

耐震壁付き RC 橋脚の耐震解析

SEISMIC ANALYSIS OF R. C. PIER WITH EARTHQUAKE RESISTANT WALL

吉田 巖*・金光 宏**・山下理雄***・樋口康三****

By Iwao YOSHIDA, Hiroshi KANEMITSU, Michio YAMASHITA and Kozo HIGUCHI

Bannosu Viaduct, one of the Honshu Shikoku Bridges, neighboring to the Bisaseto Bridge, is planned to carry 4 lane roadways and 4 railway lines. This viaduct has such high piers as 40 to 70 meters height and its supporting layer is 30 to 70 meters deep from ground surface.

This viaduct is therefore essentially liable to oscillate, and the earthquake resistant design is important in structural design.

The pier is adopted the type of I section with earthquake resistant wall to secure the rigidity perpendicular to the bridge axis. In this type, it is feared the shear rigidity of wall is reduced with crack of concrete by drying shrinkage or earthquake.

In this paper, the earthquake resistant design of I section pier considering the reduction of shear rigidity of wall is mentioned.

Keywords: R. C. pier with wall, reduction of shear rigidity, experimental study, FEM

1. ま え が き

本州四国連絡橋児島～坂出ルートの番の州高架橋は延長約3kmの道路鉄道併用高架橋である。本高架橋は地表から30～70mに分布する比較的軟弱な地盤上に位置し深い杭基礎を有するとともに、高さ40～70mの高橋脚橋であるため構造的に振動しやすい条件をそなえており、構造設計においては耐震性の検討が重要な課題である。さらに、本高架橋が道路鉄道併用橋であることから、その耐震設計においては構造各部の耐荷力の検討とともに、列車の走行安全性を確保するために必要な振動性状についての検討が必要である。

本高架橋の一般図をFig.1に、橋脚の一般図をFig.2に示すが、図に示すように橋脚は道路桁を支持する上段柱およびその下方の下段柱から構成される。下段柱は地震時の橋軸直角方向の剛性を確保するため耐震壁付きI形断面のRC構造が採用されている。

このようなI形断面構造は土木の分野では高橋脚に用いられている例が多いが、この場合はせん断支間比が大

きく一般にははり理論で設計が行われている。

一方、建築の分野では柱・壁からなる構造として多用されているが、この場合はせん断支間比も小さく両者の合成構造という観点で設計が行われている。すなわち壁部を耐震壁として捉え、中小地震時に対しては壁部のせん断剛性により建物の剛性を確保するものの、大地震時にはむしろ壁部にひびわれを生じさせ、この部分でエネルギー吸収を図り、一方建物全体としては壁周囲の柱・水平ばりからなるラーメン構造として終局耐力を確保する設計が用いられている。そのため柱部の設計においては、せん断ひびわれによる壁部の剛性劣化を考慮することが行われている。

本橋脚のせん断支間比は両者の中間に値すると考えられるが、地震力によるせん断のひびわれのほかに、柱断面が大断面のため施工時の乾燥収縮による温度ひびわれが壁部に発生する可能性もあるため、橋脚の変位、応力性状を把握するためには壁部のひびわれに伴う剛性低下を合理的に評価することが必要となる。

特に本高架橋の場合、列車の走行安全性を確保するための地震時の変形性能照査が必要であり、このため特に下段柱の剛性評価は重要な問題である。

本論文はこのような観点から番の州高架橋を対象に、土木構造物におけるI形断面橋脚の耐震設計、特に橋脚

* 正会員 工博 本州四国連絡橋公団理事

** 正会員 (株)日本構造技術社長

*** 正会員 本州四国連絡橋公団

**** 正会員 本州四国連絡橋公団

(〒655 神戸市垂水区平磯1-1-27)

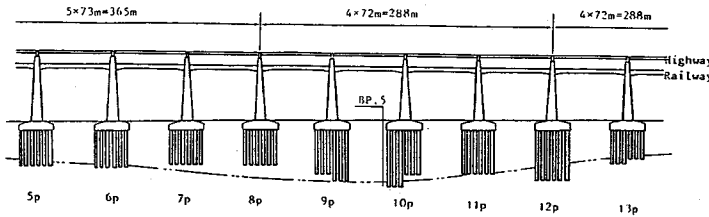


Fig. 1 A side view of Bannosu Viaduct.

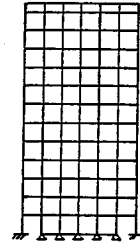


Fig. 3 Finite element model.

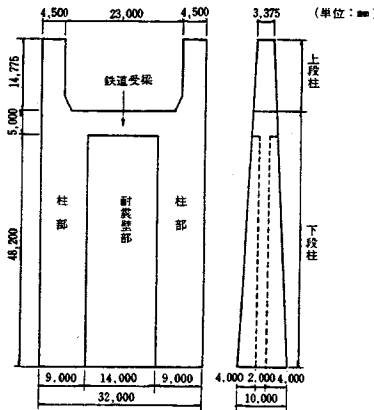


Fig. 2 Dimension of pier (4P).

の剛性評価について考察したものである。

2. 壁部の剛性劣化の影響

(1) 解析方法

I形断面橋脚を対象として、壁部のひびわれに伴うせん断剛性の劣化が橋脚の応力、変形性状に与える影響について弾性FEMを用いて検討を行う。

解析モデルの概要を Fig. 3 に示すが、解析は下段柱のみを対象とし、柱および横ばり部ははり要素、壁部は板要素とし両者は剛なはり要素でつないでモデル化した。

解析上、壁部のせん断剛性の劣化は壁部の板厚 t を低下させることで評価した。この場合、壁部はせん断弾性係数 G のみでなく弾性係数 E も低下させたことになるが、別途壁部をブレースで置換したモデルで解析を行い、その影響は解析上問題とならないことを確認している。

また、比較の意味ではり理論（ディープビーム）による解も求めたが、この場合は壁部のせん断剛性の劣化はせん断弾性係数 G を低下させることで評価した。

すなわち壁部のせん断剛性劣化係数 β を弾性FEMでは $\beta = t/t_0$ 、はり理論では $\beta = G/G_0$ (t_0, G_0 はそれぞれ劣化のない当初の壁厚、せん断弾性係数) で定義した。

また、荷重は橋軸直角方向載荷時の基本的性状をみるため橋脚頂部に上部工慣性力のみを作用させた。

(2) 解析結果

a) 橋脚変位

横ばり中央点の変位は Fig. 4 に示すとおりである。図より劣化のない場合 ($\beta=1$) ははり理論、FEMによるそれぞれの解に大差はない。しかし劣化が進むにつれて当然橋脚変位は増大するが、はり理論による解はFEMの解に比べ大きい値を示している。

完全劣化 ($\beta=0$) の場合は、はり理論では当然のことながらせん断変形の影響で橋脚変位は無限大となるが、FEMでは柱部、横ばりの効果により橋脚変位は有限値を示している。FEMモデルにおいて横ばりの効果を把握するために図には横ばりなし（横ばり部もI形断面の延長としたモデル）についても計算したが、横ばりの存在によってラーメン構造として橋脚の剛性が高められていることがわかる。

以上より壁部のせん断剛性の劣化に伴い橋脚の変位は著しく増加し、このような状況における変位の評価方法としては一般に用いられるはり理論は過大な評価を与え、FEMのように橋脚を柱・壁からなる合成構造として評価できる方法が合理的であることがわかる。

b) 応力性状

橋脚基部の垂直応力分布、せん断応力分布をそれぞれ Fig. 5, Fig. 6 に示す。

垂直応力分布についてみると、壁部の劣化のない場合 ($\beta=1$) においてもはり理論による直線分布状態とは異なり柱部での分担が大きく、かつこの分担の割合は壁部の劣化とともに増大している。

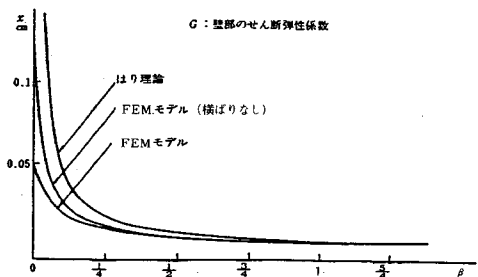


Fig. 4 Effect of β (Decay factor of shear rigidity) on lateral displacement.

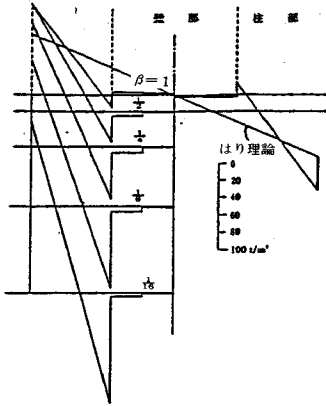


Fig. 5 Effect of β on vertical stress.

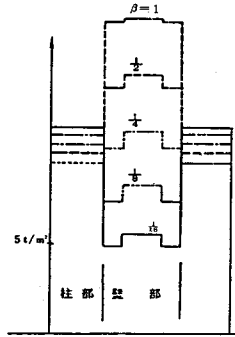


Fig. 6 Effect of β on shear stress.

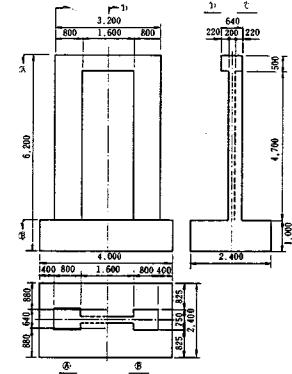


Fig. 7 Pier model.

一方、せん断応力分布についてみると、壁部の劣化とともに壁部のせん断応力は急激に減少することがわかる。

この減少分は柱部で分担していることになるが、柱部の断面積が壁部に比べ大きいので、柱部のせん断応力は漸増傾向となっている。

c) 壁部のせん断剛性の劣化

以上に示したように I 形断面橋脚の性状は壁部の劣化の程度によっては I 形ばりとしての挙動から逸脱し、はり理論では変形に関しては過大評価、柱断面応力に関しては過小評価していることがわかる。

よって、壁部の劣化の程度を適切に評価することが設計上重要な事項であり、またその程度によっては FEM モデルのような柱と壁の合成構造としての特性を評価できる解析手法が必要となる。

壁部のせん断剛性の劣化は壁部のひびわれに起因すると考えられるため 2 種類の劣化が考えられる。

1つは施工に伴う収縮応力、水和熱等に起因する初期張力および微小亀裂の夾雑等により予想される加力前の劣化であり、もう1つは加力によって壁部に発生するせん断ひびわれに起因するものである。前者を初期せん断剛性の劣化とよび加力されて斜め亀裂の走る寸前のせん断剛性と無疵の理論せん断剛性の比で、後者を加力に伴うせん断剛性の劣化とよび、加力に伴う斜め亀裂発生後のせん断剛性と無疵の理論せん断剛性の比で定義する。

3. 耐震壁付き RC 橋脚の模型実験

(1) 実験概要

I 形断面橋脚の橋軸直角方向地震力に対する模型実験を実施し、耐震性状を調査した。

a) 供試体

小さな供試体では誤差が入りやすく、結果の分析が難

しくなるため 1/10 縮尺の供試体を用いた。

供試体の外形寸法を Fig. 7 に示す。

実橋での配筋は柱部では主筋が D51、横筋が D22 であり、壁筋は D32 である。供試体の配筋は鉄筋径の比も縮尺に合うようかつ柱部と壁部の鉄筋径のバランスを考慮して、柱部の主筋は D10、横筋は $\phi 3.2$ 、壁部は D6 の鉄筋を用いた。材質は SD 30 であり、配筋状況を Fig. 8 に示す。

コンクリートは $\sigma_{ck}=270 \text{ kg/cm}^2$ で粗骨材最大寸法 10 mm のマイクロコンクリートを用いた。品質管理試験の結果では、圧縮強度は $\sigma_{40}=268 \text{ kg/cm}^2$ 、弾性係数 $E_c=0.245 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ である。

b) 載荷方法

載荷方法はできるだけ地震時挙動を再現し得るよう計画した。載荷の概念を Fig. 9 に示すが、上部工反力 V_1 、 V_2 は PC 鋼棒を用いた装置、躯体自重は定滑車を用いたワイヤリング装置、地震力に相当する水平力 H はセンターホールジャッキによりそれぞれ載荷した。ジャッキ容量は 100 t でこれを左右の柱にそれぞれ 3 台ずつ作用させた。

また縮尺 1/10 程度では施工に伴う加力前の劣化、すなわち初期せん断剛性の劣化については実橋を再現しているとはいいがたい。よって本実験では特に加力前の劣

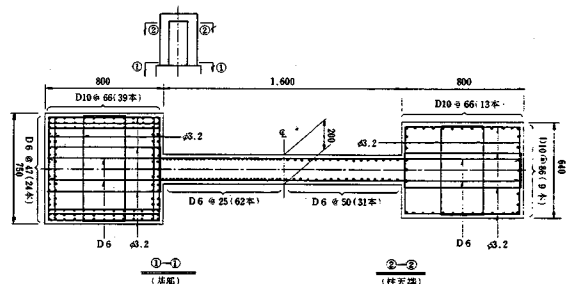


Fig. 8 Arrangement of reinforcing bars.

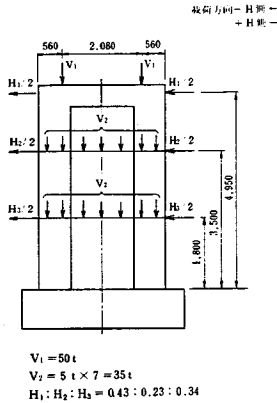


Fig. 9 Loading system.

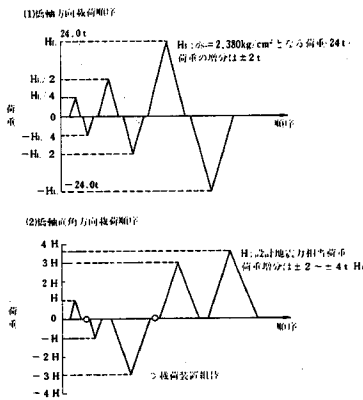


Fig. 10 Loading method.

化として橋軸方向地震による初期ひびわれを想定することとした。

すなわち、載荷順序として橋軸直角方向載荷の前にまず橋軸方向に $\pm H_L$ (H_L : 設計地震力相当の橋軸方向水平荷重) まで正負 3 回ずつの繰り返し載荷を行った。

橋軸直角方向水平力の載荷は $\pm H$, $\pm 3H$ (H : 設計地震力相当の橋軸直角方向水平荷重) と行い、一度荷重を 0 とした後に装置容量から決まる最大荷重 $3.5H$ まで載荷した。

以上の載荷順序を Fig. 10 に示す。

(2) 実験結果

a) 荷重～変位曲線

橋軸方向に交番載荷したときの荷重～変位曲線を Fig. 11 に示す。 $\pm H_L/2$ までは弾性計算値とよく合っているが、 $\pm H_L$ まで載荷すると弾性領域から大きく離れヒステリシスループを描いていることがわかる。

橋軸直角方向載荷時の荷重～変位曲線を Fig. 12 に示す。

$\pm H$ の載荷荷重ですでに弾性計算値との差が認められヒステリシスループを生じている。また荷重が大き

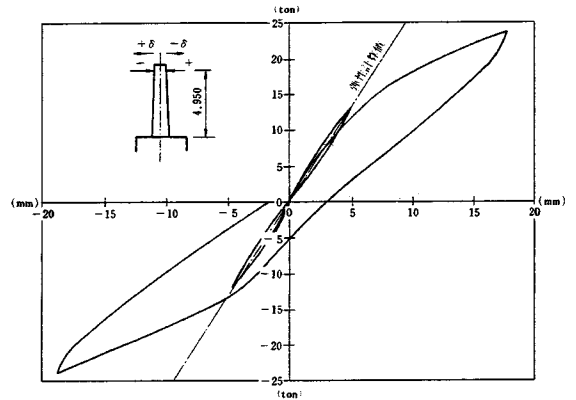


Fig. 11 Load-displacement curve (LL direction loading).

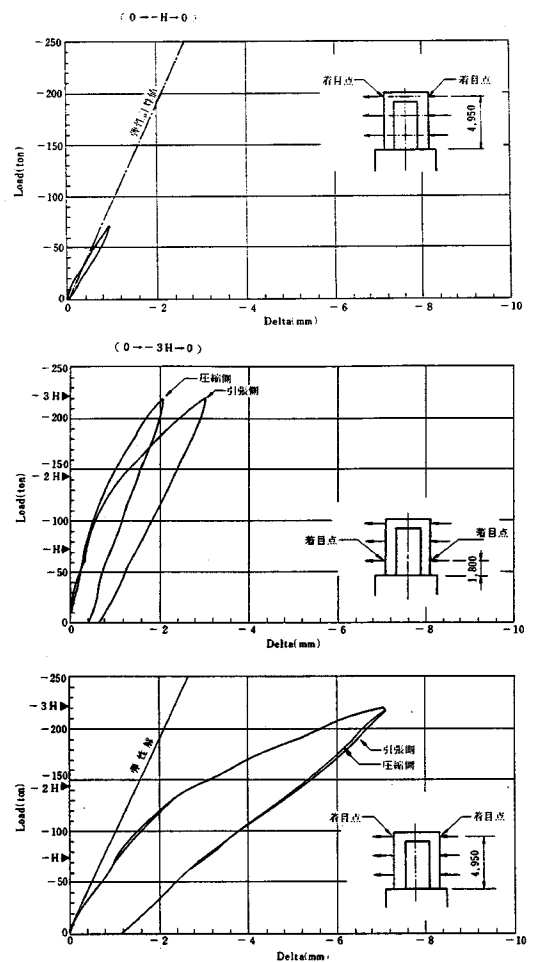


Fig. 12 Load-displacement curve (TT direction loading).

なるに従い弾性計算値との差が大きくなり、ヒステリシスループの面積も広がる。

なお、同一時点の載荷で圧縮側と引張側で変位量にわ

ずかであるが差があるのは、ひびわれ幅の集積の結果あるいは壁のせん断ひずみに対する弾塑性挙動およびせん断ひずみの分布に起因するものと推定され、この差は必ず引張側の水平変位が大きくなるように生じており、またその量は橋脚基部の方が上部より大となっている。

橋軸直角方向荷重で、初期の段階から天端変位が弾性解より大きくなるのは橋軸方向荷重に伴う初期ひびわれの影響と考えられる。

橋脚変位は $-3H$ 荷重では荷重増加時の $-H$ 時点で弾性解 ($\beta=1$) の約 30% 増、 $-2H$ 時点で約 100% 増、 $-3H$ 時点で約 310% の増となっている。

また、設計荷重点点での変位量に着目すると、 $-3H$ のケースで弾性解 ($\beta=1$) の約 30% 増、 $+3H$ 、 $+3.5H$ のケースではそれぞれ約 90% 増、約 100% 増となっており、繰り返し回数の影響の大きいことがわかる。

b) ひびわれ性状

供試体は $3.5H$ までの繰り返し荷重後においても崩壊に至らずその形状を保持していた。この時点においても斜めせん断ひびわれは壁部のみに入っており柱部には生じていない。柱部は初期クラック（水平クラック）の開口部が引張側で拡大し、圧縮側では閉じる現象が現われているだけである。

Fig. 13 に橋軸方向荷重時のひびわれ状況および橋軸直角方向 $3.5H$ 荷重時のひびわれ状況を示す。橋軸方向荷重時のひびわれは橋脚下半分の柱・壁部に生じている。

また、橋軸直角方向荷重時の最大ひびわれ幅は $3.5H$ 荷重後 0.2mm で壁部に生じている。

(2) 弾塑性 FEM による実験結果の検討

模型実験に忠実に対応させた弾塑性 FEM 解析を実施し、実験結果の検討を行った。

弾塑性 FEM の手法は次章に用いたものと全く同じであり、すなわちコンクリート、鉄筋、ボンドの各要素の応力-変位関係は次章と同じであり、配筋状況、荷重

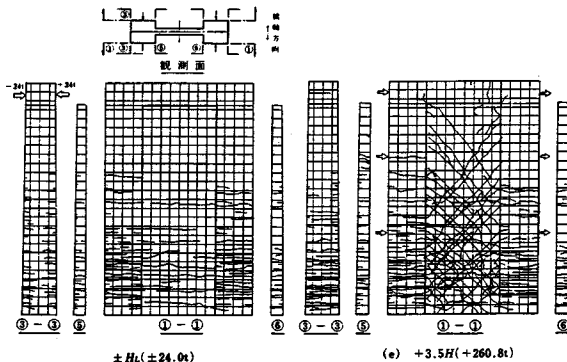


Fig. 13. Cracks of pier in experiment.

曲線-1 実験値 (110t型)
 曲線-2 計算値 コンクリート引張強度を $\sigma_t=26.5\text{kg/cm}^2$ まで考慮
 曲線-3 計算値 コンクリート引張強度を無視

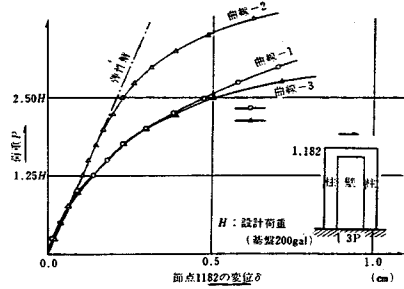
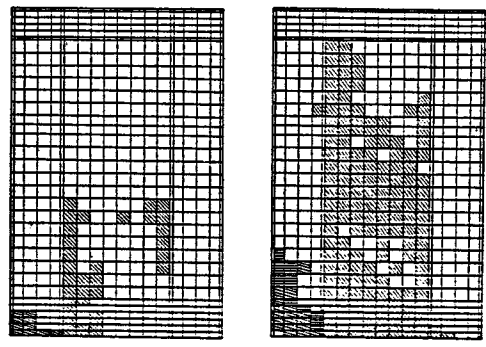


Fig. 14 Comparison of load-displacement curve between experiment and analysis.



(a) 11ステップ(2.75H) (b) 14ステップ(3.5H)
 (斜線部:せん断亀裂、水平線部:引張亀裂)

Fig. 15 Cracks of pier.

状態を模型実験に対応させた解析を行った。

まず、荷重-変位曲線の比較を Fig. 14 に示す。

曲線 1 は実験値、曲線 2, 3 は弾塑性 FEM による計算値で、前者はコンクリートの引張強度を 28.5kg/cm^2 まで考慮した場合、後者はコンクリートの引張強度を無視した場合である。設計荷重程度までは各曲線はほぼ一致するが、それ以上の荷重に対しては曲線 2 の引張強度を考慮したケースは実験値から遊離していくが、曲線 3 の引張強度を無視したケースは設計荷重の 2.5 倍程度の範囲で実験値とよく一致している。

よって、 $P-\delta$ 曲線の評価においては、橋軸方向地震等による初期ひびわれを考慮することは解析上コンクリートの引張強度を全く期待しないことと同じ意味をもつと考えられる。

ひびわれの進行状態について、コンクリートの引張強度を考慮した場合の結果の一部を Fig. 15 に示す。壁部に最初のひびわれが生じるのは 9 ステップ目 ($2.25H$ 相当) であり、実験での $1.75H$ より 2 ステップ遅れている。

その後のひびわれの進展状態も実験よりは遅れ気味であるが、傾向は類似している。この遅れは初期ひびわれ

の影響を直接表わしていると考えられる。

4. 耐震壁付き RC 橋脚の耐震解析

I 形断面橋脚の橋軸直角方向地震時の弾塑性静的 FEM 解析を実施し、壁部のせん断剛性の劣化の影響を考慮した耐震性状について検討を加えた。

(1) 解析手法

RC 構造物の変形挙動を忠実に予想するため弾塑性 FEM を用いた。

解析の基本的な考え方は次のとおりである。

- ① 構造要素としてコンクリート要素、鉄筋要素およびボンド要素を考慮する。
- ② 解析手法は平面 FEM とする。
- ③ コンクリート要素は二次元矩形要素、鉄筋要素は一次元要素、ボンド要素はばね要素でモデル化する。

(2) 解析モデル

各要素の破壊過程は次のとおりとした。

コンクリート要素：

圧縮：弾性—第 1 塑性—第 2 塑性—圧壊

引張：弾性—クラック

鉄筋要素：圧縮、引張：弾性—塑性

ボンド要素：圧縮、引張：弾性—塑性—破壊

モデル化にあたっての鉄筋の概略図を Fig. 16 に示す。なお鉄筋のモデル化にあたっては設計計算で考慮している鉄筋のみとし、柱部、横ばり部は側方筋を無視し主筋のみとした。壁部ではすべての鉄筋を考慮して水平筋

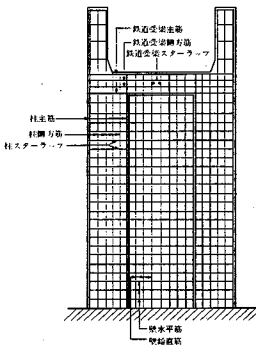


Fig. 16 Model of reinforcing bars.

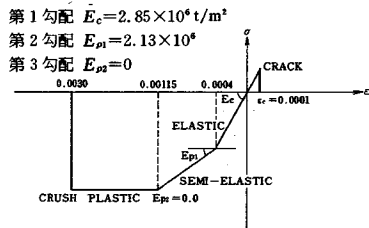


Fig. 17 Stress-strain relation of concrete.

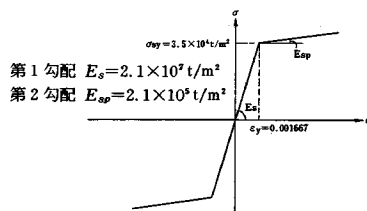


Fig. 18 Stress-strain relation of reinforcing bars.

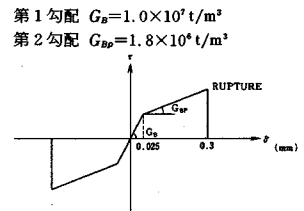


Fig. 19 Stress-displacement relation of bond.

と鉛直筋に分けた。

また、荷重載荷のため上段柱もモデル化しているが、本解析の対象は下段柱であるため上段柱についてはコンクリートの初期剛性のままの弾性体として扱った。

また先に示したコンクリート、鉄筋の応力～ひずみ関係およびボンドの応力～変位関係をそれぞれ Fig. 17～Fig. 19 に示す。

解析で考慮した荷重は上部工反力、地震力および自重である。地震力の評価にあたっては別途橋脚—フーチング構造をフーチング底面にばねを有する質点系に置換して弾性動的解析を実施し、各次モードの 2 乗和平均により最大応答加速度分布を求め、この分布を基に慣性力を定めた。この際フーチング下面での入力加速度は 200 gal である。

本解析では 1 ステップ当たり 50 gal としているので第 4 ステップが設計荷重に相当する。

また自重については単位体積重量を 2.5 t/m³ とし、各要素ごとの体積に相当する下向きの力を加えた。境界条件は橋脚下端固定であり、この部分での鉄筋の抜け出しは考慮していない。

また、解析にあたっては初期せん断剛性の劣化をコンクリートの引張強度の有無で評価することとした。解析のケースを Table 1 に示す。

すなわち、ケース 1 を初期劣化のない基本ケースとし、これに対し、ケース 2 は乾燥収縮等による壁部のひびわれを想定して壁部の引張強度を無視したものである。またケース 3, 4 は橋軸方向地震による初期ひびわれを想定して柱、壁部ともコンクリートの引張強度を無視した

Table 1 Case of analysis.

Case 番号	タイプ	コンクリート引張強度	鉄筋比	解析目的
1	I	有り 注-1	0.5%	基本系
2	I	柱部のみ有り 注-2	0.5%	乾燥収縮等による初期劣化を考慮
3	I	無し	0.5%	橋軸方向地震による初期劣化を考慮
4	I	無し	0.3%	同上

注-1：Case-1 のコンクリート引張強度は柱、壁とも

$\sigma_t = 28.5 \text{ kg/cm}^2$ まで有効

注-2：Case-2 のコンクリート引張強度は、柱のみ $\sigma_t = 28.5 \text{ kg/cm}^2$ まで有効

ものである。ケース4はケース3に対し鉄筋比を変化させたものである。

(3) 解析結果

a) 入力加速度～変位の関係

各ケースの解析モデルに対する800～900galまでの入力加速度に対する地盤加速度(入力加速度)～変位の関係をFig.20に示す。Fig.21には変位が10cmまでの領域の拡大図を示す。

ここで $\beta=1, 1/2, 1/6, 1/10$ および $1/15$ で表わされる直線は当初の耐震壁厚($t=2m$)をそれぞれ β 倍することによって壁部のせん断剛性の劣化を考慮した弾性FEMでの入力加速度～変位の関係を示している。

全ケースとも入力加速度～変位の関係はひびわれ発生時および鉄筋降伏時においても急激な変化が現われず、加速度の増加に伴って徐々に変位が増加している。これは橋脚が柱と壁の複合体であり、高次の不静定次数を有する解析モデルとなっていることによるものである。

ケース1, 2, 3はコンクリートの引張強度に差のあるモデルであるが、入力加速度～変位曲線の初期の段階から剛性の相違も顕著に現われており、当然のことながら剛性の大きい順にケース1, 2, 3となっている。変位について壁部の剛性が寄与する割合という観点でみると、壁部のコンクリートの引張強度を無視したケース2はコ

ンクリートの引張強度を柱、壁部とも考慮したケース1と無視したケース3のほぼ中間の値となっている。

ケース3, 4は鉄筋量に差のあるモデルであるが、150gal程度まで両者の剛性は同じであるが、それ以上の入力加速度では両者に差が生じ、鉄筋量の多いケース3の剛性の方が大きい結果となっている。

b) 壁部のせん断剛性の低下

ある荷重状態での見掛けの壁部のせん断剛性の低下は、加速度～変位曲線におけるその荷重点を通る弾性FEMモデルの壁厚低下 β で評価することができる。

この方法で各ケースの各入力段階でのせん断剛性低下係数を表わしたのがTable2である。設計加速度作用時における各ケースの見掛けの壁部のせん断剛性の低下は割線勾配 β の値よりケース1, 2, 3, 4ではそれぞれ $1/1, 1/3, 1/4.8, 1/5.2$ となっている。すなわち、ケース1のように柱部および壁部のコンクリートの引張応力度を当初から期待できる場合は、設計加速度が作用しても壁部のせん断剛性の低下はないが、壁部あるいは柱部と壁部のコンクリートの引張強度を無視することによって初期劣化を想定した場合はせん断剛性が低下して上記の値となる。

c) 破壊の進行状況

ケース1の破壊の進行状況をFig.22に示す。

図に示すように上段柱部がホイッピング現象(むちうち現象)を起こすため2ステップ(100gal, 以下1ステップ50gal)で非荷側上段柱基部ハンチ部, 4ステップで荷側の上段柱基部にクラックが生じている。

5ステップでは上段柱基部のクラックは鉄道受けばりに進展するとともに、荷側の下段柱基部にも小さなクラックが入る。

8ステップでは荷側の基部から壁高の1/2までの柱に沿った範囲の壁部にクラックが生じる。同時に耐震壁の上部にもクラックが発生し、また柱基部のクラックは柱幅の3/4程度まで進行している。

次の9ステップで壁部のクラックは壁の上半分にまで

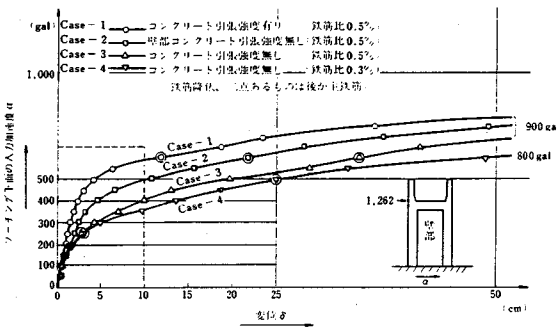


Fig. 20 Ground acceleration-displacement of pier relationship.

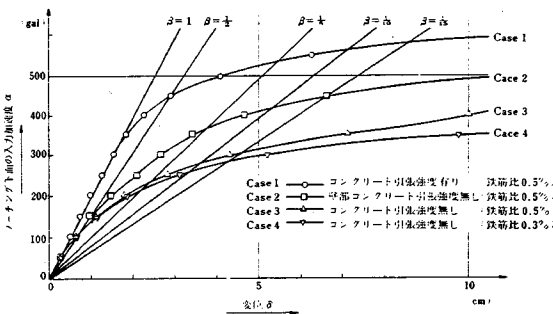
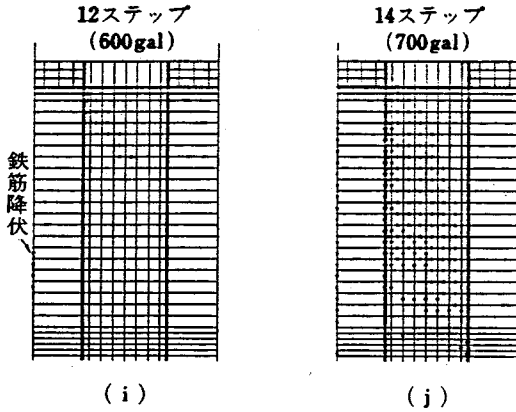


Fig. 21 Ground acceleration-displacement of pier relationship.

Table 2 Decay factor of shear rigidity.

当座 加速度 (gal)	解析 ケース			
	コンクリート 引張強度有り	壁部コンクリート 引張強度無し	コンクリート 引張強度無し	コンクリート 引張強度無し(0.3%)
100	1/1	1/2.7	1/4.0	1/4.3
150	1/1	1/4.5	1/7.5	1/8
200	1/1	1/7.5	1/17.5	1/36
250	1/1.3	1/9	1/∞	—
割線 勾配	1/1	1/3	1/4.8	1/5.2
200	1/1	1/3	1/4.8	1/5.2
250	1/1	1/4.2	1/7.8	1/9.5

yield of reinforcing bars



cracks of concrete

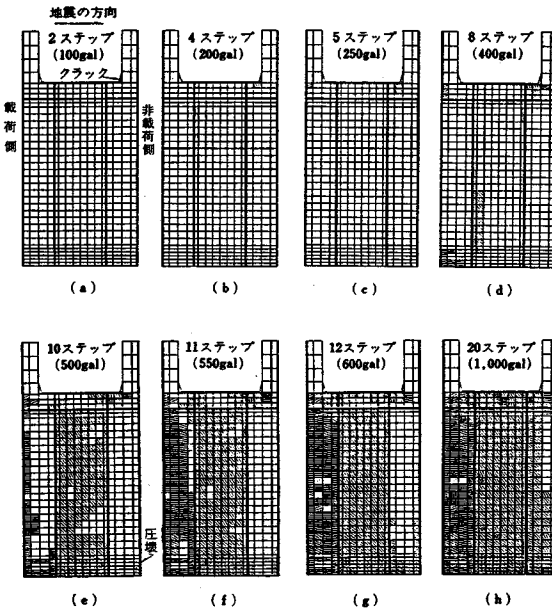


Fig. 22 Process to failure (case-1).

広がり、同時に壁の基部クラックも広がって非載荷側の柱にまで達する。この時点で壁部に生じたクラック領域は壁面積のほぼ1/2である。10ステップではこのクラック領域は壁全面に広がるとともに、載荷側の柱のクラック領域も上方に進展する。また、非載荷側の柱には鉛直応力が集中し、柱基部の外縁が圧壊を始める。

橋脚全体としては12ステップでクラックが柱、壁および横ばりの全域に生じており、鉄筋の降伏も載荷側柱の主筋および壁部載荷側上隅から対角線方向の水平、鉛直筋に生じている。さらに13ステップで壁部の鉄筋降伏部分は非載荷側下隅へ伸び、17~18ステップで壁部のほぼ全域が降伏する。

ケース2のクラック状況の例を Fig. 23 に示す。ケース2では乾燥収縮等による初期劣化を考慮して壁部のコ

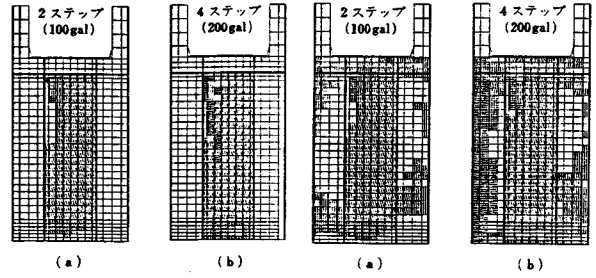


Fig. 23 Cracks of concrete (case-2).

Fig. 24 Cracks of concrete (case-3).

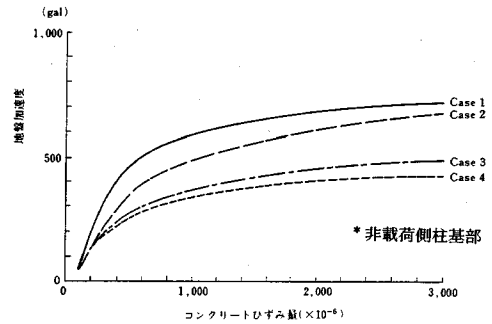


Fig. 25 Ground acceleration—strain of concrete relationship.

ンクリートの引張強度を無視しているため、自重とポアソン比の関係により計算上で生じる低レベルの引張応力度のために、1ステップで壁部のほぼ全域が縦クラックを生じている。

壁部の水平クラックは2ステップで初めて載荷側上方に生じ、地震力の増加につれてこのクラックは非載荷側下方へ伸び11ステップで非載荷側下隅に達する。

柱部にクラックが入るのは6ステップ、鉄筋が降伏するのは5ステップからである。

ケース3、4は橋軸方向地震による初期劣化を考慮し、コンクリートの引張強度を柱部、壁部ともに無視した場合である。ケース3でのコンクリートのクラックの状況の例を Fig. 24 に示すが、ケース2と同様の理由で初期の段階から柱部、壁部ともに縦クラックが生じている。

壁部の水平クラックは2ステップ、柱部では3ステップから生じており、7~8ステップでの壁部のクラックは非載荷側下隅に達している。鉄筋の降伏はケース2と同じく5ステップからである。

d) 応力、ひずみ特性

地盤加速度~コンクリートひずみ、地盤加速度~鉄筋ひずみ(ケース1のみ)の関係をそれぞれ Fig. 25, Fig. 26 に示す。

フーチング下面に200 galを入力した設計加速度作用時においては、全ケースともコンクリート応力度は100

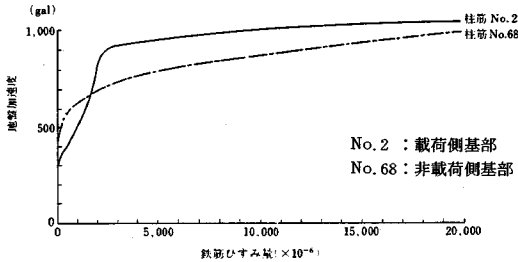


Fig. 26 Ground acceleration — strain of reinforcing bars relationship.

kg/cm² 以下、鉄筋の引張応力度は 250 kg/cm² 以下、圧縮応力度は 650 kg/cm² 以下でそれぞれの許容応力度を下回っている。

全ケースとも加速度の上昇に伴って最初に許容応力度に達するのはコンクリートであるが、仮にコンクリートの限界圧縮ひずみを $3,000 \times 10^{-6}$ 、鉄筋の限界引張ひずみを降伏ひずみとした場合、加速度の上昇に伴って最初に限界ひずみに達するのはケース 1, 2 では鉄筋、ケース 3, 4 ではコンクリートである。ただしコンクリートが先に限界状態に達する場合でも限界ひずみに到達以降も急激な崩壊には至らない。

5. 耐震性能

模型実験および弾塑性 FEM の解析結果から本橋脚の耐震性能について考察する。

(1) 耐力評価

模型実験においては $3.5H$ までの載荷においても崩壊には至らず、また解析においても鉄筋またはコンクリートが局部的に降伏または圧壊状態となっても橋脚全体としては崩壊に至らず、加速度～変位曲線の上限はケース 1～3 では約 900 gal ($4.5H$)、ケース 4 では約 800 gal (約 $4H$) を示している。

しかし耐力評価においては、実験が正負 1 回ずつの繰り返し載荷であり、また解析は一方向載荷の条件下で行われている点を考慮する必要がある。すなわち、繰り返し載荷による RC 構造物の劣化を考えると、先の最大荷重をもって耐力評価を行うことは危険側の設計となる。

しかし Fig. 26 によれば、ケース 1 での鉄筋降伏時の地盤加速度は約 680 gal であり、設計加速度の約 3.4 倍である。すなわち、一般に断面設計において地震時が支配的である場合に比べ設計荷重に対する降伏荷重の比が大きく、この点をもって所定の耐震性能は十分確保されているといえる。ただし、これは本橋脚の柱部の断面設計においては橋軸方向地震力が支配的であり、結果として橋軸直角方向に対しても耐力が確保されたものであ

Table 3 Lateral displacement of railpoint.

計算ケース	変位					備 考	
	δ_0 (mm)	δ_F (mm)	θ_F (rad)	$\theta_F \cdot h$ (mm)	δ (mm)		
動的解析	G=G	11	12	9.1×10^{-4}	5	28	壁部のせん断剛性の低減なし
	G=G/6	14	"	"	"	31	壁部のせん断剛性を1/6に低減
静的解析	Case-1	10	"	"	"	27	コンクリートの引張強度を20.5 kg/cm ² まで考慮
	Case-2	15	"	"	"	32	壁部のコンクリート引張強度を無視
	Case-3	18	"	"	"	35	壁部および柱部のコンクリート引張強度無視、鉄筋0.5倍
	Case-4	19	"	"	"	36	同上 鉄筋0.3倍

る。

さらに初期ひびわれを考慮しても設計荷重時では極端な剛性低下を示しておらず、地震時列車走行性を考慮して橋軸直角方向の剛性確保のため定めた壁厚もほぼ妥当であったと考えられる。

なお、一方向載荷ではあるが解析による荷重～変位曲線のみを限り、本橋脚のじん性は柱部の効果により壁が支配的な構造に比べ優れているといえる。

初期せん断剛性の劣化は実験および解析結果から判断して、ひびわれ発生時期を早め初期剛性の低下につながる。初期せん断剛性の劣化が乾燥収縮に起因する場合は、コンクリートのひびわれとともに壁筋に初期引張応力も残留することになる。本論文では本橋脚の場合壁筋の量から判断してこの影響は小さいと考え、解析上無視したが、今後検討すべき問題である。

(2) 軌道面の水平変位

橋脚使用時における軌道面の水平変位を次式により推定した。

$$\delta = \delta_0 + \delta_F + \theta_F \cdot H$$

ここに、 δ : 軌道面の水平変位量

δ_0 : 橋脚の水平たわみ量

δ_F, θ_F : 地盤～基礎～橋脚系 FEM 解析で得られたフーチング天端の最大応答水平、回転変位

h : フーチング天端から軌道面までの高さ

δ_0 は静的解析と動的解析の両者で算定したが、前者は弾塑性 FEM 解析の 4 ステップ目の変位量を用いたものである。また、後者は基部固定の橋脚の質点系モデルで応答計算したものであり、初期せん断剛性の劣化のない場合と劣化係数 1/6 の 2 ケースについて試算した。

結果を Table 3 に示すが、基礎からの相対変位量として 27～36 mm の範囲となっている。

6. 結 論

本論文は I 形断面を有する橋脚の耐震設計に関する諸問題について、特に壁部のせん断剛性の劣化に主眼をおき考察したものであるが、結論を要約すると以下のとおりである。

(1) 弾性 FEM 解析による壁部のせん断剛性の劣

化の影響の検討の結果、劣化の程度が大きくなるにつれ橋脚の変位は増加し、かつ垂直応力、せん断応力とも柱部に集中し、橋脚性状はI形ばりとして計算される挙動から逸脱する。よって設計においては劣化の程度を適切に評価することが必要である。また劣化時の挙動を定性的、定量的に評価するためには橋脚を柱と壁からなる構造として捉えることのできるFEMのような合成モデルが合理的である。

(2) 壁部のせん断剛性の劣化の原因としては、コンクリートの乾燥収縮等によるひびわれおよび加力に伴うせん断ひびわれが考えられる。前者に起因するものを初期せん断剛性の劣化、後者によるものを加力に伴うせん断剛性の劣化と定義する。また、場合によっては橋軸方向地震によるひびわれも初期せん断剛性の劣化として考慮する必要がある。

(3) 本橋脚の1/10縮尺の模型実験では初期ひびわれの影響として橋軸方向に設計地震荷重を作用させた後、橋軸直角方向の載荷を行った。

その結果、3.5Hまでの載荷では崩壊に至っていない。橋脚変位は設計荷重に達する以前から弾性解との差が生じ、荷重が大きくなるほど、また繰返し回数が増加するほど変位量は大きくなる。

(4) 模型実験を忠実にモデル化して実験を再現した弾塑性FEM解析を実施した。その結果橋軸方向の初期ひびわれの影響は弾塑性FEMモデルにおいてコンクリートの引張強度を無視することによって評価できることがわかった。

(5) 弾塑性FEM解析により本橋脚の地震時の耐震性状を調査した。その際、初期ひびわれを考慮しない場合に対し、乾燥収縮によって壁部のコンクリートにひびわれの生じた場合、橋軸方向地震による初期ひびわれを考慮した場合についてもあわせて検討した。

その結果、設計荷重相当では初期ひびわれのない場合は壁部にせん断ひびわれは生じずせん断剛性の低下は生じなかった。しかし初期ひびわれを考慮した場合はせん断ひびわれが生じせん断剛性の低下を生じた。

この影響を弾性計算で評価すると、耐震壁のせん断剛性を当初の1/6程度とすることに相当する。

(6) 本橋脚の耐震性能としては、降伏耐力が設計荷重の約3.4倍も確保されており、所定の耐震性能は十分確保されているといえる。また初期ひびわれを考慮しても設計荷重時での剛性低下は極端でなく、柱、壁ともその諸元はほぼ妥当であったと考えられる。ただし、本橋

脚の場合、柱部の断面は橋軸方向地震に対する設計から結果的に確保されたものである。

(7) 加力に伴うせん断剛性の劣化は著しく、かつその時期は初期ひびわれに伴う初期せん断剛性の劣化により早まる。よって変形性能が特に重要視される構造物においては、壁厚の決定にあたって壁部の初期せん断剛性の劣化を考慮することが必要である。

(8) 初期せん断剛性の劣化は当初の応力、変形性状に大きな影響を与えるが、柱等の付帯柱が適切に配置された場合には最終耐力そのものにはあまり影響を与えないと考えられる。

耐力は壁部と柱部の断面によって決まるが、壁厚を厚くすることは一般に不経済につながるため、設計荷重に対して壁厚を定め、終局耐力を適切な付帯柱で確保する方法が合理的といえる。このような考え方を導入しても、壁部のひびわれによる橋脚としての剛性低下に起因する振動特性の変化(長周期化)、さらには柱部のひびわれによる剛性低下を考えれば耐力確保のための柱部の断面の巨大化を招くことはない。

(9) すなわちこの種の構造物の設計にあたっては、壁部のせん断剛性の劣化の評価、壁厚の設定、および付帯柱の設定が重要な事項であり、かつこれらを適切に行うことにより非常に合理的な構造物を設計することが可能である。

謝 辞：本論文の主題である本州四国連絡橋番の州高架橋の耐震設計の基本方針は、土木学会に設けられた本州四国連絡橋耐震、地盤に関する調査研究小委員会(委員長：久保慶三郎埼玉大学教授)などの委員会、その他多くの大学、研究機関、協会などのご協力によりまとまったものであり、審議、研究にあられた方々に厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：本州四国連絡橋耐震、地震に関する調査研究小委員会；本州四国連絡橋の耐震・地盤に関する調査研究報告書、昭和56年3月。
- 2) 同上、昭和57年3月。
- 3) 樋口・加島・太田：大型I断面橋脚の設計法に関する実験的検討、第37回土木学会年次学術講演概要集、昭和57年10月。

(1986.5.9・受付)