

土木研究所資料

既設橋梁の耐震性能評価法の高度化 に関する研究

平成 17 年 7 月

独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ（耐震）

Copyright C (2005) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

既設橋梁の耐震性能評価法の高度化 に関する研究

独立行政法人土木研究所

耐震研究グループ（耐震）

上席研究員 運上 茂樹

主任研究員 小林 寛

研究員 西田 秀明

要 旨

平成 7 年の兵庫県南部地震による甚大な被災経験を踏まえ、現在、既設橋梁の耐震補強が進められているところである。耐震補強の対象となる橋脚に対する対策工法としては、これまで鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法などが主に採用されてきたところであるが、例えば、河川橋等施工条件が厳しい橋梁に適用した場合には、施工空間や河川条件等の制約、仮締切工・仮栈橋等の仮設費のコスト増、あるいは、河川内で掘削作業を行う場合には河川環境への配慮が不可欠、などの施工上、コスト上の条件が厳しいことが課題となっている。このため、耐震補強を合理的に行うためには、既設橋梁の耐震性能を適切に評価した上で有効かつ確実な対策を行うことが不可欠と考えられる。

本資料は、道路橋の設計基準である道路橋示方書の基本的な考え方に基づくとともに、その規定の背景を踏まえて、既設橋梁の耐震性能をより合理的に評価するための考え方及びいくつかの方法について検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：既設橋梁、耐震補強、耐震性能、性能評価法、基礎、減衰、壁式橋脚、せん断耐力、橋台、変位拘束効果、損傷制御

目 次

1. まえがき	1
2. 既設橋梁の耐震性能評価	2
2. 1 性能評価の基本	2
2. 2 本資料での検討事項	5
3. 性能評価法の高度化に関する検討	6
3. 1 基礎の減衰効果の評価方法	6
3. 2 鉄筋コンクリート壁式橋脚面内方向のせん断耐力の評価方法	11
3. 3 橋台及び背面土による上部構造の変位拘束効果の評価方法	23
3. 4 橋梁の損傷モードの評価方法	49
4. まとめ	54

1. まえがき

1923 年（大正 12 年）の関東地震以来最大の被害を引き起こした 1995 年（平成 7 年）の兵庫県南部地震では、1980 年（昭和 55 年）の道路橋示方書よりも古い基準を適用した橋梁において、鉄筋コンクリート橋脚の破壊や倒壊による落橋といった甚大な被害が多数発生した。このような兵庫県南部地震による被災経験を踏まえて、これまで 1980 年（昭和 55 年）の道路橋示方書より古い基準を適用した橋梁のうち、緊急度の高い橋梁を優先的に下部構造の耐震対策及び落橋防止対策が進められてきている。

これまで橋脚の耐力や変形性能等の耐震性能を向上させるための有効な耐震対策工法として、鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法などが主に採用されてきたところである。これらの工法は性能が確認された有効な工法であるが、例えば、河川を横断する位置に架設された橋梁等、施工条件が厳しい橋梁に適用した場合には、施工空間や渇水期などの河川条件等の制約、仮締切工・仮栈橋等の仮設費のコスト増、あるいは、河川内で掘削作業を行う場合には河川環境への配慮が不可欠、などの施工上の制約条件やコストの条件が厳しくなることなどが課題となることが指摘されている。このため、できるだけ耐震補強を合理的に行うためには、既設橋梁の耐震性能を適切に評価した上で有効かつ確実な対策を選定、実施することが不可欠である。

既設橋梁は設計当時の方法で設計されており、また、技術基準類は技術の進歩とともに開発改良されてきている。このため、新設橋梁に対する設計照査法を既設橋梁に対して機械的に適用した場合に照査を満足できない結果が得られる場合がある。しかしながら、照査を少しでも満足しないことが即破壊というような致命的な現象に至るわけではなく、一般には破壊に至るまでにはさらに余力を有しており、損傷過程の進展が必要となる。このため、性能評価においては、許容値を安全性の判定の基本となる値として位置付け、考慮する必要があるのが当然であるが、これを超過するか否かを機械的に判定するのではなく、許容値の超過の程度を考慮し、その超過が橋梁の部材としてどのような損傷状態となるのか、また、その損傷が橋梁全体の耐震性能に対して致命的な影響を及ぼすかどうかを判断することが重要と考えられる。性能照査は通常部材毎に行うが、各部材の性能に過度にとらわれずに、橋全体としての耐震性能がどのように評価できるかということを十分に検討することが必要とされる。

さらに、新設橋梁に対するみなし設計照査法では安全側あるいは設計の簡便さの観点から一般には見込まれないが、実験や解析等による検証データが存在し性能という観点でその効果を確実に見込む事のできる事象がある場合には、既設橋梁の耐震性能評価においてこのような点について十分検討の上見込んでいくことが有効であると考えられる。

本資料では、現行の道路橋示方書の基本的な考え方と規定の背景を踏まえて、既設橋梁の耐震性能をより合理的に評価するための方法について、その考え方を検討した結果をまとめたものである。

なお、本資料については、道路橋示方書の規定、解説等については細かく示していないため、関連規定を十分把握した上で参考にする必要がある。

2. 既設橋梁の耐震性能評価

2. 1 性能評価の基本

既設道路橋の性能評価は、基本的には道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾に従うことになる。なお、道路橋示方書は性能規定型基準となっており、道路橋示方書で要求する性能を有することが検証できる場合には、実験や解析等による適切な検証を前提として、みなしとして規定される設計照査式以外の方法を用いることが否定されていないところである。

道路橋示方書に規定される要求事項のうち、既設橋の耐震性能をより合理的に評価するための方法として以下が考えられる。

(1) レベル1地震動に対する照査の考え方

現行の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾に基づくと、地震に対する性能照査としては、レベル1地震動及びレベル2地震動の両者について行うこととされている。しかしながら、既設橋梁については、建設された時代における設計方法（設計震度、設計式）のレベルに応じて相違はあるが、基本的には一環してレベル1地震動に対する性能照査は行われてきている。また、レベル1地震動に対する照査は許容応力度を基本としたものであり、これを仮に多少超過したとしても、大規模地震時の性能確保に関するレベル2地震動に対する照査を満足できていれば、レベル1地震動に対する多少の超過がすぐに橋梁の機能喪失や致命的な被災に結びつかないことが明らかである。このため、既設橋梁の耐震性評価は、設計上支配的となるレベル2地震動を対象に行うことが重要であり、特に安全性という観点では一般にはレベル1地震動に対する評価は行なう必要はないと考えられる。

なお、レベル1地震動に対する照査は、一般に安全性ではなく健全な機能確保を目的とするものであることから、レベル1地震動に対して完全な健全性が求められるような橋梁の場合には、これを照査するのがよい。

(2) 慣性力等の下限値の設計構造細目

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾には、設計チェックの目的や安全側の配慮を行うために慣性力等の下限値が規定されている。ただし、既設橋梁に対して、この規定を機械的に適用すると下限値規定で耐震性能が支配され、対策が必要と判定される場合がある。道路橋示方書に規定されるレベル2地震動そのものに対して所要の耐震性能を確保できている場合に、下限値規定を満足しないからといって対策が必要と判断するのは必ずしも合理的とは言えない。このような場合には、設計地震力に対して照査を行うとともに、道路橋示方書の規定が要求する性能という観点で安全性が損なわれていないことを十分検討した上で下限値規定をそのまま考慮しないことが考えられる。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾には、例えば可動橋脚が支持する上部構造重量、あるいは確保すべき地震時保有水平耐力の下限値が規定されている。これらについて同書では、過度に耐力の小さい橋脚を設計しないことを目的として安全側の配慮を行うために設定されていることが解説されている。具体的な耐力等の設定値に関してもみなしとして規定されているが、これを既設橋梁に機械的に適用するのではなく、道路橋示方書で考慮されている性能という観点に立ち、耐力を過度に小さくしないという性能を確保することが重要と考えられる。このような性能という観点では、以下のように考える

ことができる。

1) 可動橋脚の慣性力の下限值

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾では、レベル2地震動に対する可動橋脚の慣性力としては、上部構造の死荷重反力の1/2に設計水平震度を乗じた力を考慮することとされている。本規定は、可動支承が破壊して、損傷した支承がかみあうなどして静摩擦力を超える慣性力が可動支承を有する橋脚に作用してこれが悪影響を及ぼすことに配慮したものであることが解説されている。道路橋示方書の考え方に基づいて、性能という観点で整理すると、以下の性能を検討することによって同等の性能が確保できると考えられる。

- ① 可動橋脚が固定橋脚と同等以上の変形性能を有していること。すなわち、可動支承が破壊してかみあってしまい、固定支承のように挙動する場合には、固定橋脚と一体的に変形することが想定されるが、このような状態でも固定橋脚に先行して可動橋脚が破壊しないこと。
- ② 可動橋脚単体で設計地震力に対して所用の性能を確保可能で、また、変形に伴う上部構造死荷重によるP-△効果による作用に対して十分余力を有していること。
- ③ 可動支承が破壊してかみ合うことにより、可動橋脚の慣性力が固定橋脚に作用して、固定橋脚の負担が大きくなることがないこと。

2) 地震時保有水平耐力の下限值

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾には、橋脚の地震時保有水平耐力の下限值として、 $P_d \geq 0.4c_2 W$ を満足させることが示されている。これは周期が長い構造物などでは設計震度が極端に小さくなる場合もあることから、耐力が過度に低い構造物が設計されることがないように配慮したためと解説されている。これについても同様に、機械的に適用するのではなく、過度に耐力が小さい橋脚となっていないことを性能的に照査するのがよいと考えられる。一般に古い時代の橋梁でもレベル1地震動に対する設計は行われているため、あるレベルの耐力を確保できている場合は多い。なお、固有周期が特に長い場合などでは、設計水平震度が大幅に小さくなる場合があるので注意する必要があると考えられる。

(3) 性能評価法の高度化

上記のように、道路橋示方書は性能規定型基準となっており、道路橋示方書で要求する性能を有することが検証できる場合には、実験や解析等による適切な検証を前提として、みなしとして規定される設計照査式以外の方法を用いることが否定されていないところである。このため、既設橋梁の現況に対してより精度の高い性能評価を行うために、動的照査法を活用したり、また、実験や詳細な解析に基づく評価等、既設橋梁においても確実に見込める場合には十分検討の上これを考慮していくことが重要と考えられる。

例えば、施工条件が厳しい河川橋に関する構造特性として、河川管理上から壁式橋脚、小判型橋脚、ラーメン橋脚など比較的断面の大きい下部構造が採用される場合が多い。また、両桁端部には上部構造の橋軸方向の変形を拘束する効果が見込める橋台を有する構造形式が一般的である。このような大断面の橋脚の場合には、例えば橋軸直角方向に対しては耐震設計によって断面設計が決まっていない場合もあり、都市高架橋などに採用される円形、矩形断面の単柱式橋脚よりも耐震性が相対的に高いのが一般的である。このため、このような構造特性を踏まえ、必要に応じて、橋梁全体構造系の構造条件に応じた性能をより高度かつ精度よく評価することにより、対策の必要性を合理的に判定するこ

とが重要と考えられる。

壁式橋脚等の大断面の下部構造及び両端に橋台を有する橋梁の地震時の振動特性の特徴としては以下の点が上げられる。

1) 基礎の減衰効果

下部構造の高さがあまり高くなく、断面が大きい場合には短周期構造となるとともに、地盤へのエネルギー逸散による減衰性能が高い。このため、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾に基づきこのような減衰効果を考慮することができる。基礎地盤に関しては、一般に、直接基礎の場合 10 %、杭基礎の場合 20 %、ケーソン基礎の場合 30 %程度の減衰定数を考慮できる。

2) 壁式橋脚面内方向のせん断耐力

河川橋では一般に鉄筋コンクリート壁式橋脚が多い。耐震性能評価では、面内の橋脚のせん断照査を満足できないことが照査の支配条件となる場合が想定される。壁式橋脚面内のせん断耐力については、せん断スパン比が小さくなることから、ディープビームの効果によりコンクリートが負担できるせん断耐力が向上することが知られている。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾では、地震時に繰返し荷重を受けて塑性化することを考慮している鉄筋コンクリート橋脚では安全側の判断となるように、これを考慮しないこととしたとされているが、最近の実験結果²⁾によれば地震力の繰返し作用に対しても塑性率が大きく進展しない範囲ではこれを考慮できること、また、せん断スパン比の効果として、道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾に規定されるディープビームの効果を取り込んだ照査式が適用できることが明らかになってきている。

また、壁式橋脚などの大断面で軸方向鉄筋比が小さい鉄筋コンクリート橋脚では、計算上終局水平耐力 P_u よりもひびわれ水平耐力 P_e が大きくなる場合も生じ得る。道路橋示方書では、コンクリートのひびわれの発生とともに耐力が急激に減じて破壊に至らないようにすることを目的として $P_e < P_u$ となるように最小限の軸方向鉄筋を配筋することが規定されている。既設橋梁においても、基本的には同様の考え方に基づくことになるが、これを性能という観点でみると、橋脚が所要の耐力、変形性能を有し、ひびわれが発生して急激に耐力が減ってしまったような状態でも上部構造を介して他の橋脚に支持されている等、当該橋脚の急激な耐力変化が原因で不安定となる挙動をしないことを検証することができればよいと考えられる。

3) 橋台による変位拘束効果

両端に橋台を有する橋においては、地震時の橋軸方向の変位は橋台との接触により拘束を受ける。このような現象は新設橋梁の設計では一般に考慮されていないが、橋台が安定しているような場合にはこの効果を見込むことが可能と考えられる。既往の地震被害経験を見てみると、橋桁と橋台が接触・衝突して、パラペットや桁端部、壁高欄などに損傷を生じたが、これによって橋桁の変位が拘束され、橋脚が大きく損傷しなかった事例などが確認されている。

実際に、橋台は土圧の影響などにより前面側に変位、傾斜するが多いが、背面方向への変位に対しては地盤が存在するため、地盤が安定している場合には一般に大きな拘束効果が期待できる。背面土に関しては、地盤の沈下などにより踏掛板の下に空洞などが生じる場合がある等、一般には不確実性がある。このような点も考慮されて新設橋梁の設計ではその抵抗特性が考慮されていないが、これが確実に寄与することが期待できる場合にはこれを考慮するのがより合理的と考えられる。

4) 損傷モード

壁式橋脚の橋軸直角方向など下部構造の耐力に余裕のある場合には、地震時に下部構造に損傷が生じず、弱点部となる支承部の方で損傷が生じる可能性が想定される。このような橋梁では、橋脚の補強を実施したとしても橋としての耐震性能を向上できることにはならない可能性がある。このため、耐震性能照査では、既設橋梁に採用されている支承の耐荷力特性を考慮して損傷位置が支承あるいは橋脚、または基礎などどの位置に生じ得るかも検討するのがよいと考えられる。部材の余剰破壊耐力の評価が難しいため、支承の破壊が先行するか、橋脚の破壊が先行するか、あるいは同時に生じ得るかを厳密に判定するのは困難であるが、例えば明らかに橋脚の耐力に比較して、支承の耐力が低い構造の場合には、支承破壊による損傷モードに注意する必要があると考えられる。このような場合には、支承破壊による上部構造の大変位や落下を確実に防止できるようにすることが重要と考えられる。

2. 2 本資料での検討事項

本資料では、既設橋梁の耐震性能評価を性能という観点でより合理的に行うことを目的として、上記 2. 1 に示した性能評価法の高度化に関する事項のうち以下の 4 項目について検討を行った。

- 1) 基礎の減衰効果の評価方法
- 2) 鉄筋コンクリート壁式橋脚面内方向のせん断耐力の評価方法
- 3) 橋台及び背面土による上部構造の変位拘束効果の評価方法
- 4) 橋梁の損傷モードの評価方法

3. 性能評価法の高度化に関する検討

3. 1 基礎の減衰効果の評価方法

(1) 検討の概要

壁式橋脚の橋軸直角方向のように橋脚の剛性が大きく、固有周期が短い橋脚では地震時の変位に基礎の変形の影響が大きくなるため、地盤へのエネルギー逸散の影響が大きくなり、下部構造全体の減衰性能は基礎の減衰の影響が支配的となる。ここでは、基礎の減衰を考慮するための簡便な方法について検討を行った。

(2) 静的照査法と動的照査法

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾においては、設計地震動としては、例えば、レベル2地震動については、次式のように規定されている。

$$S_I = c_z c_D S_{I0} \quad (3.1.1)$$

$$S_{II} = c_z c_D S_{II0} \quad (3.1.2)$$

ここで、

S_I ：タイプⅠの地震動の加速度応答スペクトル(1gal 単位に丸める)

S_{II} ：タイプⅡの地震動の加速度応答スペクトル(1gal 単位に丸める)

c_z ：道路橋示方書Ⅴ編¹⁾4.4 に規定する地域別補正係数

c_D ：減衰定数別補正係数で、減衰定数 h に応じて次式により算出する。

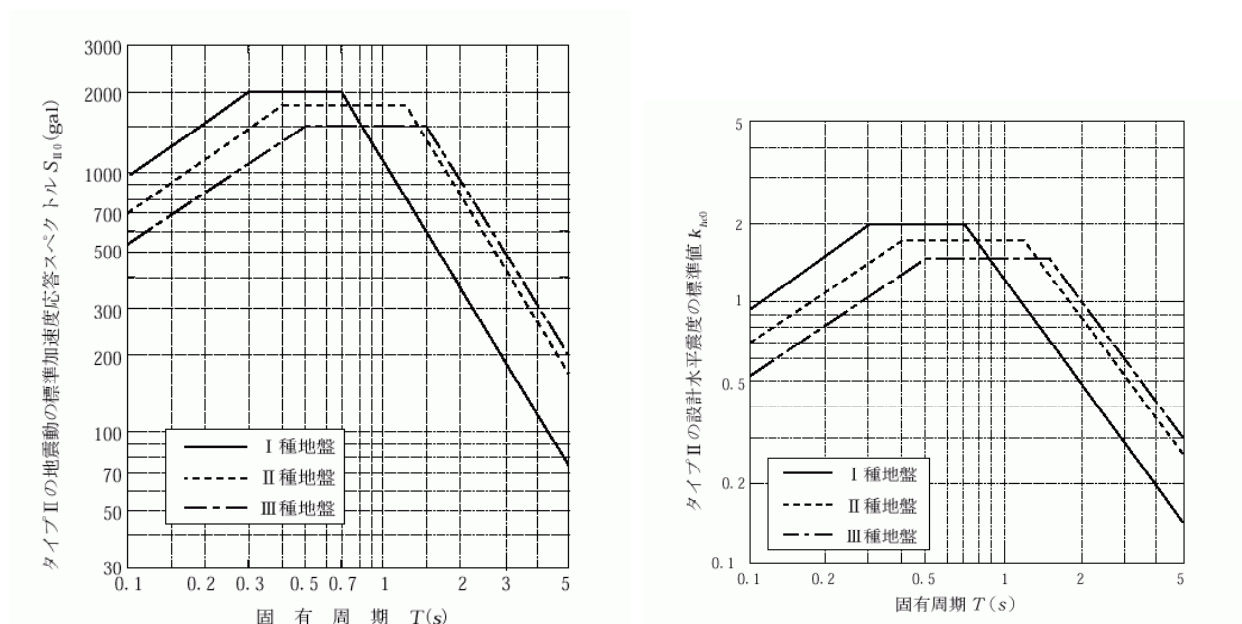
$$c_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \quad (3.1.3)$$

S_{I0} ：タイプⅠの地震動の標準加速度応答スペクトル(gal)で、道路橋示方書Ⅴ編¹⁾4.5 に規定する地盤種別および固有周期 T に応じて道路橋示方書Ⅴ編¹⁾表-4.3.1 の値とする。

S_{II0} ：タイプⅡの地震動の標準加速度応答スペクトル(gal)で、道路橋示方書Ⅴ編¹⁾4.5 に規定する地盤種別および固有周期 T に応じて道路橋示方書Ⅴ編¹⁾表-4.3.2 の値とする。

動的照査法においては、設計加速度応答スペクトルを用いて照査を行うため、基礎の減衰特性を含む橋の減衰定数の影響については、動的解析の中で自動的に考慮されることになる。

一方、静的照査法では、設計水平震度を用いるが、設計水平震度は、上記の加速度応答スペクトルに対して固有周期毎の減衰定数による補正を行うとともに重力加速度で無次元化を行って設定されたものである。長周期構造物の場合には減衰定数が一般に小さくなることが知られているため、図-3.1.1は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾に規定されるレベル2地震動（タイプⅡ）の地震動について標準加速度応答スペクトルと設計水平震度の標準値を比較したものであるが、長周期側において、加速度応答スペクトルよりもより大きい設計震度になるように設定されていることがわかる。なお、短周期側においては一般には減衰定数が大きくなるが、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾では加速度応答スペクトルと同じ5%の減衰定数を基本として設定している。



(a)標準加速度応答スペクトル (b)設計水平震度の標準値
図-3.1.1 設計加速度応答スペクトルと設計水平震度の比較(レベル2地震動(タイプII))

今回検討の対象としているのは、壁式橋脚の橋軸直角方向のように橋脚の剛性が大きく、固有周期が短い橋脚である。このため、静的照査法においては5%の減衰定数を基本に設計水平震度が設定されているので、動的照査法の観点から見るとより大きい減衰定数を有する橋に対してはこの効果を見込むことができることになると考えられる。

(3) 基礎の減衰効果の評価式

上記のように、道路橋示方書V耐震設計編¹⁾では、設計水平震度の設定にあたって短周期側では減衰定数を一定として設定している。ここでは、壁式橋脚の橋軸直角方向のように基礎の減衰の影響が大きくなるような橋を対象に、動的解析法に準じて基礎の減衰が設計水平震度にどのように影響するかを検討した。

検討モデルは図-3.1.2に示すような1自由度のバネ-質点系のモデルとした。下部構造は橋脚躯体を表すバネと基礎を表すバネの直列バネとしてモデル化している。

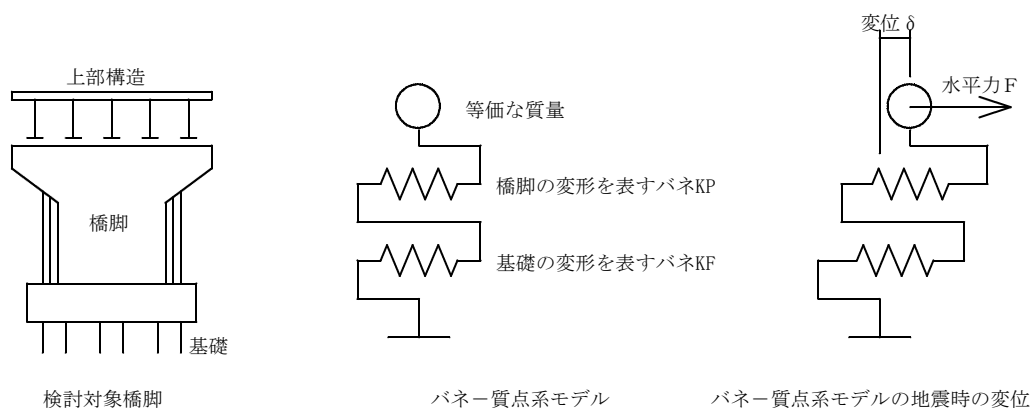


図-3.1.2 1自由度系の解析モデル

下部構造のバネ K 及び減衰定数 h は、橋脚、基礎のバネ (K_p, K_f) 及び減衰定数 (h_p, h_f) から次式で算定される。下部構造の減衰による設計水平震度の低減は、加速度応答スペクトルと同様に、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾式(4.2.2)に示される減衰補正係数 c_D により行った。減衰定数 h は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾式(解 7.3.1)に基づき、図-3.1.3に示すように地震時の下部構造変形時における橋脚と基礎のひずみエネルギーの配分から算定される。

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_f}} \quad (3.1.4)$$

$$h = \frac{h_p K_f + h_f K_p}{K_p + K_f} \quad (3.1.5)$$

$$c_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \quad (3.1.6)$$

ここに、

- K : 下部構造の剛性を表わすバネ係数で、上部構造の慣性力の作用位置における水平荷重と水平変位の関係を表す。
- K_p : 橋脚の剛性を表わすバネ
- K_f : 基礎の剛性を表わすバネ
- h : 検討対象となる下部構造を含む設計振動単位の減衰定数
- h_p : 橋脚の減衰定数で、道路橋示方書Ⅴ編¹⁾表-解 7.3.1 により求める
- h_f : 基礎の減衰定数で、道路橋示方書Ⅴ編¹⁾表-解 7.3.1 により求める
- c_D : 道路橋示方書Ⅴ編式(4.2.2)による減衰定数補正係数

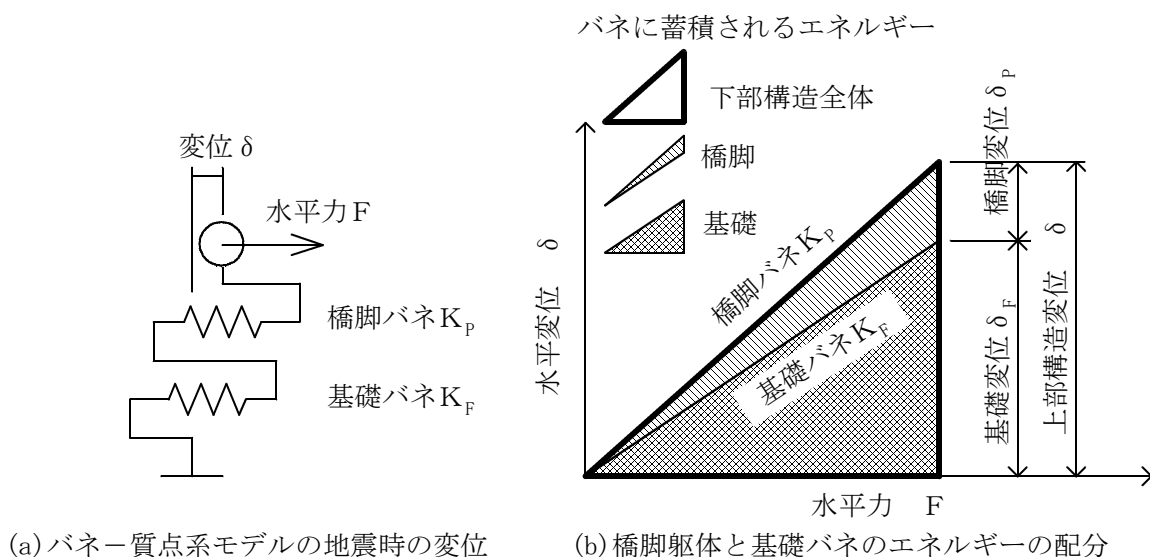


図-3.1.3 下部構造のひずみエネルギーの配分

図-3.1.4に橋脚の剛性と基礎の剛性の比に対する下部構造の減衰定数及び減衰定数補正係数の関係を示す。ここで橋脚の減衰定数 h_P は 0.05、基礎の減衰定数 h_F は 0.1、0.2、0.3 の 3 通りと仮定した。これより、壁式橋脚の橋軸直角方向のように、橋脚の剛性が基礎に比較して高く、下部構造の変形において基礎の変形が支配的となる構造系では、基礎の減衰定数の値によっては設計水平震度が 60% 程度まで低減することになる。また、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾表-解 6.4.1 には、橋の減衰定数に応じた設計水平震度の補正係数が表-3.1.1のように示されている。本表は、免震橋に対する補正係数として示されたものであるが、減衰定数としての観点では基礎の減衰が大きい場合も同様と考えることができ、式(3.3)に対してほぼ安全側の値を与えることがわかる。

これより壁式橋脚の橋軸直角方向のように、基礎に対して橋脚の剛性が高く、基礎の減衰が卓越するような構造の場合には、下部構造の減衰定数が 0.1 を上回る場合は、表-3.1.1に示すように補正係数 c_E の値は 0.9～0.7 となることがわかる。

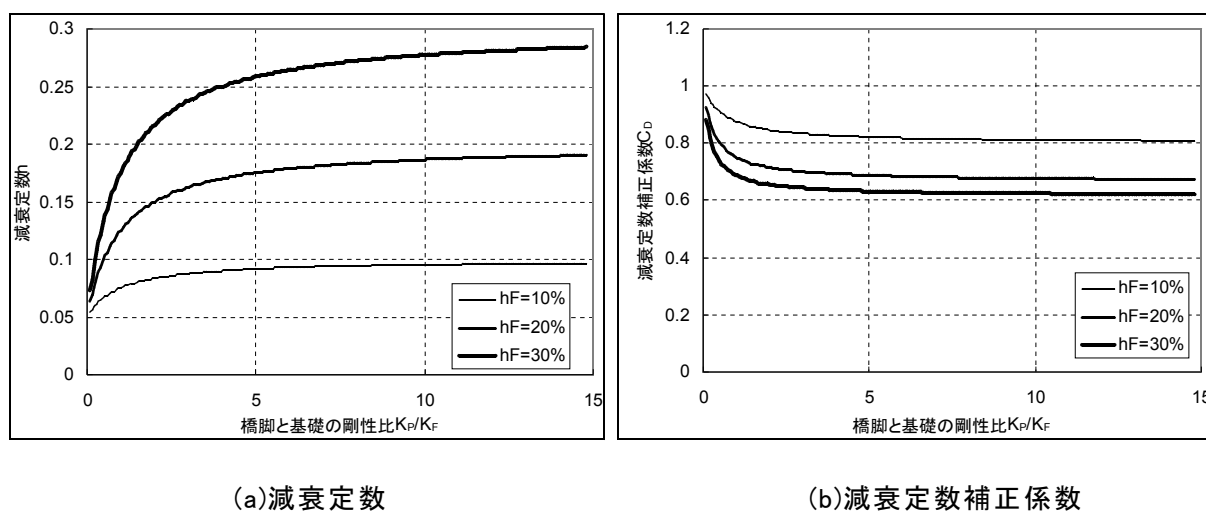


図-3.1.4 橋脚と基礎の剛性比と減衰効果

表-3.1.1 減衰定数 h に基づく補正係数 c_E ¹⁾

橋の減衰定数 h	補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$0.1 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$h \geq 0.15$	0.7

(4) 基礎の減衰効果を考慮した設計水平震度の算定フロー

基礎の減衰効果を考慮する場合の設計水平震度の算定フローの例を図-3.1.5に示す。基礎地盤に関しては、一般に、直接基礎の場合 10 %、杭基礎の場合 20 %、ケーソン基礎の場合 30 %程度の減衰定数を考慮できる。

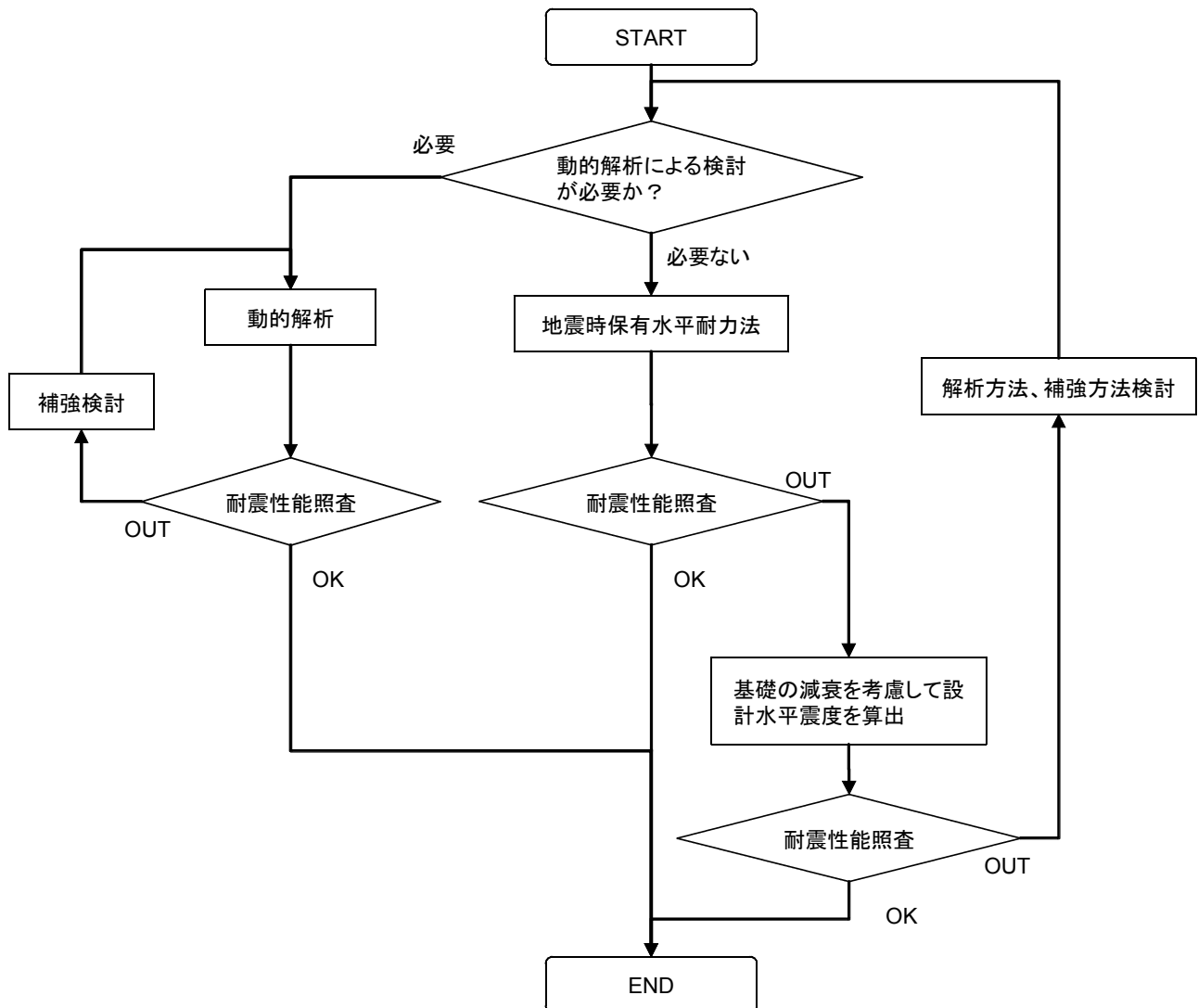


図-3.1.5 減衰効果を考慮した震度の算定フローの例

3. 2 鉄筋コンクリート壁式橋脚面内方向のせん断耐力の評価方法

(1) 検討の概要

せん断スパン比の小さい橋脚では、ディープビーム効果によりコンクリートの負担するせん断耐力が大きくなることが知られている。せん断耐力におけるディープビーム効果については、道路橋示方書IV下部構造編³⁾において、フーチングのせん断照査式に取り入れられているところである。このため、ここでは、繰返し荷重を受ける橋脚に対する適用性について実験、解析両面から検討することとした。

ディープビーム効果とは、図-3.2.1に示すように、斜めせん断ひび割れが進展したあとも載荷点と支点を結ぶコンクリートが圧縮力に抵抗し、トラス的な耐荷機構が形成されることにより、水平力に抵抗し、一般の柱部材に比べて大きなせん断抵抗力が発揮される効果をいう。一般に、このような効果は、壁式橋脚の橋軸直角方向等、せん断スパン比の小さい部材に対して発揮され、せん断スパン比が小さいほどその効果が大きくなる。

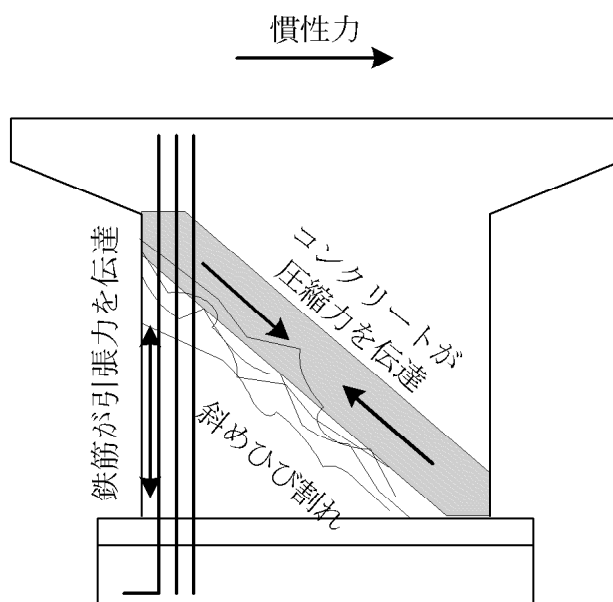


図-3.2.1 ディープビームのせん断伝達機構

(2) せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート柱の繰返し載荷実験

1) 実験概要

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾では繰返し荷重を受けるディープビーム部材のせん断耐力については十分なデータがないため、せん断スパン比が小さいものでも通常の柱部材として扱うこととされている。そこで、せん断支間比が小さい壁式橋脚が面内方向に交番載荷を受ける場合のせん断耐力におけるディープビーム効果とともに、正負交番繰返し載荷の影響を明らかにすることを目的に図-3.2.2に示す供試体を用いて模型載荷実験²⁾を実施した。

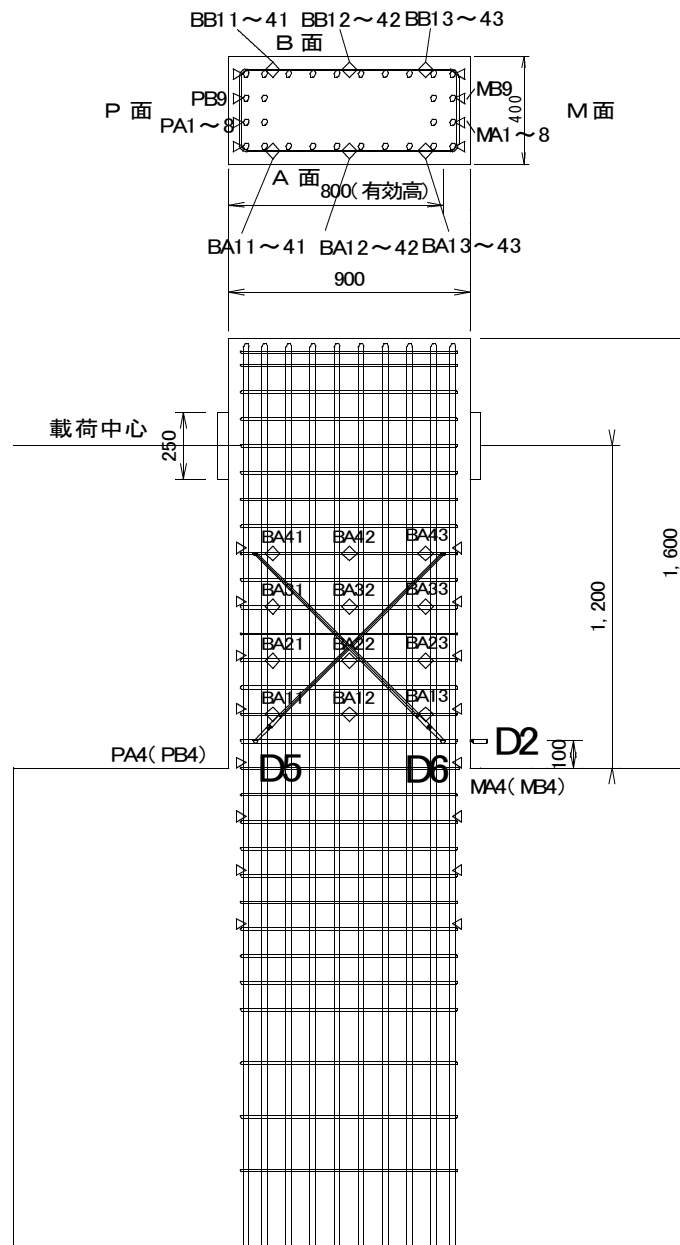


図-3.2.2 実験供試体配筋図

模型供試体の断面は、せん断耐力が曲げ耐力の半分程度になるように設計し、せん断破壊先行型とした。柱基部から荷重中心までの高さは 1.2m、柱断面寸法は 0.9m × 0.4m として短辺を荷重面とした。ここで、有効高は 0.8m、せん断スパン比は 1.5 である。鉄筋は SD295 材を用い、引張鉄筋比約 1%、せん断補強筋比約 0.4%とし、それぞれ呼び径 D22、D10 を配置した。荷重試験に先立ち実施した材料強度試験の結果を表-3.2.1に示す。また荷重状況を写真-3.2.1に示す。

表-3.2.1 実験時の材料強度

(a)鉄筋				(b)柱部コンクリート		
種 類	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	弾性係数 x10 ⁴ N/mm ²	供試体	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 x10 ³ N/mm ²
D22 SD295A	349.6	519.0	19.20	№1	31.2	31.70
	350.3	519.8	18.15		31.7	30.50
	351.6	517.6	18.39		32.0	30.70
平均値	350.5	518.8	18.58	平均値	31.6	30.97
D10 SD295A	378.4	513.2	18.13	№2	33.8	31.40
	357.9	503.6	18.25		34.3	33.10
	380.8	519.0	18.36		34.8	32.70
平均値	372.4	511.9	18.25	平均値	34.3	32.40

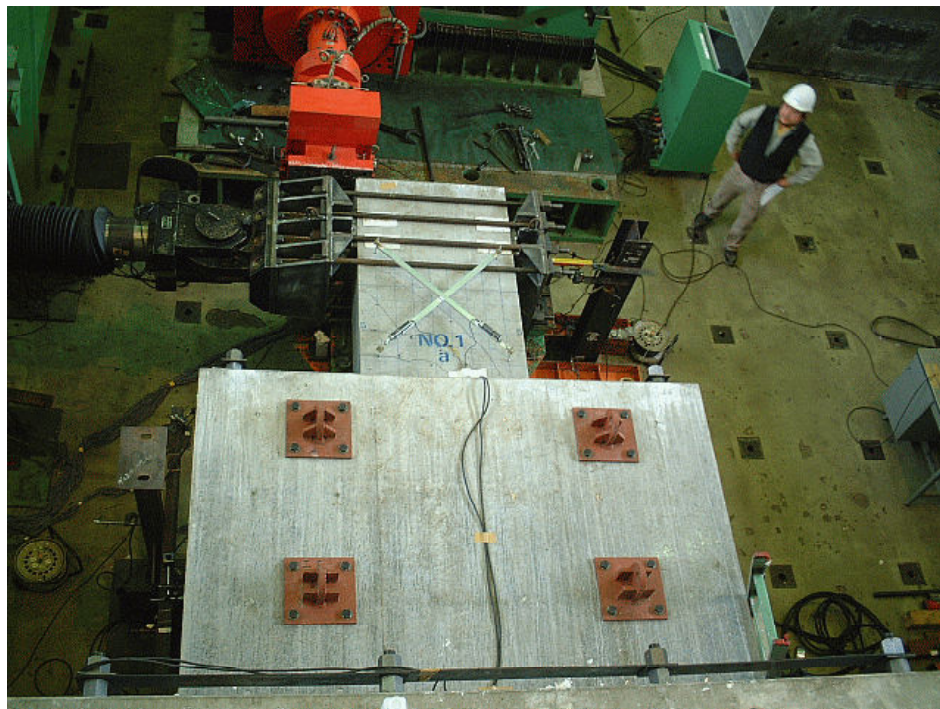


写真-3.2.1 実験状況

供試体は2体製作し、交番载荷の影響を検討する目的で一方は正方向のみの繰返し载荷、もう一方は正負交番载荷にて载荷した。ここでは前者を供試体 No1、後者を供試体 No2 と呼ぶ。载荷パターンを図-3.2.3に示す。 载荷は三角波の3回繰返しとし、変位制御で供試体の挙動を観察しながら1mm～4mm ステップで行った。

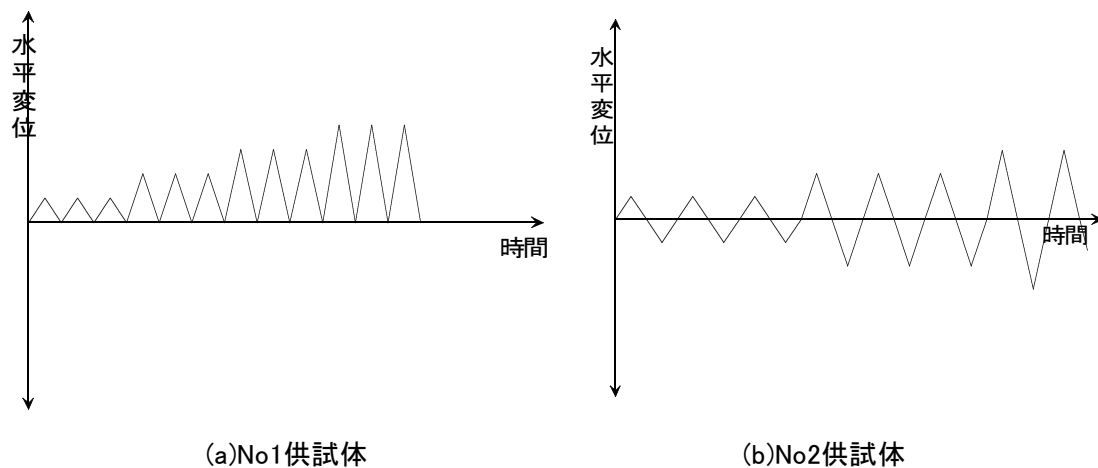


図-3.2.3 载荷パターン

計測については、加振機の荷重、変位その他、図-3.2.2に示す位置で鉄筋ひずみ、変位をリアルタイムに測定し、ひび割れや破壊状況を各変位ステップ終了時に観察した。

2) 荷重実験結果

試験終了後のひびわれの状況を図-3.2.4に示す。この時の変位は供試体 No1 で 36mm、供試体 No2 で 32mm であった。図-3.2.5に両供試体の荷重-水平変位関係を示す。図において No2 供試体の負側荷重については、比較のため荷重、変位とも符号を反転させたものを表示している。また、図中にはそれぞれの供試体についてせん断降伏点(帯鉄筋が最初に降伏した点)、曲げ降伏点(引張側主鉄筋が最初に降伏した点)も示す。

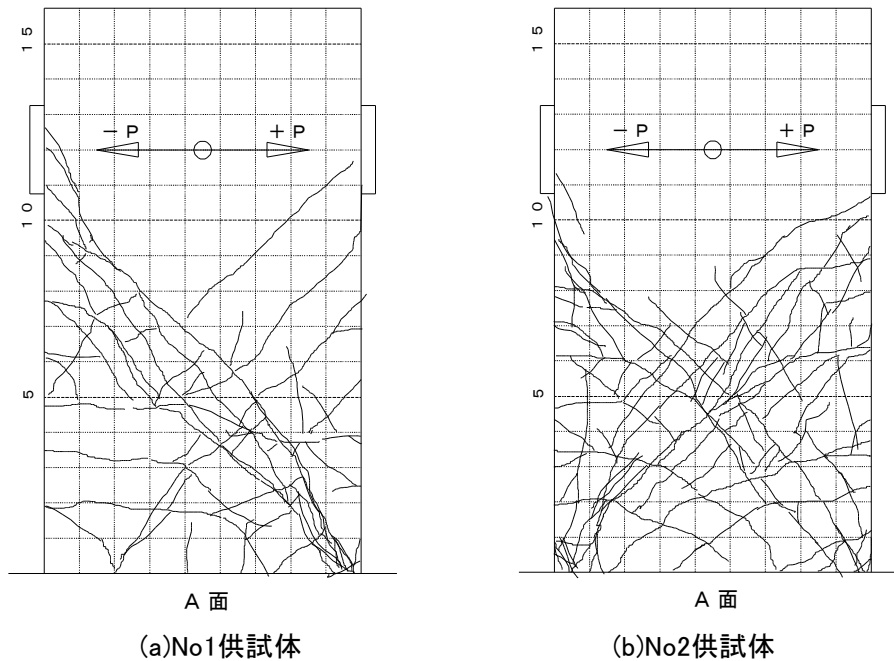


図-3.2.4 供試体ひび割れ図(試験終了時)

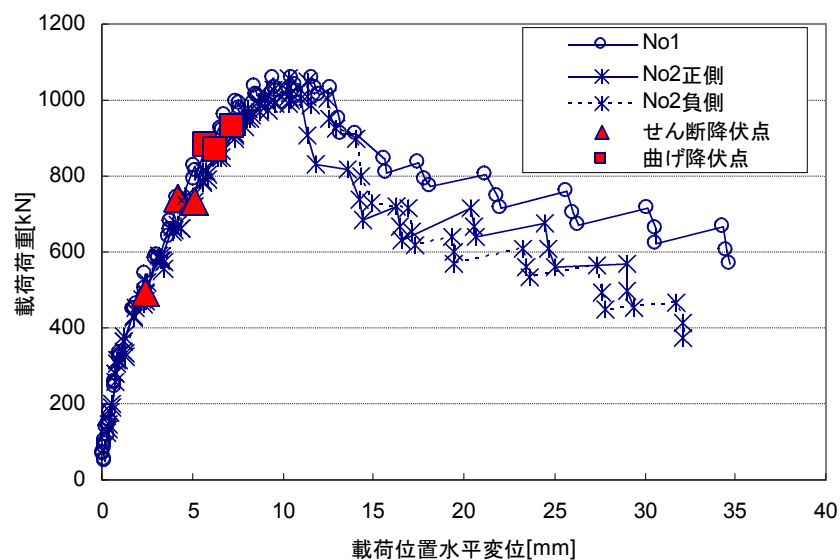


図-3.2.5 荷重位置における水平変位量の比較

両供試体の挙動を比較すると、図-3.2.5から正負交番载荷の場合には一方向载荷の場合より若干変形の進展が早くなることが認められるが、最大荷重についてはほぼ同じ値となることが分かる。

図-3.2.6に両供試体の曲げ降伏時及び最大耐力時における帯鉄筋ひずみの状況を示す。図中の★印は主鉄筋降伏時において帯鉄筋ひずみが降伏を超えた位置、●印が最大耐力時において帯鉄筋ひずみが降伏を超えた位置を示す。これより No2 供試体の方が主鉄筋降伏時、最大耐力時とも広い範囲で帯鉄筋が降伏していることがわかる。

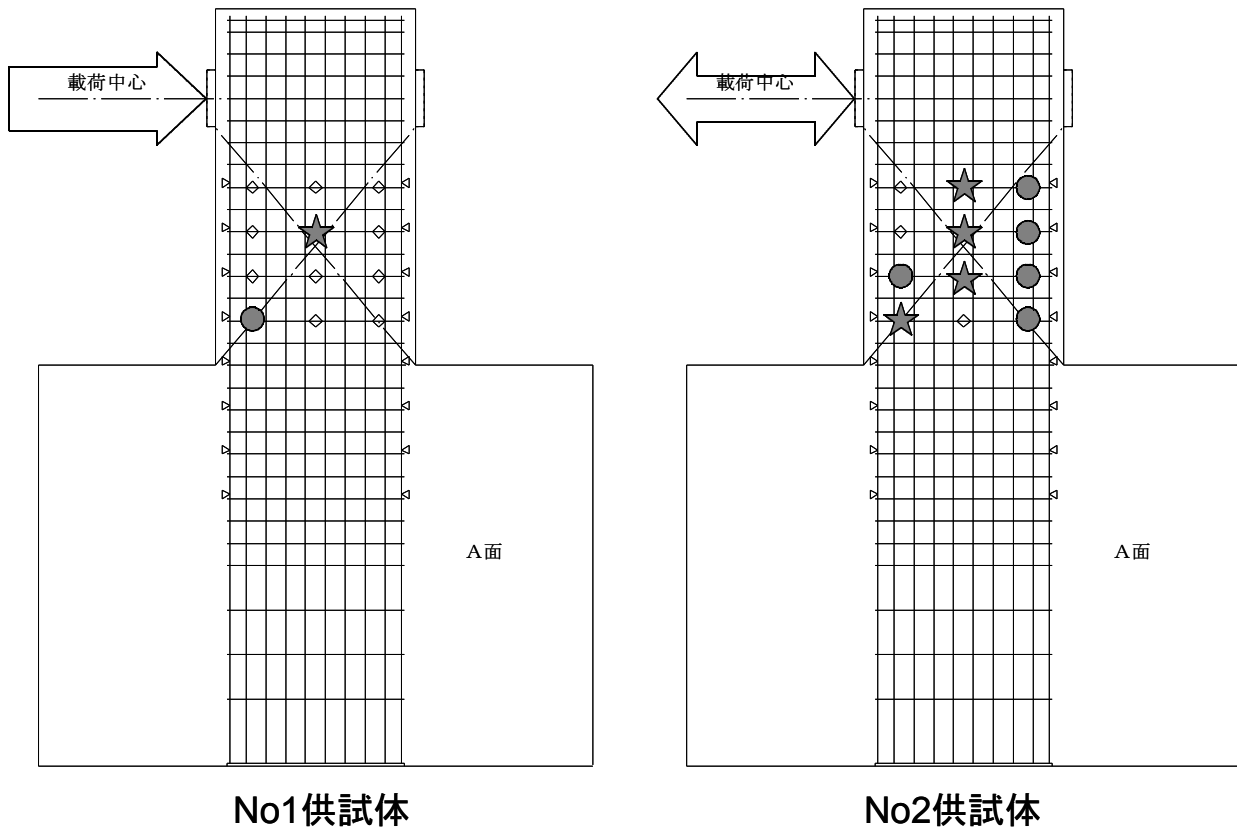


図-3.2.6 帯鉄筋降伏位置の比較

次に両供試体の柱部におけるせん断変形量の比較を図-3.2.7に示す。せん断変形量は図-3.2.2に示す変位計 D5、D6 より求めた。図より正負交番载荷の No2 供試体の方が若干せん断変形量が多いことが分かる。これはせん断補強筋としての帯鉄筋が広い範囲で降伏しているため、せん断ひび割れが片方向载荷に比べて大きくなったためと考えられる。

以上から正負交番载荷の場合には片方向载荷時に比べてせん断損傷が進展し、よりせん断挙動が顕著となるものの、最大耐力および最大耐力時の曲げ変形も含む水平変位には大きな影響を及ぼしていないことがわかる。

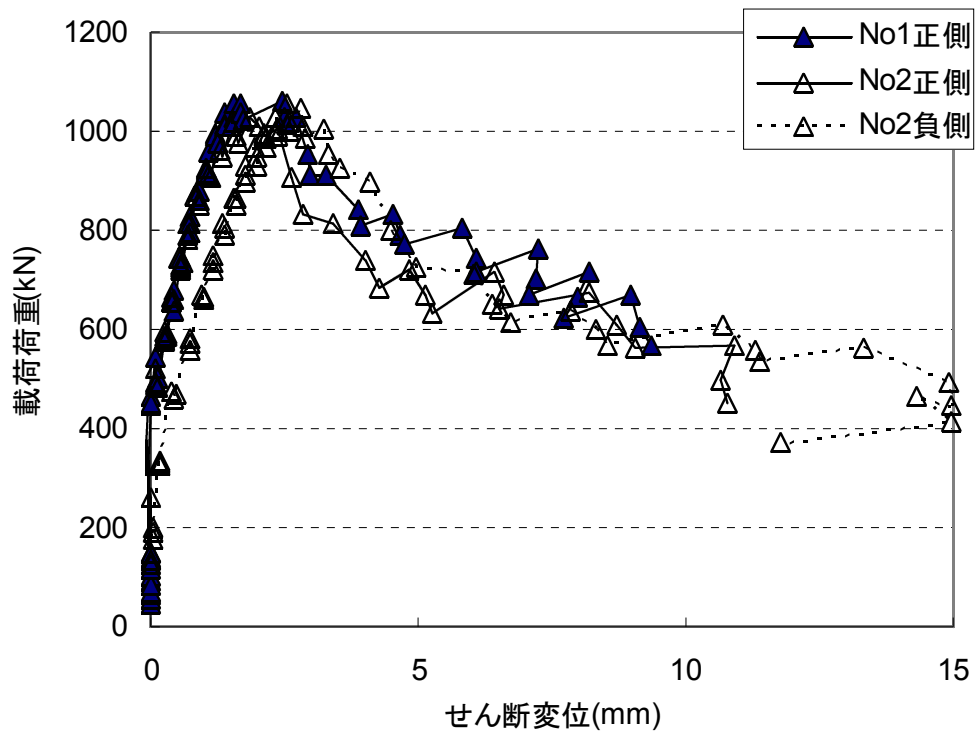


図-3.2.7 柱部せん断変形量の比較

3) 設計式との比較

今回の供試体2体について道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾に基づいて曲げ耐力及びせん断耐力を算定した結果を表-3.2.2に示す。ここには後述する道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾によるせん断耐力算定結果及び実験値も示している。なお、耐力の算定には材料の実強度を用いた。ここで、道路橋示方書のせん断耐力算定式は実験式をもとに安全率を考慮した式であることから、今回の実験結果と比較するため、算定値に1.3を乗じた値を用いた。

表-3.2.2 道路橋示方書の設計式との比較

計算手法等	耐力・荷重	供試体No1		供試体No2	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
道路橋示方書Ⅴ編	初降伏耐力(P_{y0}) [kN]	803		809	
	降伏耐力(P_y) [kN]	1062	1064	1067	1071
	せん断耐力(P_s) [kN]	478 (せん断先行)	514 (せん断先行)	481 (せん断先行)	518 (せん断先行)
	// (P_{s0}) [kN]	550		555	
道路橋示方書Ⅳ編	せん断耐力(P_s) [kN]	492 (せん断先行)	583 (せん断先行)	500 (せん断先行)	593 (せん断先行)
	// (P_{s0}) [kN]	673		686	
道路橋示方書Ⅳ編 (斜引張筋の低減係数 非考慮)	せん断耐力(P_s) [kN]	640 (せん断先行)	731 (せん断先行)	648 (せん断先行)	741 (せん断先行)
	// (P_{s0}) [kN]	821		834	
実験値	載荷方向	正側		正側	負側
	帯鉄筋降伏時[kN]	743		-747	
	主鉄筋降伏時[kN]	881		868	-928
	最大耐力時[kN]	1060		1029	-1056

その結果、初降伏荷重計算値 P_{y0} と実験における主鉄筋降伏時荷重、降伏荷重計算値 P_y と実験時最大荷重は良く一致しているものの、せん断破壊荷重の計算値 P_s については実験時の帯鉄筋降伏時荷重に比べて低めに算定される傾向があることがわかる。

これは、今回の供試体は実際はディープビームの効果が発揮されているが、これを設計式では考慮していないことが一因として考えられる。そこでこれを考慮した道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾に基づきせん断耐力を算出した。その結果道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾に比べてせん断耐力が大きく算定され、実験における帯鉄筋降伏時荷重に近づく結果となった。

実験では、図-3.2.6に示したように、供試体の主鉄筋降伏時、最大耐力時とも帯鉄筋は降伏に至っていることから、せん断補強鉄筋としての機能は果たしていると考えられる。そこで、道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾に示される斜引張鉄筋の低減係数を考慮しないでせん断耐力を算定したところ、最大耐力時荷重に近い値となった。

以上からせん断支間比 1.5 程度の RC 壁式橋脚の面内方向については、正負交番繰返し荷重を受ける場合においても、塑性変形が大きく進展しない範囲においてはコンクリートの負担するせん断耐力の算定の際にディープビーム効果を考慮して評価することによりより精度良い評価が可能となること、また、帯鉄筋についても降伏に至っていることからせん断補強効果が発揮されていることがわかる。

以上に基づく、せん断破壊先行型と判定された既設壁式橋脚の直角方向の耐震性能の評価において、作用せん断力に対してディープビーム部材であると判断される場合は、降伏を大きく超える曲げ変形が生じない範囲においては、道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾の評価式に従ってによって、合理的なせん断耐力評価をすることが可能と考えられる。

(3) FEM 解析による検討

1) 解析概要

実験結果を解析的にも検討することを目的に、前項の実験供試体をもとに、非線形 FEM 解析法による耐力～変形解析を行った。解析モデルを図-3.2.8に示す。解析は、一方向に対する静的な荷重漸増解析とした。解析ケースはせん断スパン比を 1.0、1.5、2.5 の 3 通りとし、帯鉄筋の鉄筋量を 0.36%、0.18%、0.12% の 3 通りとした。

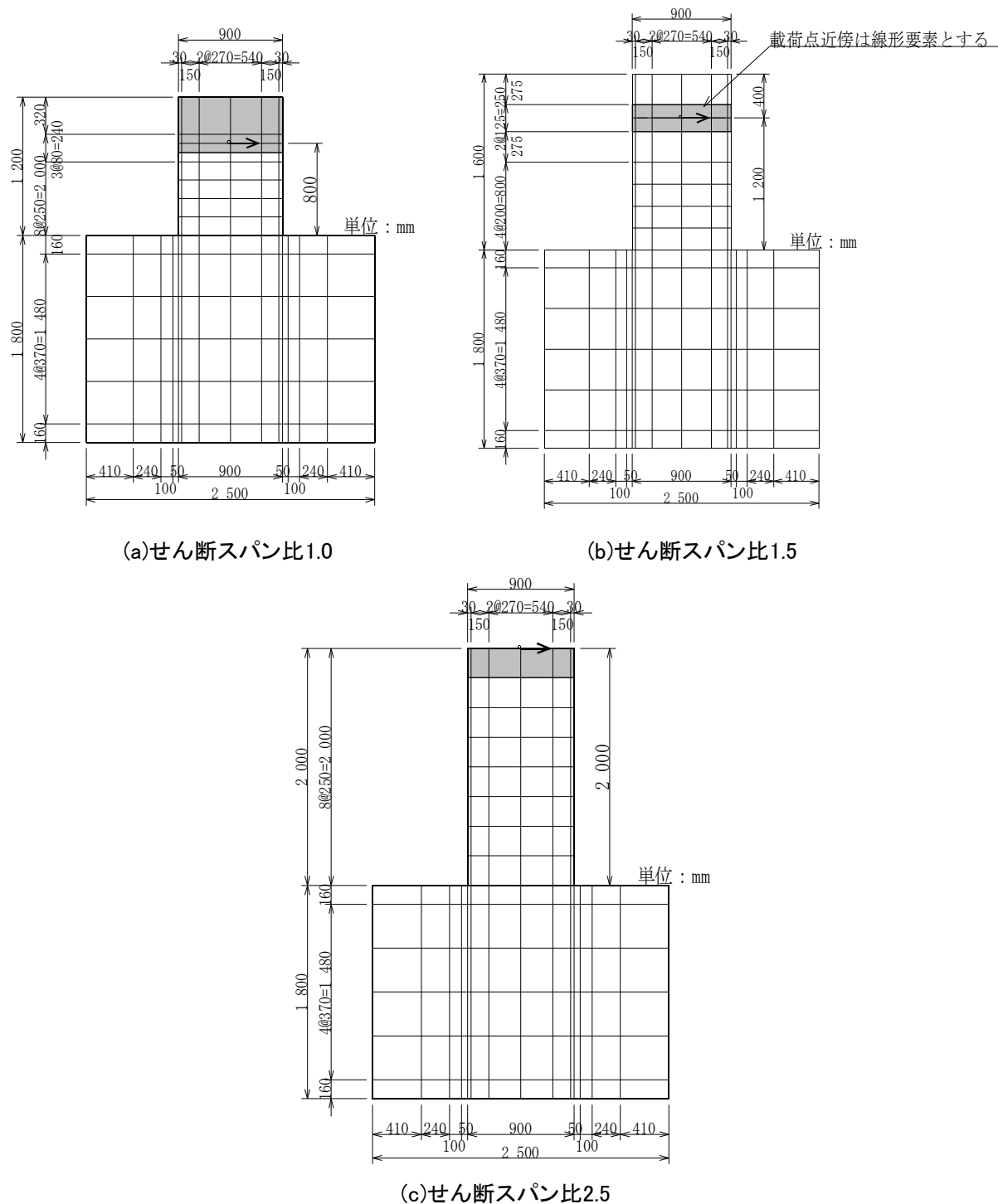


図-3.2.8 非線形FEMモデル

2) FEM 解析による検討結果

各解析ケースにおける最大耐力時及び帯鉄筋降伏時の耐力及び水平変位を表-3.2.3に、荷重作用位置の水平荷重と変位の関係を図-3.2.9に示す。

表-3.2.3 FEM解析結果

ケース	帯鉄筋比 (%)	最大耐力時		帯鉄筋降伏時	
		変位 (mm)	耐力 (kN)	変位 (mm)	耐力 (kN)
実験結果 a/d=1.5	0.36	10.57	1058	4.17	743
解析結果 a/d=1.5	単調載荷	0.36	7.80	5.10	904
		0.18	7.95	4.80	874
		0.12	8.55	4.65	857
解析結果 a/d=1.0	単調載荷	0.36	5.34	2.82	1050
		0.18	5.34	2.64	992
		0.12	5.40	2.58	974
解析結果 a/d=2.5	単調載荷	0.36	16.60	8.40	556
		0.18	16.60	8.20	549
		0.12	17.00	8.20	549

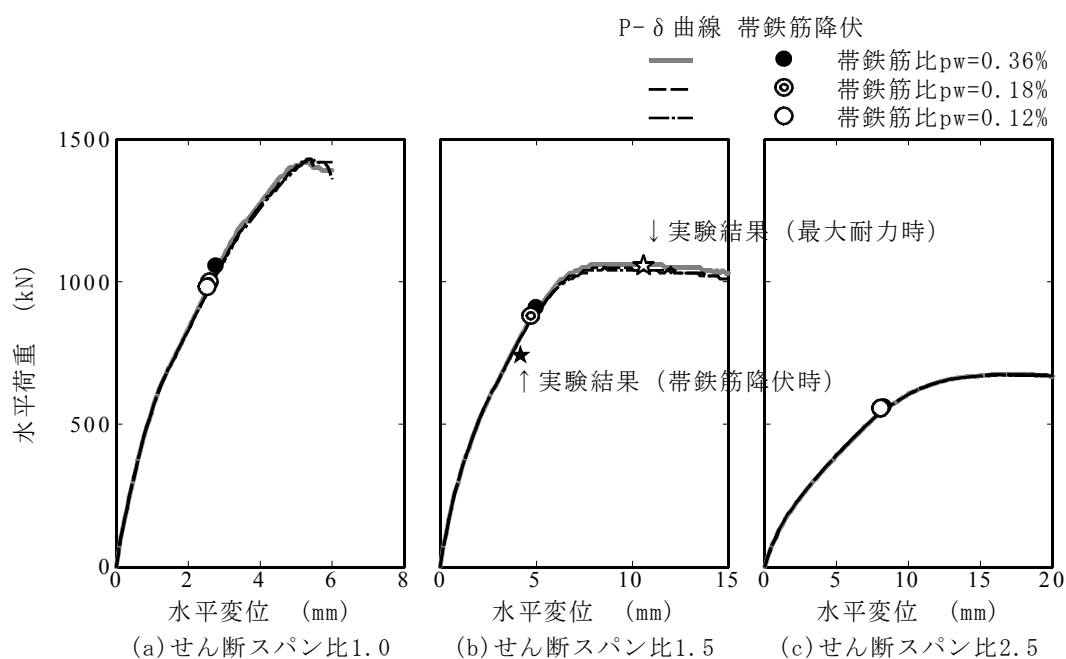


図-3.2.9 FEM解析による荷重-変位関係

実験供試体を再現したせん断スパン比 1.5、帯鉄筋比 0.36%のモデルでは、最大耐力が 1060kN であり、実験結果とよく一致した。帯鉄筋降伏時のせん断耐力は解析結果では 904kN であり、実験結果の 743kN より 22%程大きい値となった。

帯鉄筋比 0.36% のケースについて、帯鉄筋降伏時のひび割れ図を図-3.2.10に、最大耐力時の鉄筋の降伏状況を図-3.2.11に示す。これらより柱側面において斜めひびわれの発生が顕著であることがわかる。また最大耐力時の鉄筋の状態は、せん断スパン比 1.0 及び 1.5 のケースでは柱側面の帯鉄筋の降伏が顕著であり、柱基部では軸方向鉄筋の降伏も生じていた。せん断スパン比 2.5 のケースでは柱基部の軸方向鉄筋の降伏が顕著であり、帯鉄筋の降伏は柱基部にわずかに生じる程度であった。

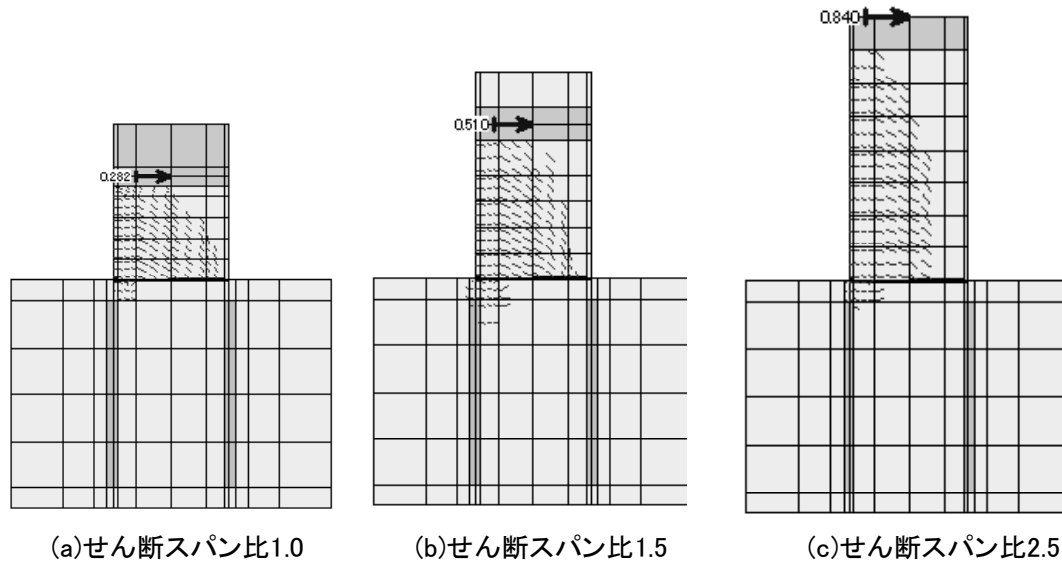


図-3.2.10 FEM解析によるひびわれの状況

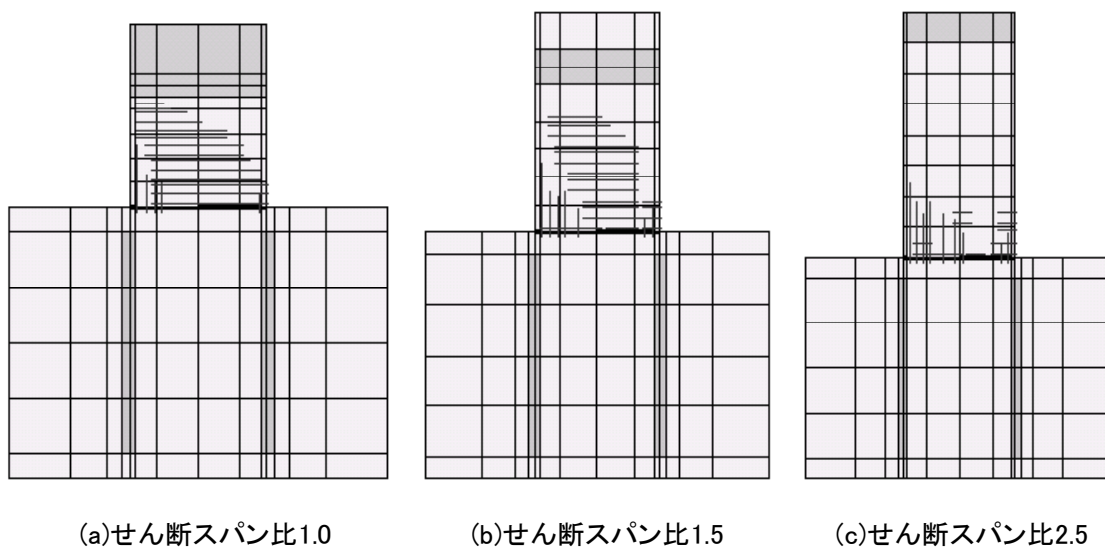


図-3.2.11 FEM解析による最大耐力時の鉄筋降伏域

帯鉄筋比とせん断スパン比によるせん断耐力の違いを図-3.2.12に示す。図中には道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾による耐力計算値、FEM 解析結果、及び実験結果を示している。FEM 解析結果、道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾の設計式ともディープビーム効果を考慮するため、実験結果と同様に、せん断スパン比が小さくなるに従って耐力が高くなる傾向を示す。また、FEM 解析結果によれば、せん断スパン比が大きくなるほど帯鉄筋比によるせん断耐力の差が小さくなる結果となった。

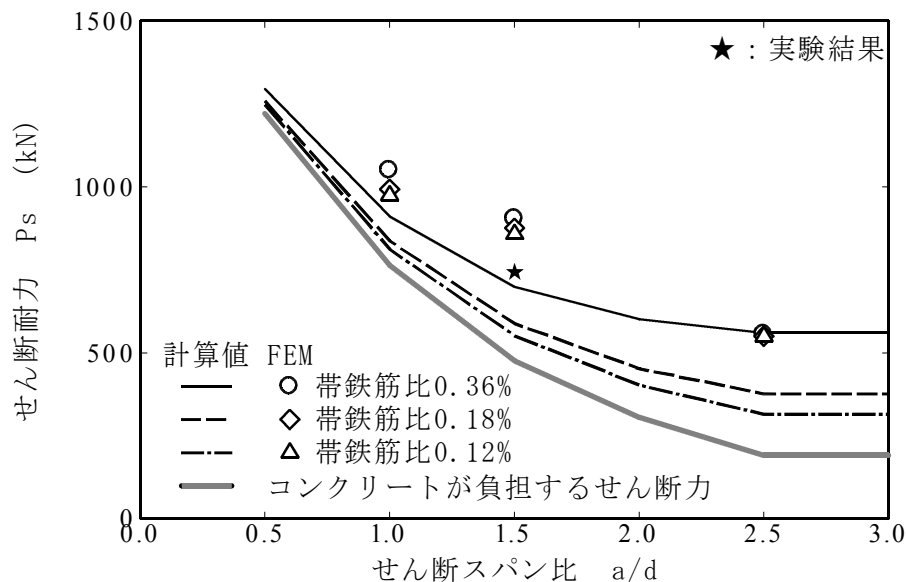


図-3.2.12 帯鉄筋比とせん断スパン比によるせん断耐力の違い

(4) まとめ

壁式橋脚などせん断スパン比が小さい鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力の評価方法について、実験、解析の両面から検討を行った。これまでの検討により以下のことが明らかとなった。

- 1) 実験によれば正負交番载荷の供試体は、片方向载荷の供試体に比べて基部の損傷進展に伴う基部での変位が大きくなるが、最大耐力及び最大耐力時の载荷位置での水平変位には大きな差異はない。
- 2) 正負交番载荷の供試体の方が片方向载荷の供試体に比べて主鉄筋降伏時、最大耐力時とも広い範囲で帯鉄筋が降伏し、柱のせん断変形量も多少大きい。
- 3) ディープビーム部材では、斜引張鉄筋の負担するせん断耐力を低減することとされているが、せん断スパン比が 1.5 の場合、斜引張鉄筋の負担するせん断耐力にせん断スパン比の影響は見られなかった。
- 4) ディープビーム部材が正負交番荷重を受ける場合においても塑性変形が $1.5\delta_y$ 程度以下であれば、コンクリートが負担するせん断耐力にせん断スパン比の影響を考慮することが可能であり、これは道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾に示される評価式で安全側に評価可能であることがわかった。

3. 3 橋台及び背面土による上部構造の変位拘束効果の評価方法

3.3.1 橋台背面土の抵抗特性のモデル化の検討

(1) 検討の概要

橋台及び背面土による上部構造の変位拘束効果を評価する上では、橋台背面土の抵抗特性を適切に評価することが必要とされる。橋桁が橋台に衝突する際には橋台背面土の受働抵抗となると考えられるが、こうした橋台の抵抗特性に関する大規模な実証実験データは少なく、米国カリフォルニア州交通局（CALTRANS）により実施された橋台の載荷実験⁴⁾が唯一の大型実験と考えられる。

このため、ここでは、橋台背面土の抵抗特性を一般的に仮定される場合の多い受働土圧相当と評価することが妥当かどうかを CALTRANS による実験結果をもとに検証することとした。

(2) CALTRANS の実験の概要

実験供試体を図-3.3.1.1に示す。図左側の杭基礎を有する西側橋台を対象に橋軸方向に対する載荷実験が行われた。

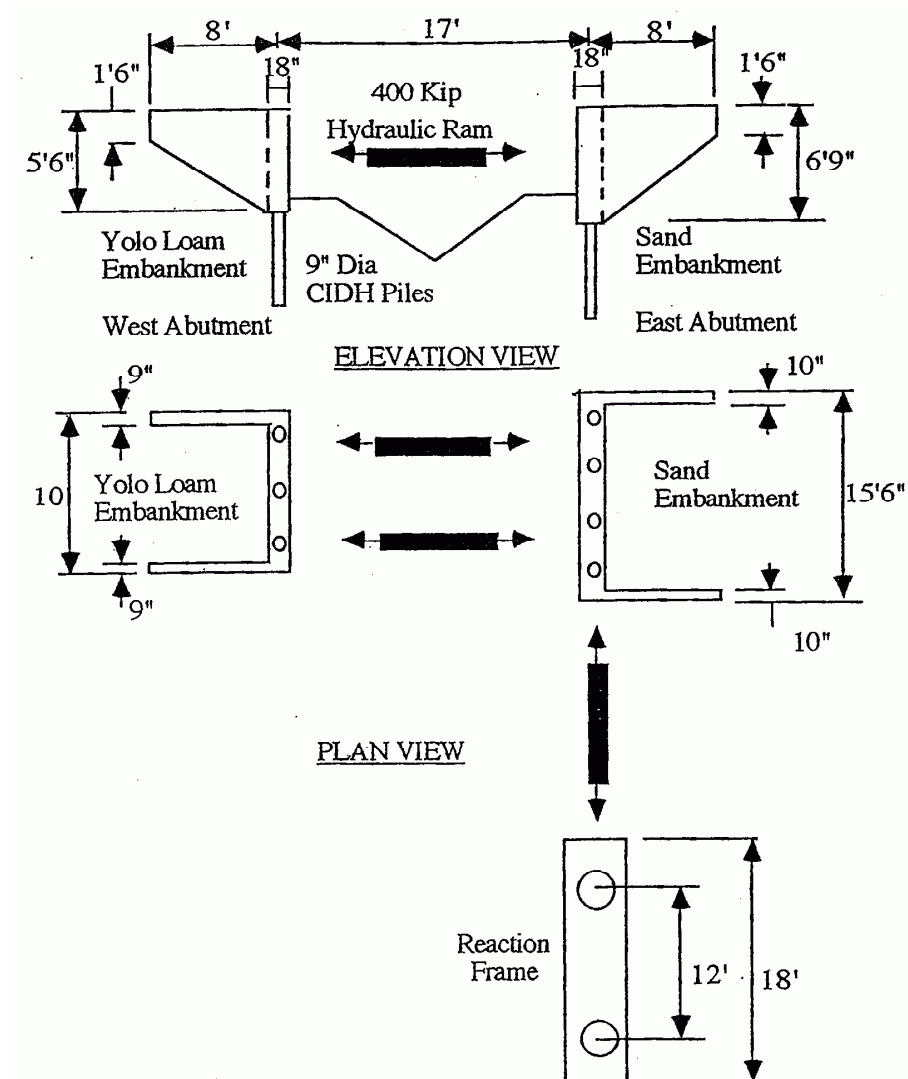


図-3.3.1.1 CALTRANSによる橋台実験供試体⁴⁾

地盤は橋台底面から 5' (約 1.5m) の深さまで掘削し、西側橋台では Yolo ローム層からなる粘性土により背面盛土が形成されている。橋台背面の裏込土としては、未洗浄の砂を転圧して充填したが、実験による背面土の破壊は Yolo ローム層粘性土の盛土本体で生じた。

実験により得られた上部構造位置での水平荷重-変位関係を図-3.3.1.2に示す。杭を含む橋台全体の最大抵抗は 325kips (1446kN)、杭の影響を除いた橋台背面土の抵抗は 310kips (1379kN) であった。

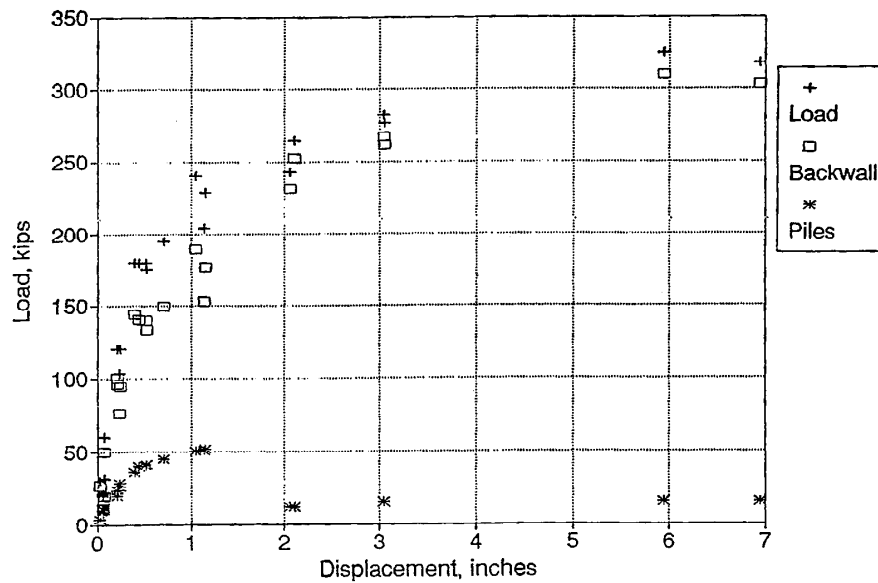


図-3.3.1.2 対象橋台の水平荷重-変位関係⁴⁾

(3) 抵抗特性の検討

CALTRANS による実験結果を解析的に評価するために道路橋示方書IV下部構造編³⁾11章ケーソン基礎の設計における受働土圧との比較を行った。

CALTRANS の実験結果では、背面土の受働破壊面は図-3.3.1.3の点線で示すような曲面を示した。このため、受働土圧の算定にあたっては、この受働破壊面を橋台躯体基部のA点より最小二乗法により平面に近似し、その角度を 65° と設定した。

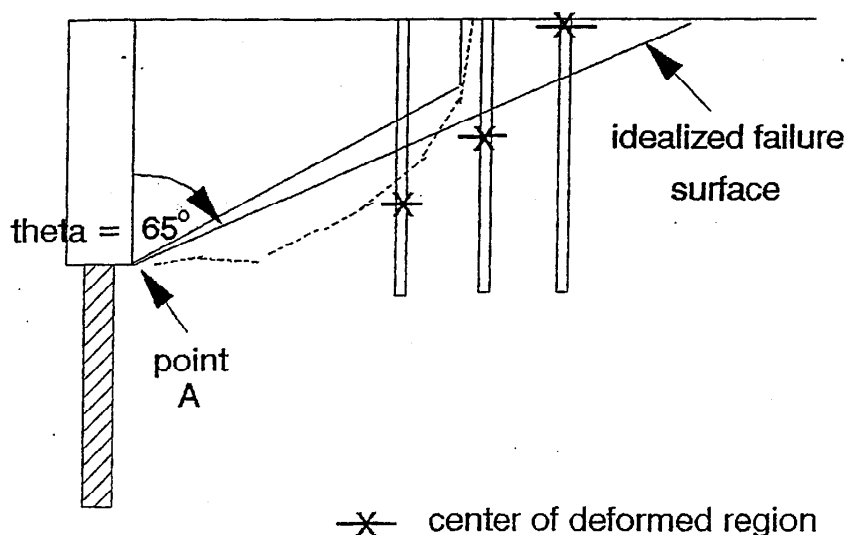


図-3.3.1.3 実験破壊面のモデル化⁴⁾

また、橋台背面土の最大荷重は、背面土を図-3.3.1.4のようにモデル化し、力のつり合いから得られる次式(3.3.1.1)~(3.3.1.4)より求めることができる。

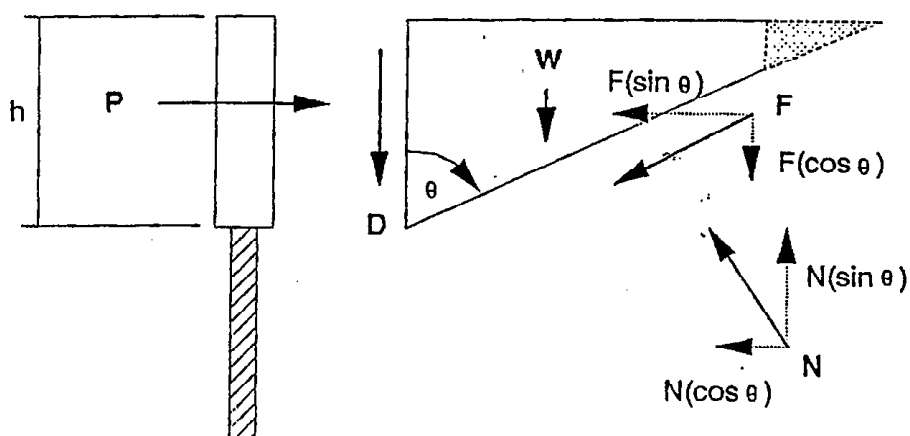


図-3.3.1.4 背面土のくさびモデルと力の釣り合い⁴⁾

$$P_{bw-soil} = F \cdot \sin \theta + N \cdot \cos \theta \quad (3.3.1.1)$$

$$D - W = F \cdot \sin \theta - N \cdot \cos \theta \quad (3.3.1.2)$$

$$F = c \cdot \left(w \cdot h / \cos \theta \right) + N \cdot \tan \phi \quad (3.3.1.3)$$

$$D / \tan \phi_w = P_{bw-soil} \quad (3.3.1.4)$$

ここで、

W : 土のくさび部分の重量

F : 下側の受働破壊面に沿った摩擦力

N : 下側の受働破壊面に垂直な荷重

D : 下向きの摩擦力

$P_{bw-soil}$: 土のくさび部分から橋台躯体に作用する受働抵抗力

h, w : 橋台の高さおよび幅

γ : 橋台躯体と背面土の単位体積重量

ϕ, c : 背面土の内部摩擦角と粘着力 ($\tau = c + \sigma \tan \phi$)

ϕ_w : 有効摩擦角

この関係より実験供試体を対象に抵抗力を算定してみる。

橋台躯体の高さ $h=5.5\text{ft}$ (1.676m)

橋台躯体の幅 $w=10\text{ft}$ (3.048m)

土の単位体積重量 $\gamma=150\text{pcf}$ (23.56kN/m³)

破壊面での土の粘着力 $c=2\text{ksf}$ (95.76kN/m²)

土の破面の摩擦角 $\phi=0^\circ$

橋台躯体と背面土の間の有効摩擦角 $\phi_w=20^\circ$

となることから、

$$P_{bw-soil} = 345\text{kips} \quad (1535\text{kN})$$

$$D \doteq 125\text{kips} \quad (556\text{kN})$$

を得る。

これを実験結果とを比較すると、杭を除いた橋台背面土の抵抗は 310kips であったことから

$$\text{誤差} = (345 - 310) / 310 = 11\%$$

となる。杭の影響を考慮した場合、杭の寄与分は解析値を用い

$$P_{\text{total}} = P_{bw-soil} + V_{\text{piles}} = 345 + 15 = 360\text{kips} \quad (1601\text{kN})$$

$$\text{誤差} = (360 - 325) / 325 = 11\%$$

となり、ほぼ妥当な結果が得られた。

次に、道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾のケーソン基礎の評価式に従って受働土圧から実験供試体の背面土の抵抗を算出する。

深さ x における受働土圧強度は、粘性土の場合は道路橋示方書Ⅰ共通編⁵⁾式(2.2.5)により求められる。

$$P_{EP} = K_{EP} \cdot \gamma \cdot x + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{EP}} + K_{EP} \cdot q \quad (3.3.1.5)$$

ここで、地震時の受働土圧係数は道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾式(解 11.5.10)より求める。

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right]^2} \quad (3.3.1.6)$$

ここで、

x : 計画地盤面からの深さ

P_{EP} : 深さ x における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m²)

γ : 背面土の単位体積重量 (kN/m³)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数 (道路橋示方書Ⅳ編³⁾ 11.5.2)

q : 地表面載荷荷重 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

δ_E : 地震時のケーソン壁 (橋台背面壁) と土の摩擦角 (度) で $-\phi/6$ としてよい

α : 地表面と水平面のなす角度 (度)

CALTRANS による実験条件、 $\phi=0^\circ$ 、 $\delta_E=20^\circ$ 、 $\alpha=0^\circ$ より、受働土圧係数 K_{EP} の値は以下のように算出される。

$$\begin{aligned} K_{EP} &= \frac{\cos^2 0}{\cos 20 \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 - 20) \sin(0 + 0)}{\cos 20 \cos 0}} \right]^2} \\ &= 1.064 \end{aligned}$$

深さ x における受働土圧強度は、 $c=95.76$ kN/m²、 $q=0$ kN/m²、 $\gamma=23.56$ kN/m³ より、

$$\begin{aligned} P_{EP} &= K_{EP} \gamma x + 2c \sqrt{K_{EP}} + K_{EP} q \\ &= 1.064 \times 23.56 \times x + 2 \times 95.76 \times \sqrt{1.064} + 1.064 \times 0 \\ &= 25.07x + 197.6 \end{aligned}$$

道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾式(解 11.8.5)より、ケーソン基礎前面の水平地盤反力度の上限値として、 P_{EP} に割増し係数 α_p を乗じる。

$$P_{Hu} = \alpha_p P_{EP} \quad (3.3.1.7)$$

ここで、

P_{Hu} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、道路橋示方書Ⅳ編³⁾式 (解 11.8.6) により求める。
ただし、N値 2 以下の軟弱な粘性土では、 $\alpha_p=1.0$ とする。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \quad (3.3.1.8)$$

z : 設計地盤面からの深さ(m)

B_e : 基礎の有効前面幅(m)

基礎の有効前面幅は長方形断面であるため、躯体の幅 3.048m より $B_e=3.048\text{m}$

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/3.048) = 1.0 + 0.164z \leq 3.0$$

橋台躯体は高さ 1.676m であるから、 α_p の最大値は $1.0 + 0.164 \times 1.676 = 1.275 \leq 3.0$

以上より、橋台背面全体に作用する受働土圧は、

$$\begin{aligned} 3.048 \times \int_0^{1.676} \alpha_p P_{EP} dx &= 3.048 \times \int_0^{1.676} (1.0 + 0.164x)(25.07x + 197.6) dx \\ &= 3.048 \times \int_0^{1.676} (4.111x^2 + 57.48x + 197.6) dx \\ &= 3.048 \times \left[1.370x^3 + 28.74x^2 + 197.6x \right]_0^{1.676} \\ &= 1275 [\text{kN}] \end{aligned}$$

以上の結果をまとめると表-3.3.1.1のとおりとなる。

表-3.3.1.1 実験結果と計算結果の比較

	受働抵抗抗力[kN]	比率
CALTRANSの実験による橋台背面土の終局強度	1379	1.00
CALTRANSの式による橋台背面土の受働土圧の値	1535	1.11
道示IV編による地震時の橋台背面土の受働土圧の値	1275	0.92

CALTRANS による計算値は $345[\text{kips}] = 1535[\text{kN}]$ であるため、道路橋示方書による計算値はこれより約 20%ほど小さい値となっている。ただし、CALTRANS の実験結果 $310[\text{kips}] = 1379[\text{kN}]$ と比較すると、道路橋示方書による受働土圧の値の誤差は約 8%となり、CALTRANS の計算値(誤差 11%)と同程度であり、橋台背面土の耐力を評価できていると考えることができる。

(4) 剛性の検討

CALTRANS による実験を解析的に再現し、背面土の剛性の検討を行った。

解析はプッシュオーバー解析とし、図-3.3.1.5に示すモデルを用いた。図-3.3.1.2に示したように、実験結果では杭の荷重-変位関係は負勾配を示しており、解析上これを再現するのは困難である。そこで、モデルの境界条件として実験結果における杭の塑性ヒンジ発生位置で杭をピン固定し、杭の曲げによる抵抗と杭前面の地盤の抵抗を無視するものとした。

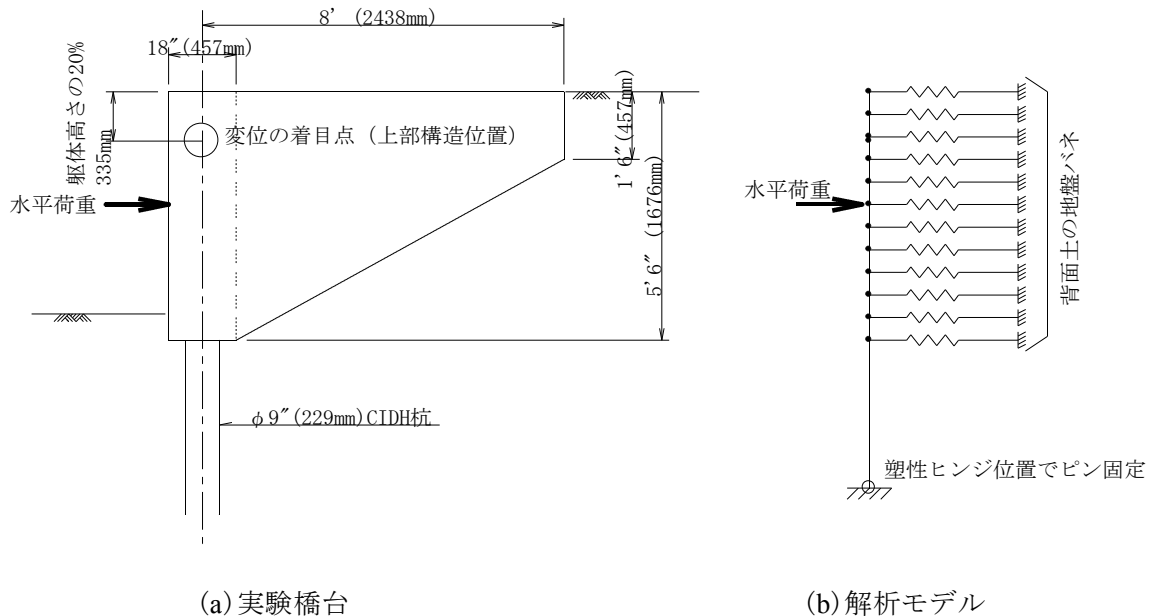


図-3.3.1.5 橋台のモデル化

水平荷重は図-3.3.1.1に示したモデル図の橋台躯体高さ 1/2 よりやや上に位置する節点に载荷した。上部構造位置の変位は橋台天端から躯体高さの 20%下がった位置とした。

橋台背面土の抵抗のみを分布バネで再現したモデルを用い、得られた荷重-変位関係は杭の影響を除いて評価することとし、図-3.3.1.2に示した橋台の P- δ 関係の計算式と解析結果を比較した。

橋台躯体及び杭の材料定数は以下のとおりとした。

橋台躯体 : $E_c = 3.4 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$, $f'_c = 7900 \text{ psi}$ (54 N/mm^2) より

杭 : $E_c = 3.6 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$, $f'_c = 9700 \text{ psi}$ (67 N/mm^2) より

橋台背面土の地盤バネは、バネ定数を地盤反力係数から、バネの降伏点を (3) で求めた受働土圧から算出した。

橋台背面の盛土の地盤反力係数は、CALTRANS の実験における平板载荷試験結果から得られた変形係数から算定することも可能であるが、示されている値が 38000 psi (262000 kN/m^2) と大きく、N 値 94 相当と非現実的な値になるため、ここでは背面土の N 値を N=1, 2, 5 の 3 通りに仮定して検討を行い、実験結果と比較した。

地盤反力係数の算定式はケーソン基礎の前面バネの算定式に準じた。

$$K = k_H \cdot A$$

$$k_H = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (3.3.1.9)$$

ここで、

K : 橋台背面土バネのバネ定数 (kN/m²)

k_H : 橋台背面土の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

α_k : k_H の推定に使う補正係数、本検討では 1 とする

k_{H0} : 直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

A : 橋台背面土バネの作用面積 (m²)

B_H : 橋台前面の換算載荷幅 (m) で、道路橋示方書Ⅳ編³⁾式 (解 11.5.3) により求める

$$B_H = B_e \left(\leq \sqrt{B_e L_e} \right) \quad (3.3.1.10)$$

B_e : 基礎の有効前面幅 (m)。橋台躯体は長方形断面であるため、 B_e は橋台幅 B とする

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

k_{H0} は地盤の変形係数から道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾式 (解 9.5.5) を用いて算出する。地盤の変形係数は N 値から求める。ここで、実験において載荷速度に関する記述はないが、静的なジャッキを用いていることから、 α としては常時の値を用いる。

$$K_{H0} = \frac{1}{0.30} \alpha E_0 \quad (3.3.1.11)$$

ここで、

E_0 : 地盤の変形係数で N 値より $E_0=2800N$ で求める (kN/m²)

α : 道路橋示方書Ⅳ編³⁾表-解 9.5.1 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数。

地盤反力係数の算定結果を表-3.3.1.2に示す。

表-3.3.1.2 地盤反力係数の算定結果

項 目	記号	単 位	N=2	N=5	N=10	備 考
変形係数	E_0	(kN/m ²)	5600	14000	28000	
係数	α		1	1	1	平板載荷試験から換算、常時
有効前面幅	B_e	(m)	3.048	3.048	3.048	橋台幅
有効根入れ深さ	L_e	(m)	1.676	1.676	1.676	橋台高さ
橋台前面換算載荷幅	B_H	(m)	2.260	2.260	2.260	
k_H の補正係数	α_k		1.000	1.000	1.000	道示Ⅳp309コンタクトグレートしない
地盤反力係数初期値	k_{H0}	(kN/m ³)	18667	46667	93333	
水平地盤反力係数	k_H	(kN/m ³)	4105	10262	20524	

プッシュオーバー解析の結果を図-3.3.1.6に示す。水平荷重の上限値は1184kNとなり、CALTRANSの計算式の1535kN及び実験結果の1379kNを下回っていた。表-3.3.1.3に示すように橋台背面土のバネの降伏点の合計は1272kNで道路橋示方書IV下部構造編³⁾により算出した受働土圧1275kNとほぼ同値であるが、水平荷重の一部を杭の塑性ヒンジ位置のピン固定部において90kN程度受け持つために耐力が低減した結果となっている。

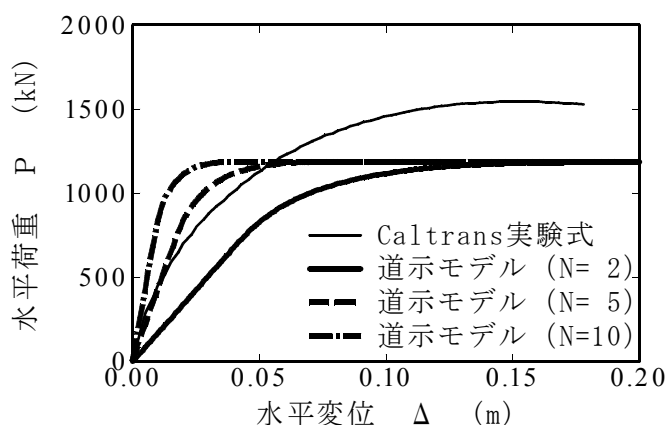


図-3.3.1.6 解析結果と実験結果の比較

表-3.3.1.3 地盤バネ要素の降伏点

深度x		受働土圧 強度 P_{EP} (kN/m ²)	有効前 面幅 B_e	割増係数 a_p	水平支持力 上限値 P_{HU} (kN/m ²)	水平バネの		バネ反力 の上限値 (kN)
(ft)	(m)					影響幅 B (m)	影響長 h (m)	
0.0	0.000	197.60	3.048	1.000	197.60	3.048	0.076	45.77
0.5	0.152	201.42	3.048	1.025	206.46	3.048	0.152	95.65
1.0	0.305	205.24	3.048	1.050	215.50	3.048	0.152	99.84
1.5	0.457	209.06	3.048	1.075	224.74	3.048	0.152	104.12
2.0	0.610	212.88	3.048	1.100	234.17	3.048	0.152	108.49
2.5	0.762	216.70	3.048	1.125	243.79	3.048	0.152	112.95
3.0	0.914	220.52	3.048	1.150	253.60	3.048	0.152	117.49
3.5	1.067	224.34	3.048	1.175	263.60	3.048	0.152	122.13
4.0	1.219	228.16	3.048	1.200	273.80	3.048	0.152	126.85
4.5	1.372	231.98	3.048	1.225	284.18	3.048	0.152	131.66
5.0	1.524	235.81	3.048	1.250	294.75	3.048	0.152	136.56
5.5	1.676	239.63	3.048	1.275	305.52	3.048	0.076	70.77
(合計)								1,272.28

(5) まとめ

米国 CALTRANS により実施された橋台の実大載荷実験結果と道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾のケーソン基礎の設計による受動土圧及び背面土の剛性を比較した結果、次のことが明らかとなった。

- 1) 橋台背面土の抵抗について、道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾の評価方法は CALTRANS の実験結果を低めではあるが、ある程度の精度で評価できる。
- 2) 橋台の剛性について、道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾による橋台背面方向についての荷重～変位関係は、降伏点のはっきりしたバイリニア型であるが概ね実験結果を再現できている。なお、N 値を 5 と仮定した場合の剛性が実験結果に最も近い傾向を示した。

3.3.2 橋台の変位拘束効果の評価方法

(1) 検討の概要

上部構造の地震時の橋軸方向への振動変位に対しては、両端の橋台が抵抗として寄与し、橋全体の変位を拘束することが期待される。このため、両端の橋台が安定していてこのような効果が見込める場合には、これを考慮することが考えられる。ここでは、このような効果を解析的に評価し、橋全体系の耐震性能向上策として採り入れる方法を検討した。

(2) 橋梁全体系の解析

1) 解析モデル

まず、橋梁全体の挙動を検討するため、図-3.3.2.1に示す橋梁全体系の非線形解析モデルを作成した。橋台及び橋脚の詳細を図-3.3.2.2に示す。解析対象橋梁はゴム支承を用いた橋長 200m の 5 径間連続鋼 I 桁橋で、桁の両端は高さ 10m の逆 T 式橋台により支持され、橋脚高さは 10m、地盤種別はⅡ種地盤とした。ここでは、橋脚はレベル 2 地震に対し地震時保有水平耐力法により設計し、2.2m × 5m の断面を持ち、橋軸方向に D32 を 2 段配筋したものをモデル化した。基部に塑性ヒンジをモデル化した非線形回転バネを設置し、橋脚躯体は非線形はり要素、はり部及びフーチングは剛体とした。履歴特性は武田型履歴特性を用いた。橋台背面には N 値=5 の砂質土(せん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ 、単位体積重量 $\gamma=19\text{kN/m}^3$)の盛土を想定して前述 3.3.1 の検討結果に基づきモデル化した地盤バネを設置した。このバネは押し込み側にのみ抵抗するものとし、橋台と背面土が剥離する方向には抵抗しないものとした。橋脚及び橋台の基礎地盤バネは別途実施した橋台単独モデルによる衝突解析における最大変位が橋台降伏程度であったことから、道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾に示される動的解析に用いる線形の水平及び回転バネとした。

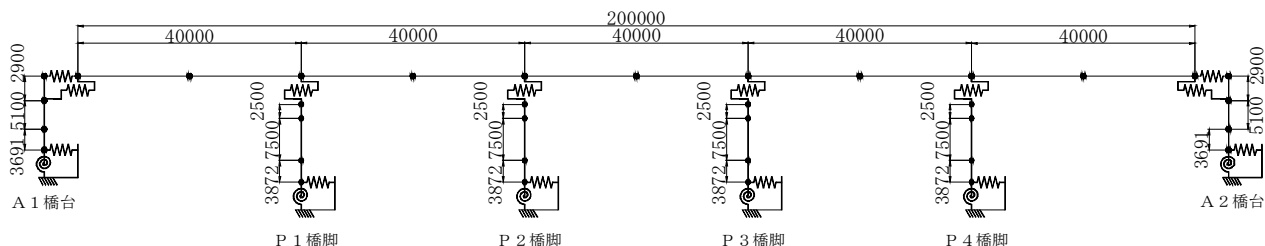


図-3.3.2.1 橋梁全体系モデル

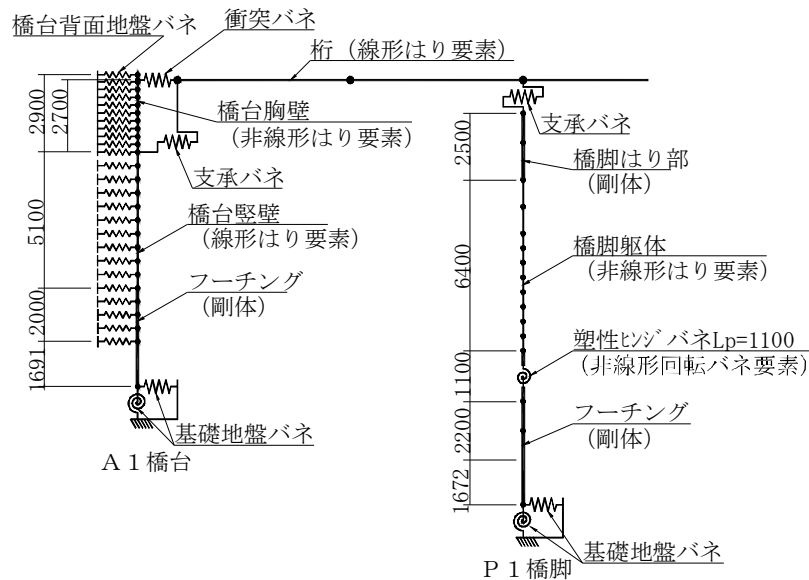


図-3.3.2.2 全体系モデル詳細

桁の衝突位置はパラペット上端から 0.2m 下方とし、図-3.3.2.3 に示すように遊間変位として 0.15m までは力を伝達しない衝突バネを設置した。衝突バネ剛性は、川島の研究⁶⁾を参考に $3 \times 10^6 \text{ kN/m}$ とした。また、ここでは落橋防止構造の影響は考慮しないこととした。

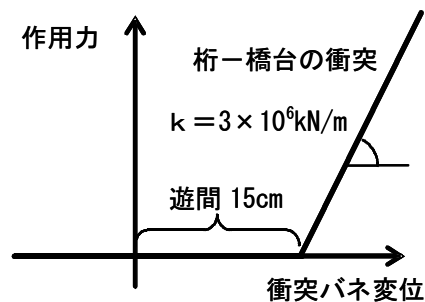


図-3.3.2.3 衝突バネ

解析モデルは、パラペット部材について非線形はり要素(武田型履歴特性)としてモデル化した「既設モデル」と、パラペットを補強することを想定して縦壁と同じ剛性を有する線形はり要素としてモデル化した「補強モデル」を作成した。さらに、応答値の比較のため、既設モデルにおいて衝突を無視したケースも解析した。なお、ウィングについては、本来橋台の拘束効果に大きく影響すると考えられるが、簡単のため既設モデルにおいてはモデル化に考慮していない。

2) 解析条件

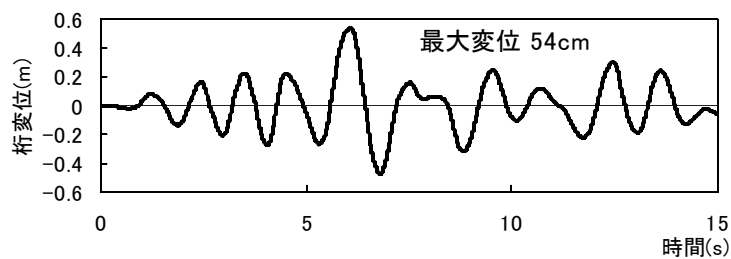
入力地震動は、Ⅱ種地盤のタイプⅡ地震として JR 西日本鷹取駅構内地盤上波を用いた。動的解析には Newmark β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は 0.0005 秒とした。また、粘性減衰モデルは Rayleigh 減衰を用い、Rayleigh 減衰係数は解析モデルの初期剛性によるひずみエネルギー比例減衰より、桁の振動モード、橋脚の振動モードにより設定した。ひずみエネルギー減衰の算定には表-3.3.2.1 の部材減衰定数を用い、橋台背面地盤については履歴減衰のみ考慮した。

表-3.3.2.1 部材の減衰定数

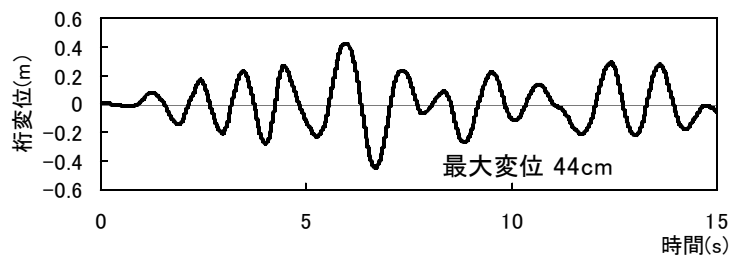
部位	減衰定数
橋脚躯体、既設モデル胸壁 (非線形部材)	2%
橋脚はり部、フーチング (線形はり部材)	5%
桁(線形はり部材)	3%
支承バネ	4%
橋台背面地盤バネ	0%
基礎地盤バネ	20%

3) 解析結果

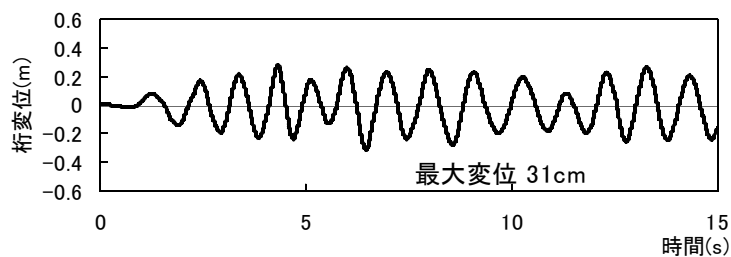
応答の大きい前半 15 秒間における桁の変位時刻歴を図-3.3.2.4に示す。図-3.3.2.4(a)の桁の衝突がない場合と比較して、図-3.3.2.4(b)(c)の衝突を考慮した場合は桁の最大変位が減少し、特に補強モデルでは、桁が遊間 0.15m の間で衝突を繰り返して応答が短周期になっている。図から応答周期を読みとると、(a)(b)は 1.5 秒、(c)は 1.0 秒程度であった。



(a) 衝突なし



(b) 既設モデル(衝突あり)



(c) 補強モデル(衝突あり)

図-3.3.2.4 桁変位の時刻歴

ここで、各解析ケースにおける桁、橋脚天端、橋台衝突位置の最大応答変位を図-3.3.2.5に示す。既設モデルで衝突させた場合、衝突なしのケースと比較して橋脚変位は 26%減少したが、橋台変位は終局変位を上回る 0.29m 発生し、パラペットの損傷が大きいことがわかる。一方、補強モデルでは、橋脚変位は 57%減少し、橋台変位は 0.12m となった。この橋台の変位は、プッシュオーバー解析により求めた基礎の降伏程度である。したがって、本橋梁の条件程度であれば、桁を橋台に衝突させることにより、橋台基礎と橋台背面土が桁の変位を拘束する効果があることがわかり、その結果橋脚の応答が低減することがわかった。

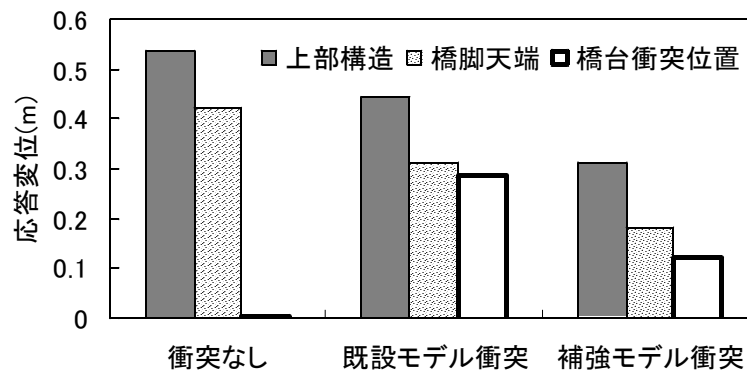
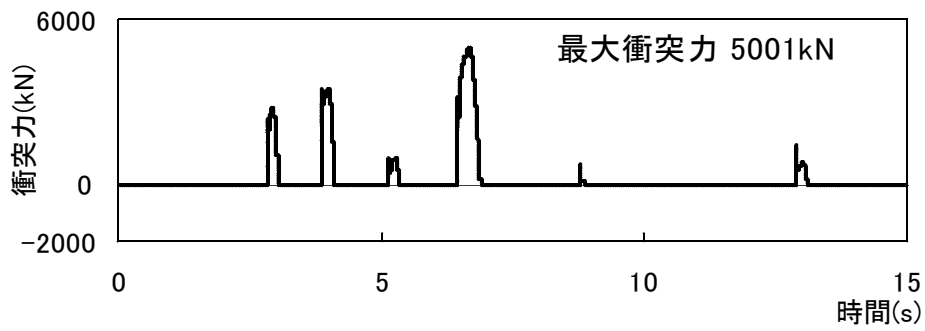
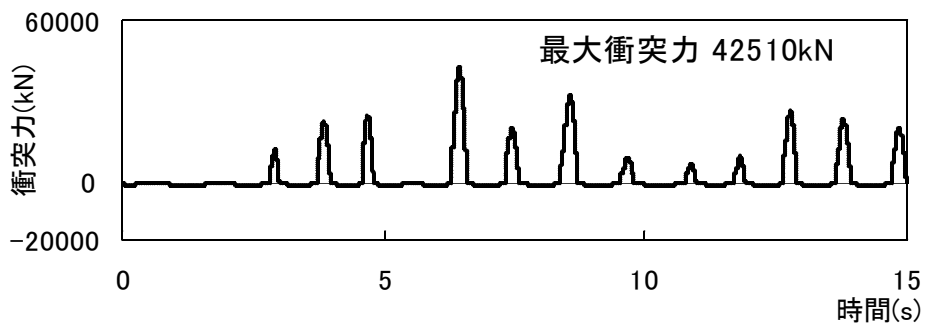


図-3.3.2.5 応答変位の比較

また、最大衝突力が発生した A1 橋台側の衝突バネにおける作用力の時刻歴を図-3.3.2.6に示す。図-3.3.2.6(a)の既設モデルでは、衝突によりパラペットに残留変位が発生して遊間量が増大し、補強モデルと比較すると衝突回数が少なくなった。また、既設モデルでは最大 5001kN、補強モデルでは最大 42510kN の衝突力が発生し、補強モデルでは既設モデルの 8.5 倍の衝突力が発生した。



(a)既設モデル(衝突有り)



(b)補強モデル(衝突有り)

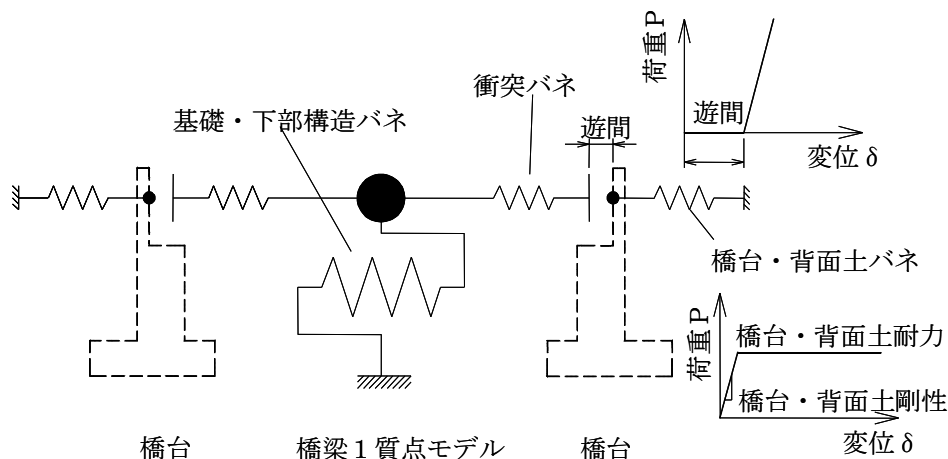
図-3.3.2.6 A1橋台衝突バネ作用力時刻歴

この衝突力以上のせん断耐力を得るためには、パラペットに D25 の帯鉄筋を 125mm ピッチで配筋する必要がある。また、衝突力を単純に床版の全断面積 ($11\text{m} \times 0.25\text{m}$) で除した応力は 15N/mm^2 程度となり、衝突力による圧縮応力は終局限界状態の設計圧縮強度を下回る程度である。ただし、一般に床版全面が一様に衝突力を受ける事はないので、桁や橋台が局所的に損傷する可能性もある。

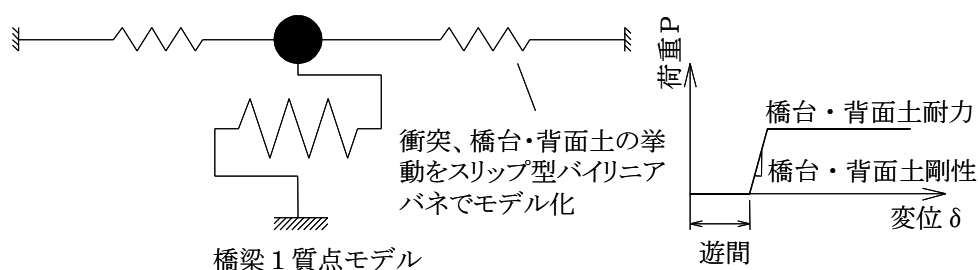
(3) 橋台の地震時変形の拘束効果に関するパラメトリック解析

1) 簡易解析モデルの検討

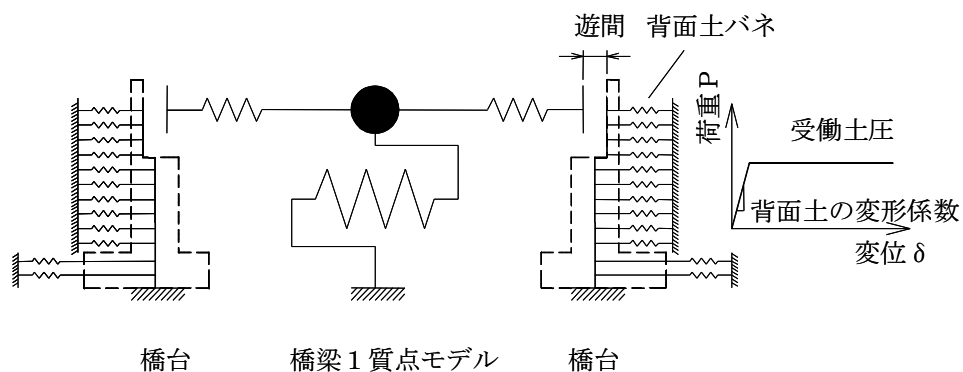
桁衝突時の挙動をより簡便なモデルで表現するための検討を行った。検討は、図-3.3.2.1に示した橋梁とし、P2 橋脚において一点固定式とした。固定橋脚の外形寸法は同一とし、配筋を D35-2 段から D51-1.5 段に変更した結果、降伏震度 0.265 を持つ断面とした。一点固定式のため橋梁全体を一質点系の橋梁モデルとし、非線形骨組構造の橋台や、バイリニアの地盤バネにモデル化した背面土を組み合わせた簡便なモデルを考案し、図-3.3.2.7(a)~(c)に示す 3 つのモデルについて、以下に示す比較検討を行った。



(a) モデル 1



(b) モデル 2



(c) モデル 3

図-3.3.2.7 1質点系解析モデル

3つのモデルの比較に用いるための解析パラメータは表-3.3.2.2に示すとおり橋梁規模、橋台・背面土系の降伏剛性・水平耐力、遊間、固有周期とし、基礎については固定とした。

表-3.3.2.2 比較に用いたパラメータ

項目	橋梁規模 3ケース	橋台・背面土系の 降伏剛性・水平耐力 3ケース	遊間 6ケース	橋梁全体の固 有周期 3ケース	入力波 18波
ケース	2径間	パラペットと背面土のみで 抵抗する基本ケース (3,800kN)	0	基本値×0.7 (0.56秒)	タイプⅠ、Ⅱ地震動 Ⅰ種～Ⅲ種地盤 各3波
			基本値×0.5		
	3径間	ウイングの抵抗を考慮した ケース(11,000kN)	基本値	基本値 (0.8秒)	
			基本値×1.5		
	5径間	パラペットが降伏しない ケース(∞)	基本値×2	基本値×1.5 (1.2秒)	
			∞(衝突しない)		
備考	支間長固定	モデル3のプッシュオー バー解析結果による	道示Ⅰ算出値 を基本値とする	基本モデル 0.8秒	道示Ⅴ レベル2地震動

解析の結果、応答変位、衝突力、橋台パラペットの応答変位などは図-3.3.2.7(a)~(c)に示すモデル1~3により同様の結果を得ることができていることが確認された。図-3.3.2.8に5径間連続桁橋のⅡ種地盤タイプⅡ地震における衝突バネ反力の時刻歴波形の例を示す。モデル3においてスパイク状の波形が生じ、他のモデルに比較して大きい最大値を示したが、これはパラペット部の慣性力の影響によるものであると考えられる。また、図-3.3.2.9に変位応答の時刻歴波形の例を示す。これよりいずれのモデルでも応答波形に大差はないことが分かり、橋台部の影響を考慮した橋梁の挙動を、1質点系モデルのうち最も簡便なモデル2でも表現できることがわかった。

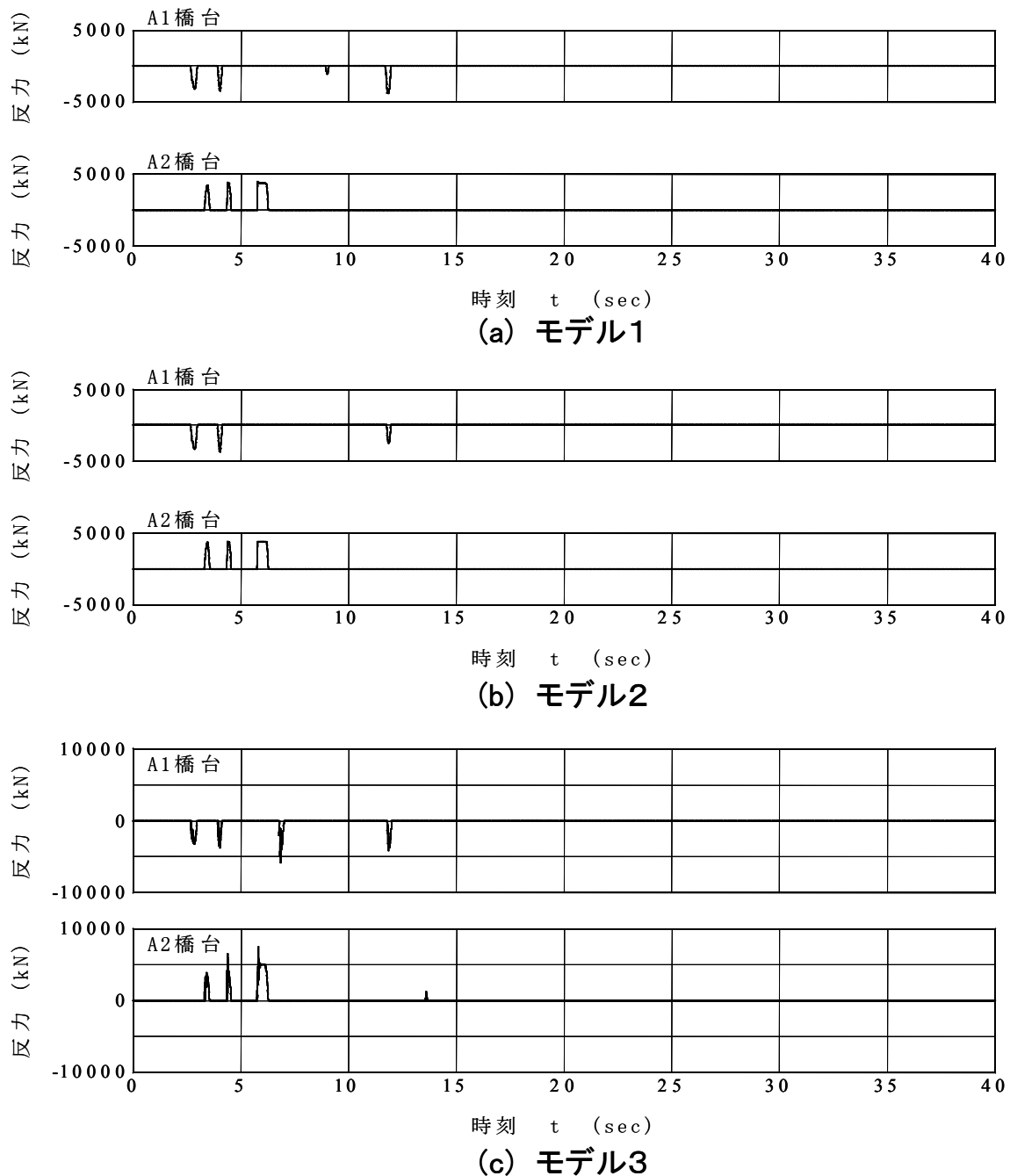


図-3.3.2.8 衝突バネ反力の比較(地震動Ⅱ-Ⅱ-1)

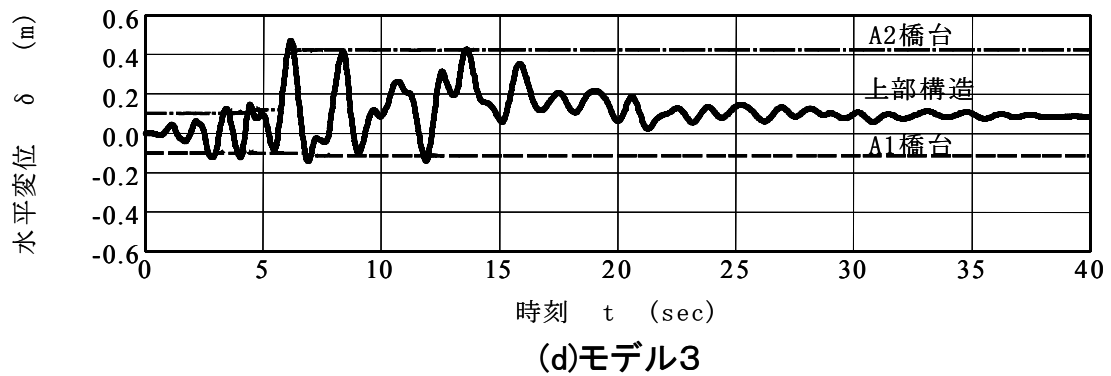
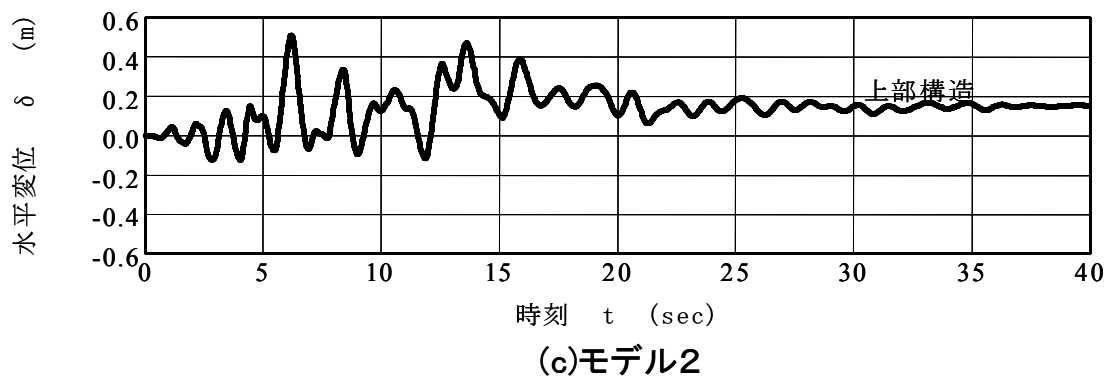
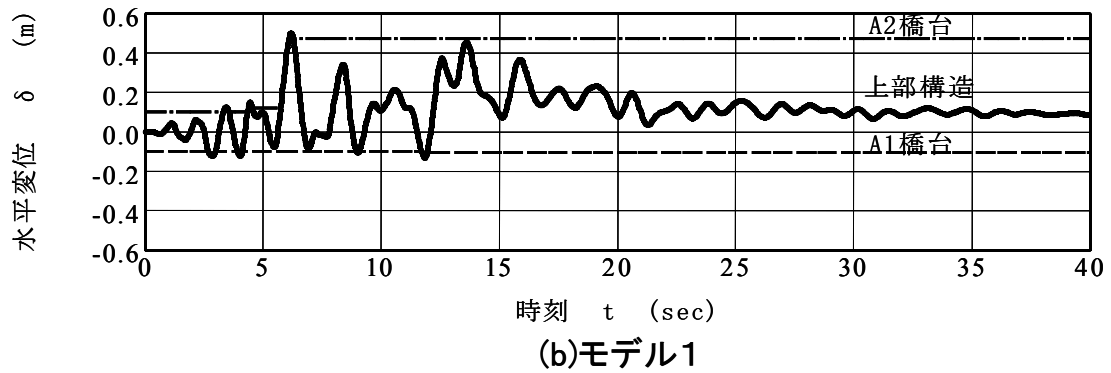
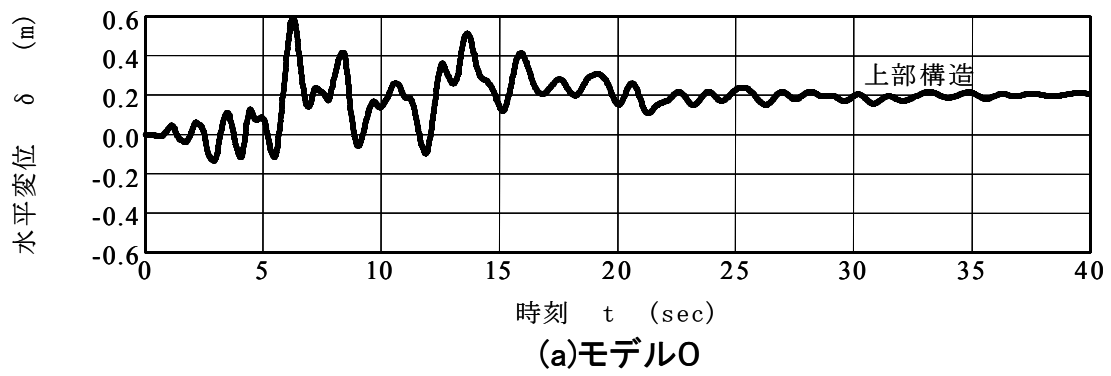


図-3.3.2.9 応答変位の比較(地震動Ⅱ-Ⅱ-1)

2) 橋台パラペット耐力及び剛性の影響

地震時に上部構造が両端の橋台に衝突する場合、橋台パラペット耐力及び剛性、或いは桁遊間の橋梁全体系応答に及ぼす影響を検討するため、簡便なモデル2を用いてパラメトリック解析を実施した。

橋台パラペット耐力及び剛性の影響を検討するため、表-3.3.2.2に示すケースから遊間及び固有周期は基本ケースのものとして、パラペットに衝突しない(上部構造の変位を拘束しない)ケース、パラペットと背面土のみで抵抗するケース、ウイングの抵抗を考慮したケースおよびパラペットが降伏しないケースの4ケースについて解析を実施した。

橋台パラペットの抵抗と着目橋脚の応答塑性率の関係を図-3.3.2.10に示す。パラペットが衝突しないケースからパラペットが降伏しないケースまで、パラペットの抵抗が増すに従って最大応答塑性率は低減する。これより、パラペットを補強して十分な耐力を持たせたり、或いは橋台躯体部での変位拘束を図ることにより上部構造の応答変位を抑えて下部構造の応答塑性率を制御することが可能になることがわかる。実橋梁の場合、この応答変位が着目する固定橋脚の許容塑性率相当以下にできれば、橋脚の耐震補強は不要になることとなる。

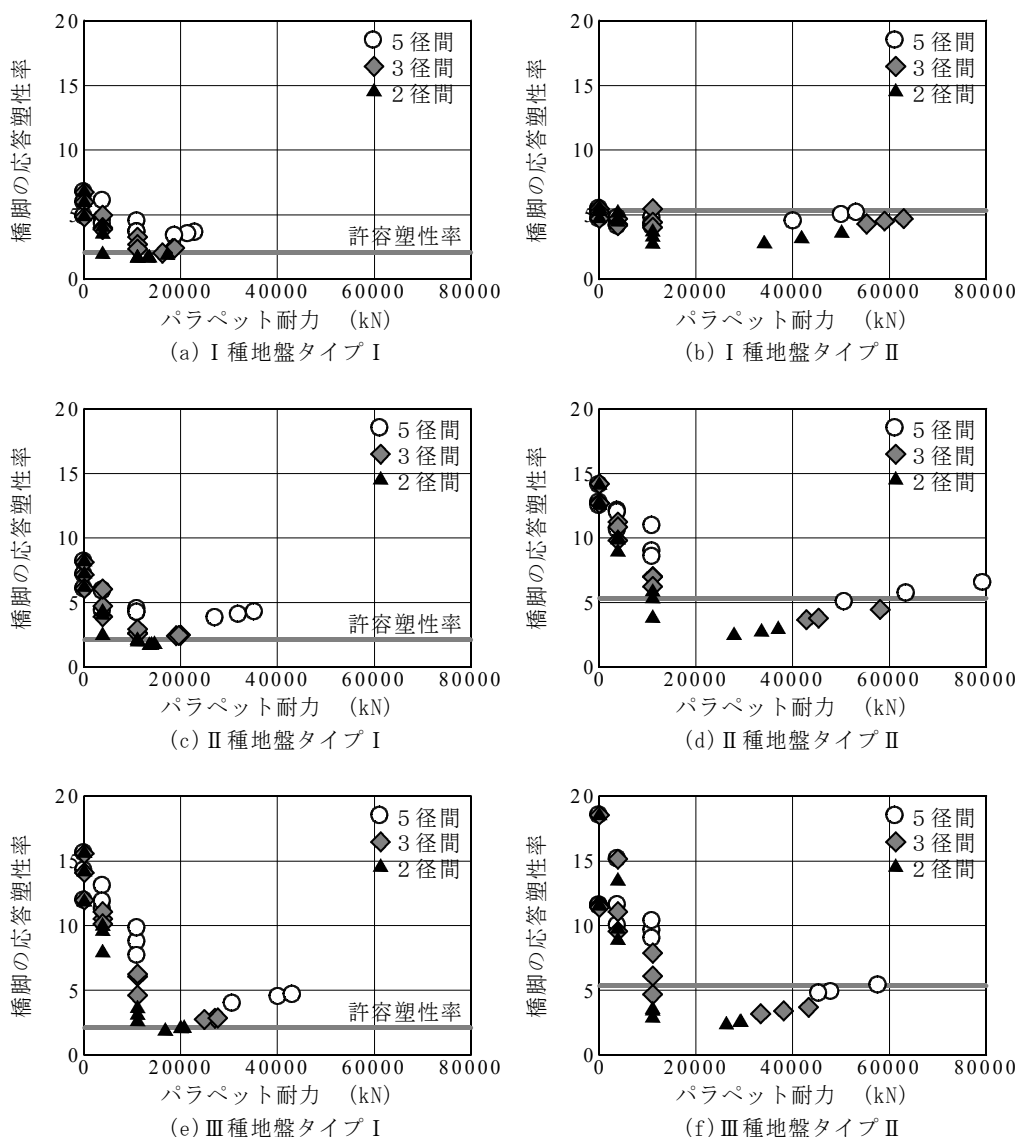


図-3.3.2.10 パラペットの抵抗と橋脚応答塑性率の関係

また、図-3.3.2.10より2径間連続橋程度の小規模橋梁は、橋台ウィングの抵抗を考慮すれば現状でも耐震性能を満足するケースが多いことがわかる。逆に、径間数の多い橋梁においては特にタイプⅠの地震動に対して橋台部の補強のみでは対応が難しく、桁遊間を調整するなどのさらに変位を拘束するための対応が必要となることがわかる。

3) 橋台パラペット目標耐力の検討

ここで、桁遊間の調整を検討する前に、所要の橋台パラペット耐力を検討するため、前項のケースに加えて遊間をそれぞれ0倍、0.5倍と変化させた解析を実施した。

解析結果より橋脚の許容塑性率を満足するパラペットの必要耐力について地盤種別、径間数、遊間量の設定値別に求めたところ、3径間および2径間モデルでは、パラペット耐力を引上げることで橋脚の応答塑性率を許容塑性率以下にできることが明らかとなった。

ただし、5径間モデルでは、パラペット耐力を引上げて、特にタイプⅠの地震動に対して橋脚の塑性率を許容塑性率以下とすることが困難であり、桁遊間を縮小する対策を併せて行う必要がある。

今回の検討モデルについて、解析結果より着目橋脚の応答変位が許容塑性率を満足させるために必要な耐力と遊間を各地盤種別、径間数ごとに整理したものを表-3.3.2.3に示す。

表-3.3.2.3 パラペットの必要耐力と遊間量

		パラペットの必要耐力 (補強規模)	桁遊間の設定値 (標準値に対する割合)
Ⅰ種 地盤	5径間	20,000 kN (+9,000kN)	50mm (0.5倍)
	3径間	20,000 kN (+9,000kN)	60mm (1.0倍)
	2径間	11,000 kN (0kN)	40mm (1.0倍)
Ⅱ種 地盤	5径間	40,000 kN (+29,000kN)	50mm (0.5倍)
	3径間	20,000 kN (+9,000kN)	60mm (1.0倍)
	2径間	11,000 kN (0kN)	40mm (1.0倍)
Ⅲ種 地盤	5径間	40,000 kN (+29,000kN)	50mm (0.5倍)
	3径間	30,000 kN (+19,000kN)	60mm (1.0倍)
	2径間	20,000 kN (+9,000kN)	40mm (1.0倍)

4) 桁遊間の影響

桁遊間が橋梁全体の応答に及ぼす影響を検討するため、前項の検討結果から表-3.3.2.3に示す必要橋台耐力を与えた条件で解析を行った。ここでは桁遊間を表-3.3.2.3に示す標準値の0倍、0.5倍、1倍、1.5倍、2倍及び∞(衝突しないケース)まで6通りに変化させた。

桁遊間と着目橋脚の許容塑性率の関係を図-3.3.2.11に示す。これより橋台の補強だけでは対応の難しいタイプⅠの地震動に対しても、橋台を適切に補強した上で遊間を小さくすることにより、着目橋脚の許容塑性率以下の応答に抑えることが可能であることがわかる。この場合、最も応答の大きくなるⅢ種地盤においても大規模橋梁で道路橋示方書Ⅰ共通編による算定値の1/4程度、中規模橋梁で同じく1/2程度まで遊間を小さくすれば耐震性能が満足できる結果が得られた。

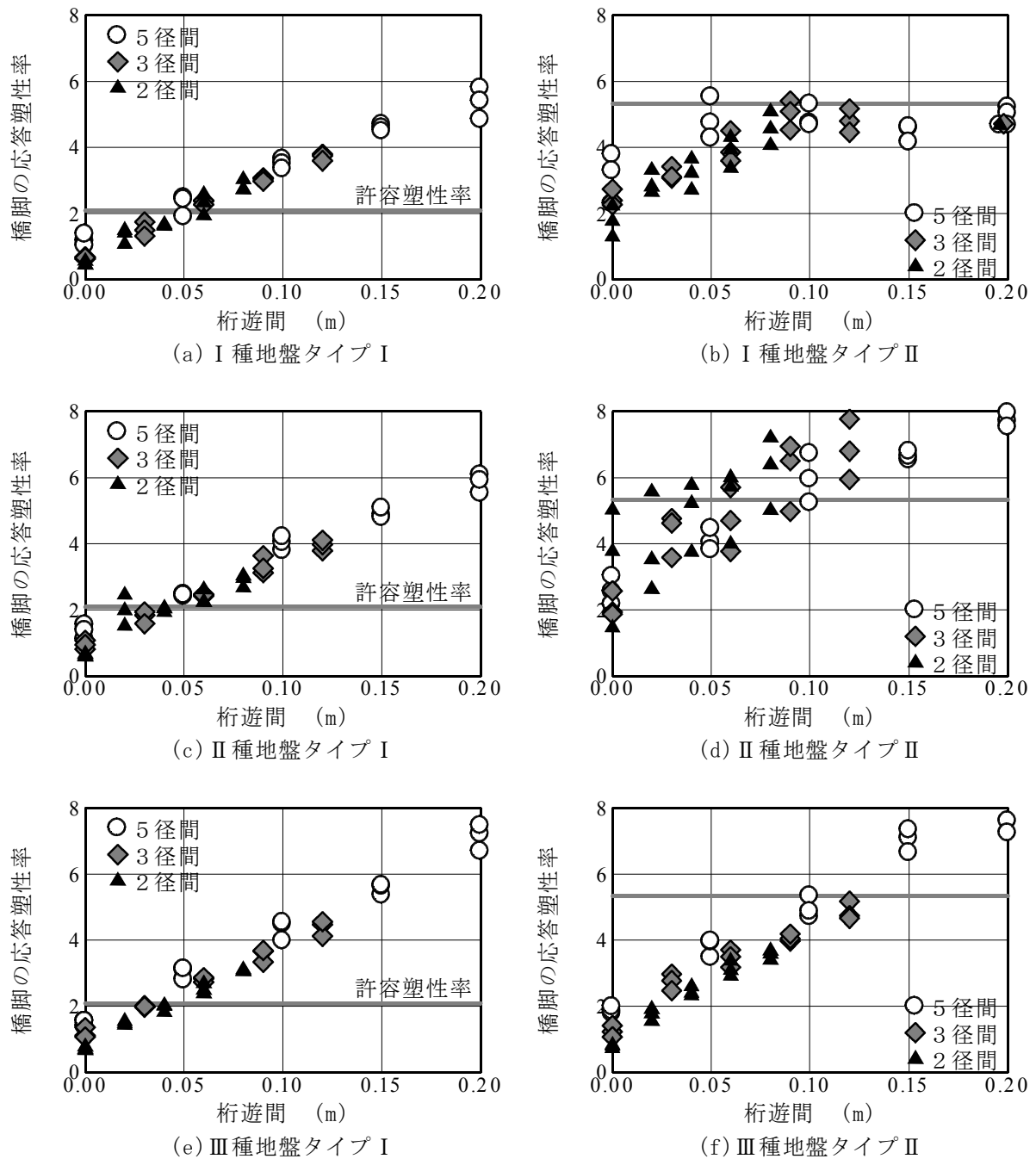


図-3.3.2.11 桁遊間と橋脚応答塑性率の関係

これまでの検討結果によれば、橋台による変形拘束構造がより適した橋梁の特徴として以下の条件が挙げられる。

- ・両端が橋台構造で、上部構造が一連のけたからなる。
- ・遊間が狭い
- ・橋台部の衝突に対する耐力が高い
- ・上部構造の重量が小さい

(4) 橋台の補強に関する検討

5 径間連続鋼 I 桁橋を対象として、橋台の変位拘束効果により橋脚補強を不要とできる条件について検討した。対象とする橋梁は図-3.3.2.1のようにモデル化され、P2 橋脚において一点固定式の構造で、レベル 1 地震動に対して耐震設計を行ったものとした。また、ここでは、桁遊間と橋台部の耐力を検討のパラメータとし、地盤条件はⅡ種地盤を想定した。

モデル橋の橋脚のレベル 2 地震時の応答塑性率を表-3.3.2.4に示す。橋脚の応答塑性率は許容塑性率を大きく上回っており、耐震性能の照査を満足しない。ここで、現況モデルではけた遊間は 100mm、橋台パラペット部の耐力は背面土やウイングの影響を考慮して 11000kN とする。

表-3.3.2.4 現状の性能照査結果

地震動	P 2 橋脚			①/② (判定)
	応答変位	①応答塑性率	②許容塑性率	
タイプ I	0.179m	4.27	2.09	2.04(OUT)
タイプ II	0.462m	10.99	5.34	2.06(OUT)

1) 対策方法の検討

前項での解析的検討より、5 径間連続橋の場合、橋台部の補強だけでは所要の性能を満足できない可能性が高いことから、まず桁遊間の値を調整する検討を行った。

桁遊間と橋脚の応答塑性率の関係を図-3.3.2.12に示す。タイプ I の地震動に関しては遊間を 20mm まで低減することで橋脚の補強が不要となるが、タイプ II の地震動では遊間を 0 にしても橋脚の耐震性能照査を満足しない。このため、パラペット部の補強が必要となると判断される。

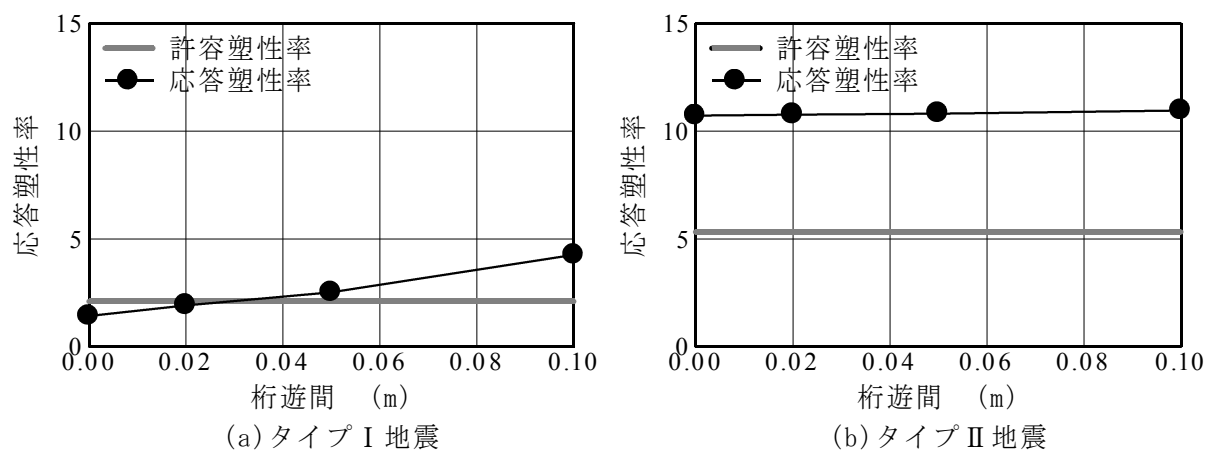


図-3.3.2.12 けた遊間と応答塑性率の関係

次に、けた遊間を 50mm、20mm、0mm の 3 通りに設定し、橋台パラペット部の耐力を補強した場合の効果を検討した。図-3.3.2.13に橋台パラペット部の耐力と橋脚の応答塑性率の関係を示す。

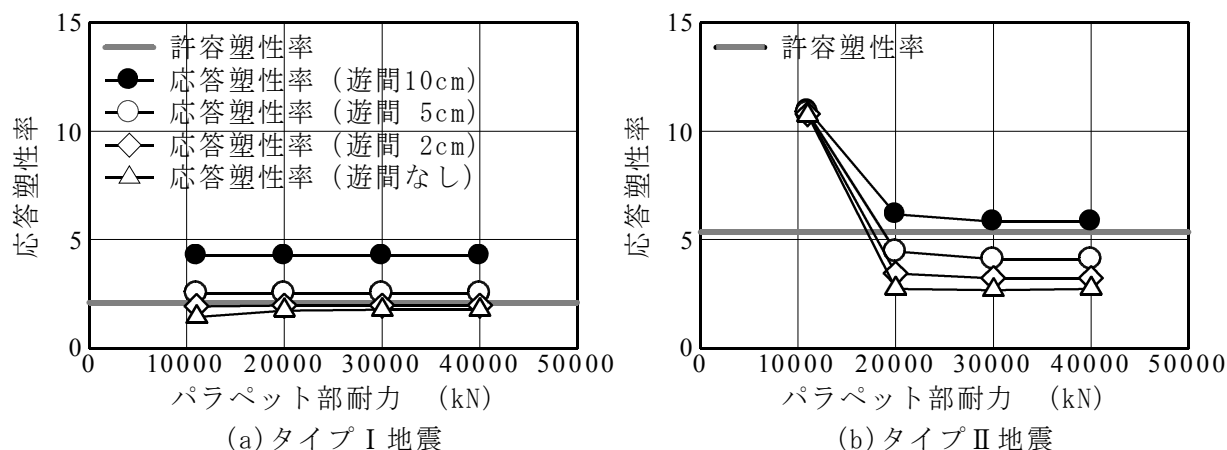


図-3.3.2.13 けた遊間と応答塑性率の関係(パラペット部の耐力補強考慮)

パラペット部の耐力を 20000kN に補強し、遊間を 20mm まで縮小したケースでは解析結果は表-3.3.2.5のように、橋脚の応答塑性率は許容塑性率を下回ることから、橋脚の補強は不要と判断された。したがって、検討対象橋梁では橋台部の補強規模は以下の通りとなる。

- ・補強後の橋台に必要な耐力の補強規模 $\Delta P = 20000 - 11000 = 9000 \text{ kN}$

表-3.3.2.5 パラペット耐力、遊間補強後の耐力照査

地震動	パラペット部耐力 20,000kN、けた遊間 20mm			①/②（判定）
	P 2 橋脚			
	応答変位	①応答塑性率	②許容塑性率	
タイプⅠ	0.082m	1.95	2.09	0.93(OK)
タイプⅡ	0.144m	3.42	5.34	0.64(OK)

2) 試設計例

試設計例として、図-3.3.2.14に示すように、橋台背面土の地盤改良により橋台パラペットの剛性及び耐力を増強する工法を検討した例を示す。

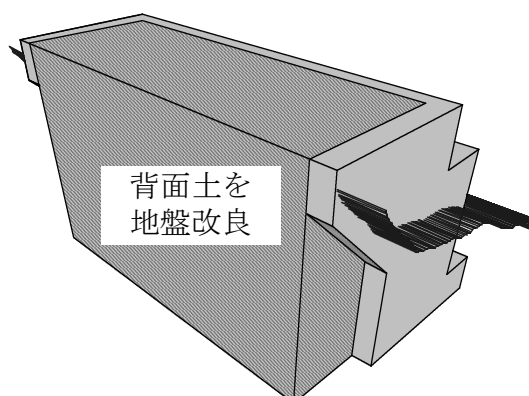


図-3.3.2.14 背面土の地盤改良

未改良地盤の変形係数は、N値5の砂質土を想定して 14000 kN/m^2 と算定される。これに対し変形係数を $20000 \sim 60000 \text{ kN/m}^2$ まで向上させ、図-3.3.2.15に示すようなプッシュオーバー解析により橋台パラペット部の耐力を算定した。算定結果を表-3.3.2.6に示す。

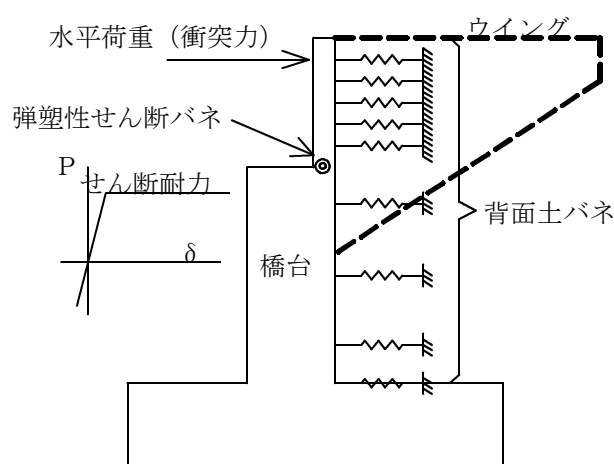


図-3.3.2.15 橋台のプッシュオーバー解析モデル

表-3.3.2.6 橋台パラペット部の耐力算定結果

	変形係数 $E_o \text{ (kN/m}^2\text{)}$	橋台パラペットの P - δ 関係	
		バネ定数 (比率)	降伏耐力 (比率)
未改良地盤	14000	458333 kN/m (1.00)	11000 kN (1.00)
改良ケース 1	20000	640000 kN/m (1.40)	16000 kN (1.45)
改良ケース 2	40000	850000 kN/m (1.85)	19500 kN (1.77)
改良ケース 3	60000	1000000 kN/m (2.18)	23000 kN (2.09)

検討の結果、橋台パラペット部の耐力が目標耐力以上となる改良地盤の変形係数は 60000kN/m^2 であった。この時の橋台パラペット部の水平荷重－水平変位関係を図-3.3.2.16に示す。

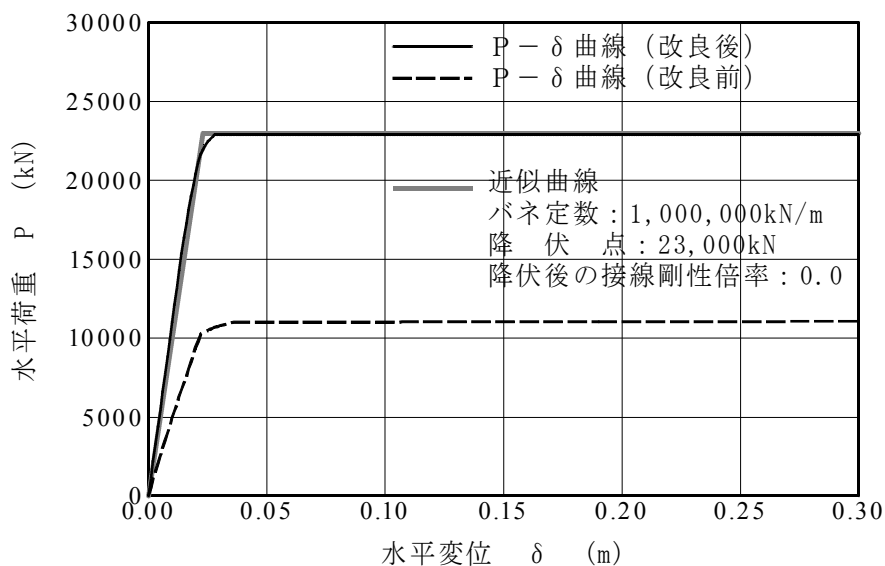


図-3.3.2.16 地盤改良を行った場合の橋台パラペット部のP－ δ 関係

以上より橋台背面土を適切に改良することにより、橋台本体を補強することなく背面土を含む橋台全体の剛性及び耐力を向上することができ、橋全体系における所要の耐震性能を満たすことが可能であることがわかった。

(5) まとめ

橋梁の全体構造系を考慮した耐震性評価法及び耐震補強工法の開発を目標とし、両端に橋台を有する連続桁形式の既設橋梁において橋梁規模や橋台耐力が、橋台と上部構造に衝突が生じる場合の橋梁の地震時挙動に及ぼす影響を解析的に検討した。また、モデル橋に対して補強対策の試設計を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 橋台は地震時の桁の振動を拘束し、橋梁全体の耐震性能を向上させることが可能であることが解析的に明らかになった。
- 2) 橋梁全体の応答低減効果は両端の橋台及び背面土、遊間をスリップ型バイリニアバネで表現した1質点系の簡便なモデルにより十分な精度で評価可能である。
- 3) 両端に橋台を有する連続桁橋において上部構造と橋台の接触が生じる場合、桁遊間と橋台パラペットの抵抗を適切に設定すれば橋梁全体の応答を効果的に低減できる。
- 4) モデル橋梁について試算した結果、最も応答の大きくなるⅢ種地盤においても、橋台を適切に補強したうえで遊間を1/2～1/4程度に小さくすることにより、耐震性能が満足できる結果が得られた。
- 5) 橋台背面土を適切に改良することにより、橋台本体を補強することなく橋全体系における所要の耐震性能を満たす可能性があることがわかった。

3. 4 橋梁の損傷モードの評価方法

(1) 検討の概要

既設橋梁で下部構造断面が比較的大きい場合は、地震時に橋脚よりも支承部が先行して破壊することが想定される。こうした橋梁の損傷モードを適切に評価することを目的に、既存の被害事例を調査し、支承部の破断耐力と橋脚の耐力を比較することにより地震時に生じる損傷モードを判定する方法について検討を行った。

(2) 支承と橋脚の耐力評価

まず、橋脚の降伏耐力と支承の破断耐力の比を複数設定し、この値により損傷部位がどのように変化するかを検討した。検討対象は図-3.4.1に示す鋼5径間連続I桁橋のP1橋脚とした。

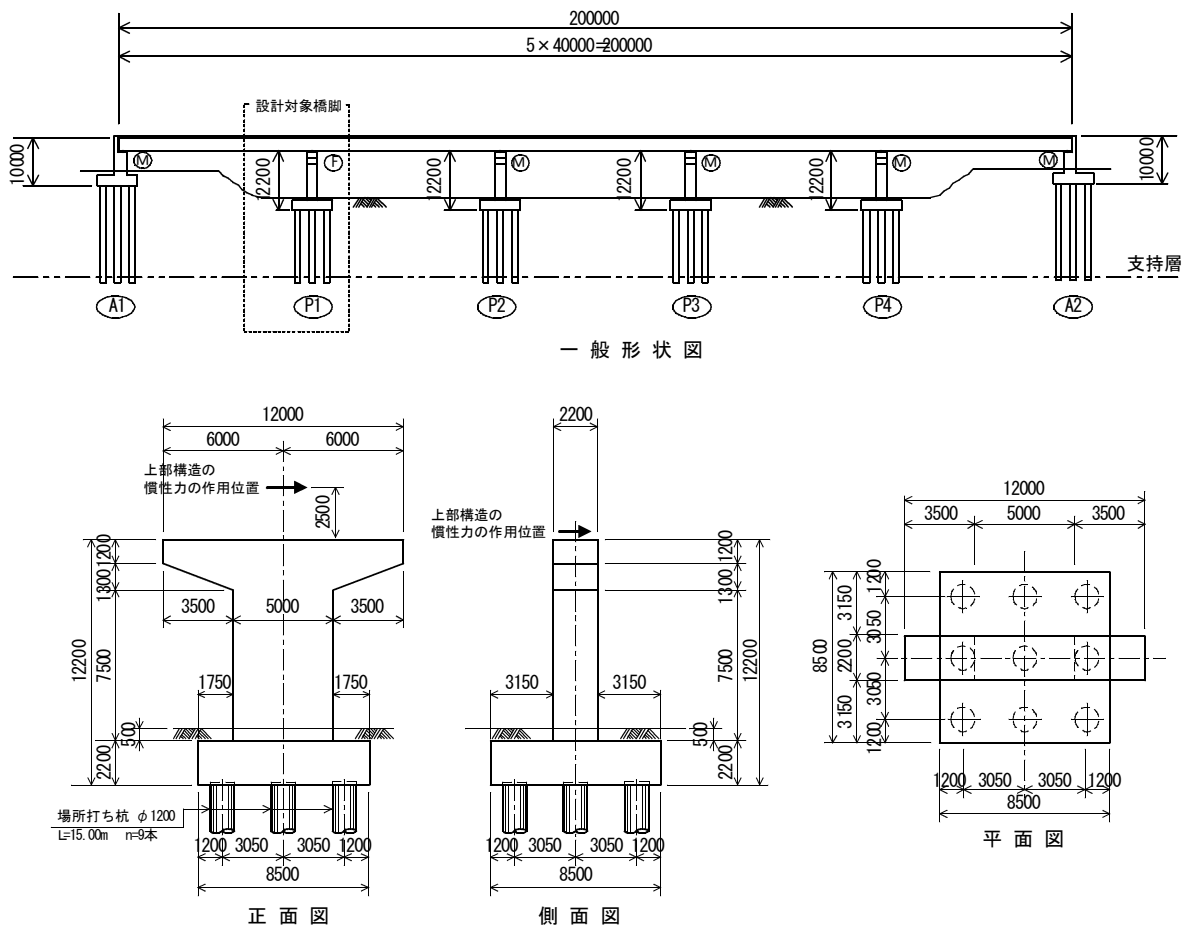


図-3.4.1 解析対象橋梁

解析モデルは図-3.4.2に示すように、支承部と橋脚基部塑性ヒンジに非線形バネを設置したモデルとした。支承部の破断耐力は橋脚の降伏耐力に対して 0.5 倍～ 1.5 倍まで変化させた。载荷条件は、上部構造のみに慣性力を作用させるケースと上部構造と下部構造の両方に慣性力を作用させる 2 ケースとした。解析方法は静的な荷重漸増解析とした。

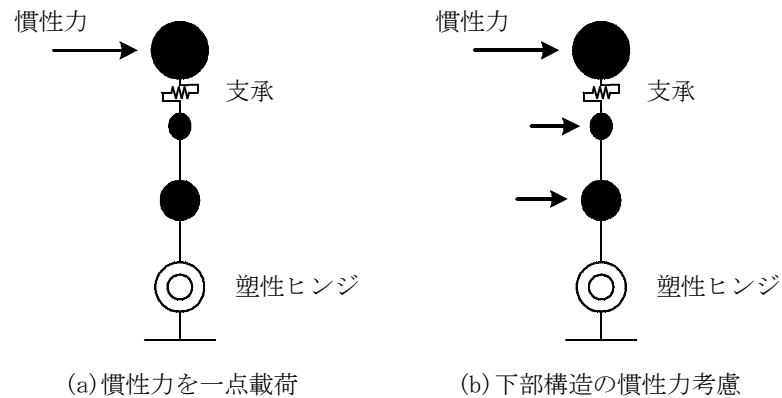


図-3.4.2 慣性力の载荷方法

解析結果を表-3.4.1に示す。下部構造の慣性力を考慮しないケースでは支承の橋脚に対する耐力比が 1 以下となったときに損傷部位が橋脚から支承部に移行する。これに対し、下部構造の慣性力を考慮するケースでは、損傷部位が変化する境界は耐力比 0.7 ～ 0.8 に低下する。

表-3.4.1 支承部と橋脚の耐力比と損傷部位

耐力比率 (支承／橋脚)	下部構造の慣性力なし		下部構造の慣性力考慮	
	支承部	橋脚基部	支承部	橋脚基部
1.5	○	×	○	×
1.1	○	×	○	×
1.0	×	○	○	×
0.9	×	○	○	×
0.8	×	○	○	×
0.7	×	○	×	○
0.6	×	○	×	○
0.5	×	○	×	○

注) ○：健全、×：塑性

(3) 1978 年（昭和 53 年）宮城県沖地震による被災事例の検討

1978 年（昭和 53 年）の宮城県沖地震における被災事例⁷⁾⁸⁾のうち、条件が明確な橋梁を対象として、支承部の破断耐力と橋脚の降伏耐力の関係を調査した結果を表-3.4.2に示す。支承部の耐力が橋脚耐力の 0.6 倍程度以上の場合は橋脚が損傷し、0.3 倍程度の場合は支承部が損傷していることがわかる。

表-3.4.2 支承部と橋脚の耐力比と損傷部位（1978年宮城県沖地震の被災事例）

耐力比 (支承／橋脚)	損傷部位		橋梁
	支承	橋脚	
0.77 以上	○	× (損傷)	千代大橋 P1 ～ P4
0.70 以上	○	× (損傷)	千代大橋 P5 ～ P8
0.64 以上	○ (沓座モルタル亀裂)	× (損傷)	新江合橋 P3
0.34	× (損傷)	○	新飯野川橋 P4

表に示した事例のうち、新飯野川橋の P4 橋脚における被災事例を以下に示す。新飯野川の橋梁一般図を図-3.4.3に、また P4 橋脚における損傷の状況を図-3.4.4に示す。本橋では図に示されるように橋軸直角方向の地震によりローラー支承に損傷が生じ、上部構造に移動が生じた。しかしながら、表-3.4.2に示すように橋脚には損傷が生じなかった。

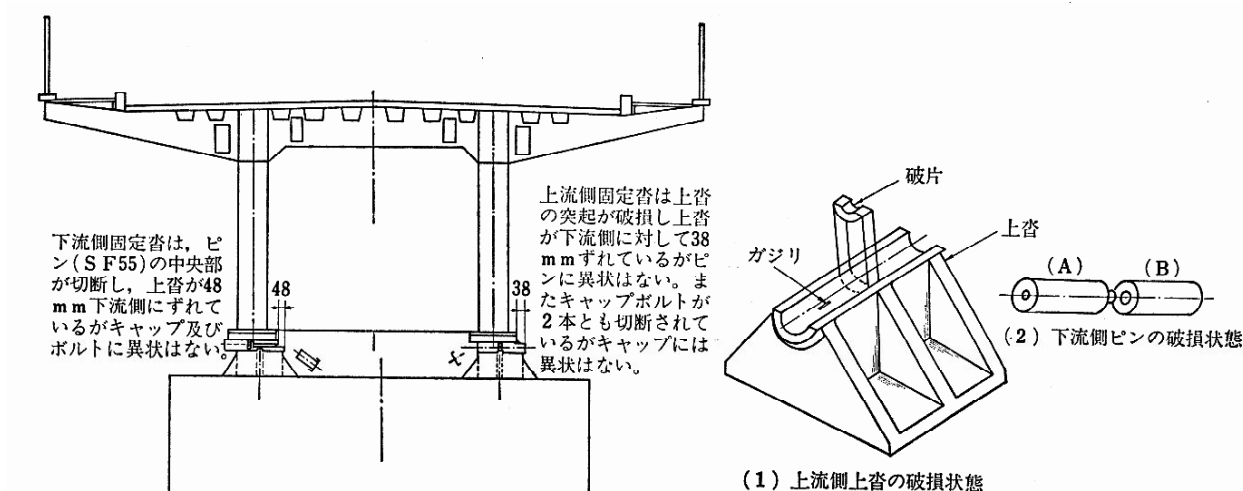


図-3.4.4 P4橋脚における支承の被害状況⁷⁾

ここで、損傷した支承の損傷位置と耐力は表-3.4.3のように算定された。

表-3.4.3 新飯野川橋P4橋脚の支承耐力

	破損位置	耐力	推定される作用力
上流側支承	上沓突起	138tf (1352kN)	140tf (1372kN)
下流側支承	ピン切欠部	139tf (1362kN)	140tf (1372kN)
合 計	—	277tf (2715kN)	280tf (2744kN)

一方、P4 橋脚の橋軸直角方向の耐力は図-3.4.5に示す基部の降伏曲げモーメントから以下のように算定された。

$$P_{yo} = 14000 \text{ tf} \cdot \text{m} / (2.8 \text{ m} + 14.5 \text{ m}) = 809 \text{ tf} (7930 \text{ kN})$$

これらの値から、支承と橋脚の耐力比は $277/809=0.34$ となる。

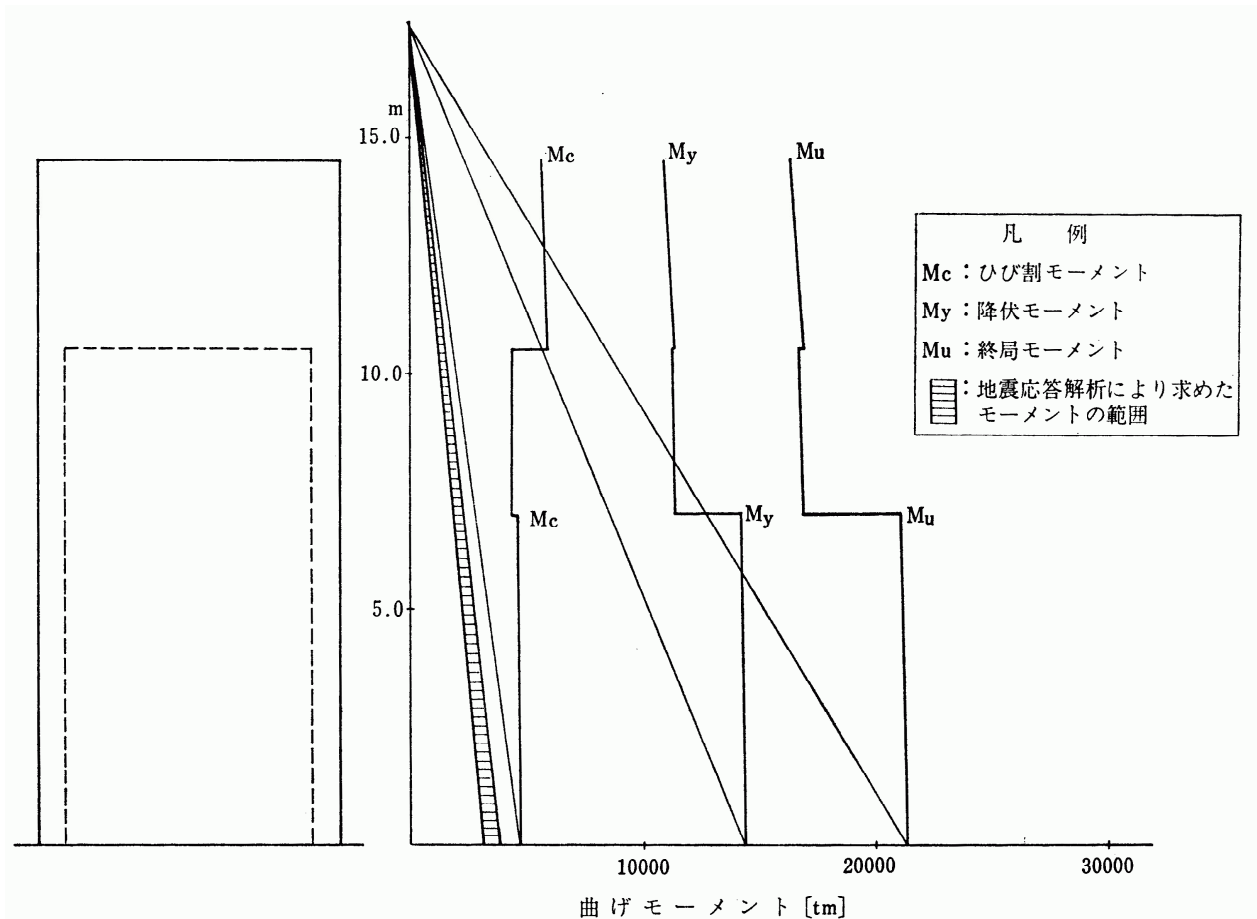


図-3.4.5 P4橋脚の曲げモーメント分布図⁷⁾

以上の検討の結果によれば、支承部の破断耐力が橋脚耐力の 0.5 倍程度以下の場合は、地震時には支承が損傷し、橋脚の損傷が生じないことが想定されることが明らかとなった。このため、対象とする橋脚の条件によっては、補強を行っても支承が損傷して耐震性能の向上が図ることができない場合があるので、このような支承と橋脚の耐力差に留意することが必要とされる。

4. まとめ

本資料では、道路橋の設計基準である道路橋示方書の基本的な考え方に基づくとともに、その規定の背景を踏まえて、既設橋梁の耐震性能をより合理的に評価するための考え方及び耐震性能の合理的な評価方法として重要な以下の4点について実験的、解析的な検討を行った結果をまとめたものである。それぞれについてまとめると以下の通りとなる。

1) 基礎の減衰効果の評価方法

壁式橋脚の橋軸直角方向のように、基礎に対して橋脚の剛性が高く基礎の減衰が卓越するような構造の場合で、下部構造の減衰定数が0.1を上回る場合は、道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に示す免震橋に対する橋の減衰定数に応じた設計水平震度の補正係数 c_E の値を用いることができる。

2) 鉄筋コンクリート壁式橋脚面内方向のせん断耐力の評価方法

壁式橋脚などせん断スパン比が小さい鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力の評価方法について、デュープビーム部材が正負交番荷重を受ける場合においても塑性変形が $1.5\delta_y$ 程度以下であれば、コンクリートが負担するせん断耐力にせん断スパン比の影響を考慮することが可能であり、これは道路橋示方書IV下部構造編³⁾に示される評価式で安全側に評価可能であることがわかった。

3) 橋台及び背面土による上部構造の変位拘束効果の評価方法

米国 CALTRANS により実施された橋台の実大載荷実験結果と道路橋示方書IV下部構造編³⁾のケーソン基礎の設計による受動土圧及び背面土の剛性を比較した結果、橋台の剛性について、道路橋示方書IV下部構造編³⁾による橋台背面方向についての荷重～変位関係は概ね実験結果を再現できた。なお、N値を5と仮定した場合の剛性が実験結果に最も近い傾向を示した。

次に両端に橋台を有する連続桁形式の既設橋梁において橋梁規模や橋台耐力が、橋台と上部構造に衝突が生じる場合の橋梁の地震時挙動に及ぼす影響を解析的に検討した結果、両端に橋台を有する連続桁橋において上部構造と橋台の接触が生じる場合、桁遊間と橋台パラペットの抵抗を適切に設定すれば橋梁全体の応答を効果的に低減できることがわかった。また、橋台背面土を適切に改良することにより、橋台本体を補強することなく橋全体系における所要の耐震性能を満たすことができる可能性があることがわかった。

4) 橋梁の損傷モードの評価方法

支承部の破断耐力が橋脚耐力の0.5倍程度以下の場合は、地震時には支承が損傷し、橋脚の損傷が生じないことが想定されることがわかった。このため、対象とする橋脚の条件によっては、補強を行っても支承が損傷して耐震性能の向上が図ることができない場合があるので、このような支承と橋脚の耐力差に留意することが必要とされる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、平成 14 年 3 月
- 2) 小林寛、運上茂樹：繰り返し載荷を受けるせん断スパン比の小さい RC 柱の挙動に関する実験的検討、第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2005.2
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、平成 14 年 3 月
- 4) Karl Romstad, Bruce Kutter, Brian Maroney, Eric Vanderbilt, Matt Griggs, Yuk Hon Chai : Experimental Measurements of Bridge Abutment Behavior, UCD-STR-1, September 1995
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅰ共通編、平成 14 年 3 月
- 6) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集、第 308 号、pp.123-126、1981.
- 7) 建設省土木研究所：1978 年宮城県沖地震災害調査報告、土木研究所報告第 159 号、昭和 58 年 3 年
- 8) (社)日本道路協会橋梁委員会：宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書、昭和 55 年 3 月