した設計法を採用する場合に重要となる。

上記の目的のためには、損傷度指標 (Damage Index) の概念を導入するのが便利である [8,10,15,16]。損傷度指標 D については特に鉄筋コンクリート構造物について数多くの表現式が提案されている [17]。通常、D は弾性限 (無損傷) で 0.0、想定破壊点で 1.0 となるように正規化される。

鋼製橋脚のような局部座屈の生じやすい鋼構造部材に対して次式の損傷度指標が提案されている [16]。

$$D = (1 - \beta) \left(\frac{\delta_{max} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{H_y(\delta_u - \delta_y)} \right)^c \quad (4.3)$$

ここで、 δ_y = 降伏変位、 H_y = 降伏水平力、 δ_u = 単調増大荷重時の破壊点の変位 (終局変位)、 δ_{max} = 地震応答解析によって得られた最大応答変位、 E_i = 各半サイクルのエネルギー吸収量 (図 4.5 参照)、 N = 破壊に至るまでの半サイクルの総数、 β 、 c = 構造パラメータである。上式の右辺第 1 項は大変位による損傷度、第 2 項はエネルギー吸収・消散による損傷度で主として局部座屈による低サイクル疲労に基づく損傷を表す。

式 (4.2.3) の第 1 項のみを考え (すなわち、 $\beta = 0.0$)、 $c = 1.0$ と置けば、良く知られているような最大応答変位のみによる損傷度指標 (限界塑性率) が得られる。

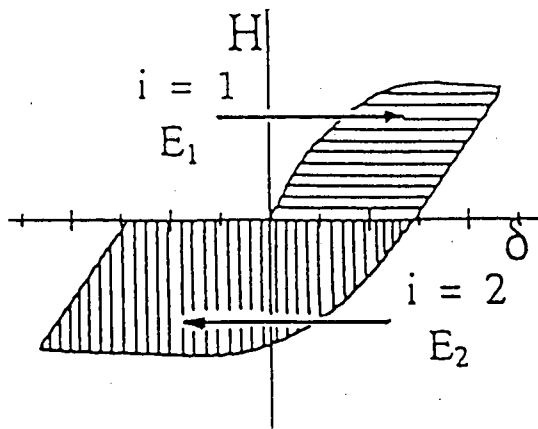


図 4.5 半サイクルのエネルギー吸収（消散量）

一方、第2項のみ考える（すなわち、 $\beta = 1.0$ ）場合には、エネルギー吸収量のみによって損傷度を評価することになる。

H_y および δ_y は計算により容易に求められる。単調増大荷重時の終局変位 δ_u は実験あるいは解析によって求めることが出来る。近似的な値は、文献 [10] に記載の次の経験式から求められる。すなわち、

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.2}{P/P_y} \mu \quad (P \neq 0.0) \quad (4.4)$$

ここで、

$$\ln \mu = -2.10 \ln(R_f \sqrt{\lambda}) - 0.45 \quad (4.5)$$

構造パラメータ β は第1項と第2項のウェイトを表すパラメータで、この値が大きければ低サイクル疲労のウェイトが大きくなる。一方、 c は通常 1.0 より大きい値を採るが、このときは E_i の大きな半サイクルにより大きなウェイトを置くことになる。これらの構造パラメータは、現在の所、実験によって定めるより方法がない。

式 (4.3) の損傷度指標は定変位振幅実験に対しては精度がよいが、3サイクル準静的実験（各変位振幅で3回繰り返す実験）に対しては安全側の結果を与えることから、文献 [10] では、この式の右辺第1項を修正した次式が提案されている。

$$\begin{aligned} D &= (1 - \beta) D_1 + \beta D_2 \\ &= (1 - \beta) \sum_{j=1}^{N_1} \left(\frac{\delta_{max,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{H_y(\delta_u - \delta_y)} \right)^c \end{aligned} \quad (4.6)$$

ここで、 $\delta_{max,j}$ はj半サイクルの最大応答変位の絶対値、 N_1 は、 $\delta_{max,j}$ の内、過去最大の応答変位に降伏変位を加えた量より大きい応答変位の数を表す。このことを、図4.6で説明する。この図では、22回の半サイクルが繰り返されている(N=22)が、この内、第1項にカウントされる変位は、1, 3, 5, 7, 13および19である($N_1=6$)。なぜなら、これらの半サイクルの最大変位は、それまでの応答変位の最大値より δ_y 以上だけ大きいからである。

文献[10]で提案されている構造パラメータの値は表4.1のようである。

表 4.1 損傷度指標のパラメータ β と c の値

種類	β	c
無補剛柱	0.11	1.3
補剛柱	0.11	1.8

終局限界の照査は損傷度指標を用いて以下のように行う。

$$D \leq \frac{1}{\alpha} \quad (4.6)$$

ここで、 α は安全率で、1.5程度の値をとる。

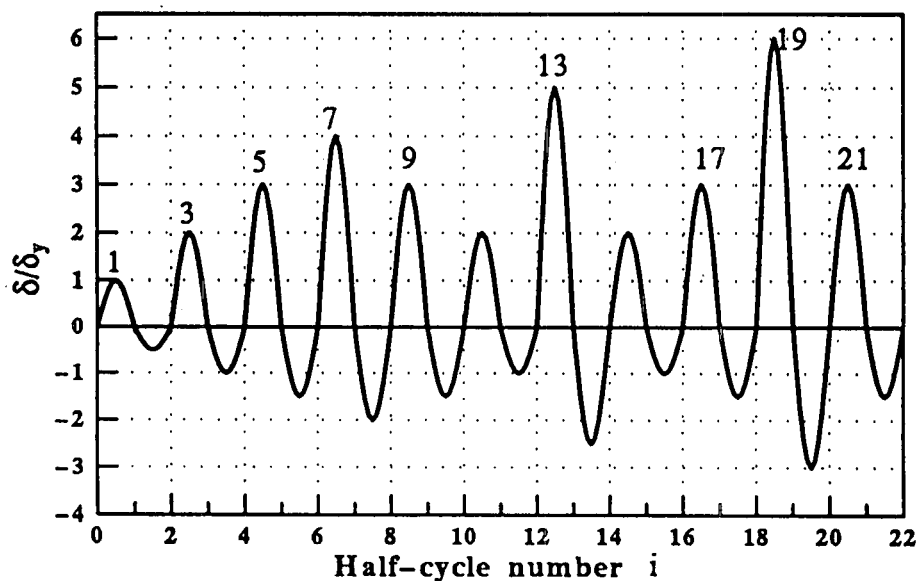


図 4.6 想定応答変位図

(2) 機能保持限界照査

この照査は、地震終了後の橋梁の機能保持（使用性）の照査を行うことである。これについては、1-3で述べたように最大応答変位 δ_{max} および地震終了後の残留変位 δ_R により、次式により照査を行う（表 3.7 参照）。

落橋の照査

$$\delta_{max} \leq S_E / 2 \text{ or } S_E / 4 \quad (4.7)$$

残留変位

$$\delta_R \leq \text{許容損傷度によって決まる制限値} \quad (4.8)$$

ここで、 S_E は桁がかり長である（表 3.7 参照）。

参考文献

1. 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編，1990.
2. 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
3. Mamaghani, I.H.P., T. Usami and E. Mizuno: Cyclic Elastoplastic Large Displacement Behaviour of Steel Compression Members, J. of Structural Engineering, Vol. 42A, pp. 135-145, 1996.3.
4. Shen, C., E. Mizuno, T. Usami: Development of a Cyclic Two-surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, NUCE Research Report No.9302, Dept. of Civil Engineering, Nagoya University, 1993.
5. 宇佐美勉・柴田輝昭：断面力表示構成則を用いた鋼構造骨組構造物の弾塑性有限変位解析，土木学会論文集，第416号 /I-13, 1990年4月.
6. Powell, G.H. and Chen, P.F-S: 3D Beam-Column Element with Generalized Plastic Hinges, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.112, No.7, July, pp. 627-641, 1986,
7. 修行稔，早田嘉宏，徐建年，谷口秀澄：鋼管構造部材の弾塑性接線剛性行列，日本建築学会構造系論文報告，第400号，pp.91-99，1989年
8. 日本建築学会：地震荷重：その現状と将来の展望，1987年
9. 鈴木森晶・宇佐美勉：鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集に登載予定.
10. Satish, K.R. and Usami, T: Damage Evaluation in Steel Box Columns by Cyclic Loading Tests, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No.6, June, 1996, pp. 626-634.
11. Clough, R.W. and Penzien, J.: Dynamics of Structures, 2nd. ed., Mcgraw-Hill, 1993.
12. Paz, M. 著，木村欽一訳：振動と力，丸善，1989.
13. Barbat, A.H. and Canet, J.M.: Structural Response Computations in Earthquake Engineering, Pineridge Press, 1989.
14. 土木学会編：動的解析の方法，動的解析と耐震設計 [第2巻]，技報堂，

1989

15. Cosenza, E. and Manfredi, G.: Seismic Analysis of Degrading Models by means of Dynamic Functions Concept, in "Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, Faifar, P. and Krawinkler H. ed., Elsevier Applied Science, 1992.
16. Mazzolani, F.M. and Piluso, V.: Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, E&FN Spon, London, 1996.
17. Chung, Y.S., Meyer, C. and Shinozuka, M.: Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members, Technical Report NCEER-67-0022, National Center for Earthquake Engineering Center, SUNY, USA, 1987.