

ニールセンアーチ橋（中島川橋梁）の地震時性能向上策

流田寛之¹・濱田信彦¹・西岡勉¹・佐藤秀雄²・田崎賢治²

¹正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理部（〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25）

²正会員 大日本コンサルタント 大阪支社 構造技術部（〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19）

1. はじめに

中島川橋梁は、大阪湾岸部の大阪府と兵庫県の県境に位置し（図-1）、平成3年に建設された下路式ニールセンアーチ橋である。橋長は160.1m（支間長156.8m、ライズ30m）であり、下部構造は中間梁を有する鋼製ラーメン橋脚、基礎構造は鋼管矢板基礎、側径間部には連続鋼床版箱桁橋が隣接している（図-2）。このアーチ橋を対象にレベル2地震を想定したシナリオ地震を想定して設計用入力地震動を作成し、耐震補強設計を実施した。補強設計にあたっては、レベル2地震時のアーチ橋に対する要求性能を整理し、これに基づいて補強前の耐震性能を照査し、性能を満足しない部材に対して所要の補強と上部構造の落橋防止対策の検討をおこなった。なお、耐震性能の照査方法は動的照査法とし、3次元動的非線形解析により地震時の応答を推定し、限界値（許容値）に対する性能を確保できるよう補強設計をおこなった。本論文は、アーチ橋に対する地震時耐震性能向上策の検討結果を報告するものである。

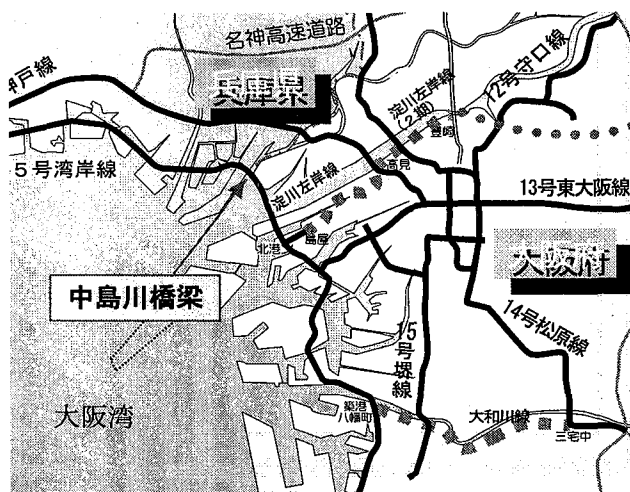


図-1 位置図

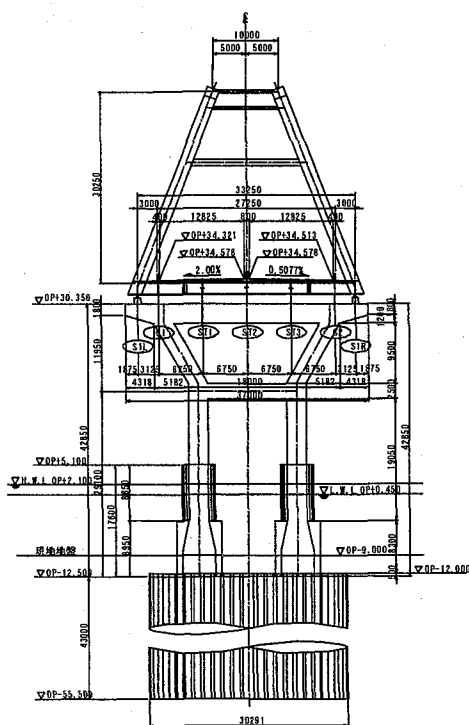
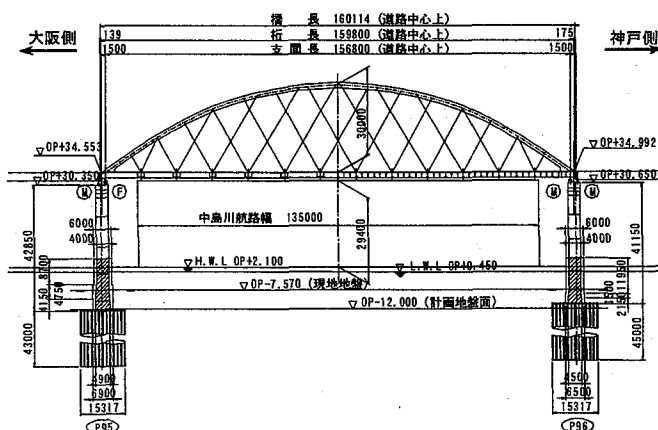


図-2 橋梁一般図

2. 要求性能及び照査方法

2-1. 要求性能

橋梁全体の耐震性能は、レベル2地震時に道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示される耐震性能2を目標とした。しかし、中島川橋梁は、特殊形式のニールセンアーチ橋であるため、橋の構造特性を踏まえた上で要求性能を設定した。設定にあたっては、道示に示される耐震性能、橋の限界状態を踏まえ、各部材ごとに要求性能を設定した。(表-1)

要求性能の照査は、時刻歴地震応答解析の応答結果が要求性能を満足するように行った。一般に、耐震性能の照査方法としては、変位照査法とひずみ照査法が考えられるが、アーチ橋の上部構造では複数の変形モードが生じることから、ひずみ照査法により照査することとし、上記で設定した要求性能が確保できているか照査を行った。また、幅厚比パラメータ R_f 、補剛材剛比 γ/γ^* 、軸力比 N/N_y の適用範囲から、日本鋼構造協会鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会¹⁾ が提案している有効破壊長領域における平均ひずみで照査を行った。

また、鋼製橋脚については、「鋼製橋脚の耐震設

計・耐震補強設計の手引き(案)(阪神高速道路公団、H15.7)」に基づき、応答曲率が許容ひずみ時の曲率に達していないか照査を行った。

3. 耐震性能照査

3-1. 入力地震動

入力地震動となるレベル2地震動については、長周期構造物の特性を踏まえて、大阪盆地の深部3次元地下構造を考慮したハイブリッド手法に基づく対象橋梁の架橋地点におけるシナリオ地震を補強設計用の入力地震動として設定した。設定した地震動は、断層パラメータを変化させて各々について地震波が得られている上町断層系4波(内陸直下型)と大阪湾断層1波とし、それぞれN-SおよびE-Wの2方向成分とした。

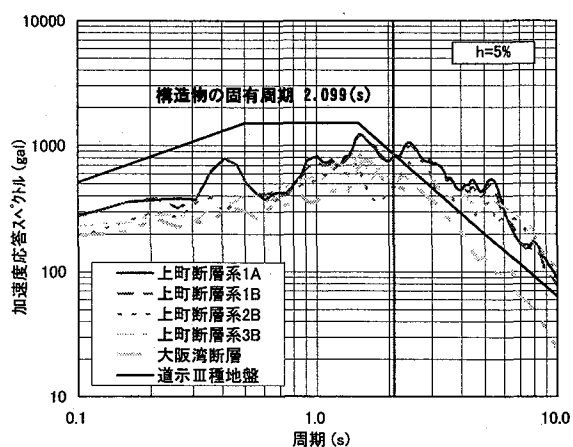
表層地盤の地震応答解析は、2次元非線形FEMモデルを用いた時刻歴動的応答解析により実施し、基礎天端にて得られる加速度波形を橋梁本体の検討に用いる地震動として扱った。ここで、地盤は想定地震動を算出したせん断弾性波速度 $V_s=550\text{m/sec}$ の層約270mの深度までモデル化した。

図-3に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。

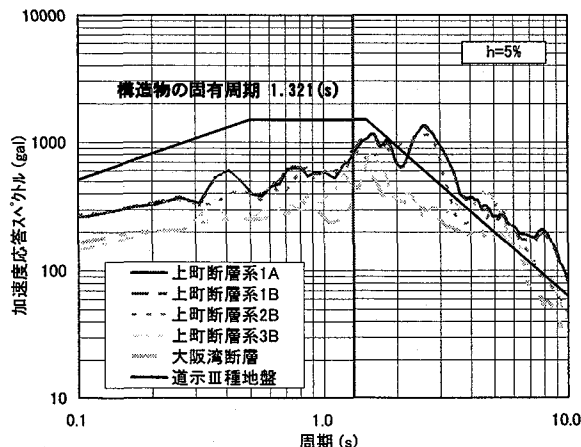
表-1 要求性能

		橋の限界状態		要求性能の(照査)設定
		部材健全度	応力状態	構造安全性
上部構造	横支材	軽微な損傷	副次的な塑性化	圧縮 $\varepsilon_{\max} < \varepsilon_u$ 引張 $\varepsilon_{\max} < 0.05$
	アーチリブ 補剛桁・床組	健全	弾性	降伏以内但し、局所的な超過は許容 ($2.0\varepsilon_y$) する
	ケーブル	健全	弾性	降伏以内
橋脚	柱 梁	限定的損傷	耐力・変形性能に余裕	$\phi/\phi_a < 1.0$ $\gamma/\gamma_a < 1.0$
アンカー部		限定的損傷	弾塑性	終局耐力以下

ε_u : 日本鋼構造協会推奨式による終局ひずみ ϕ_a : 許容曲率 γ_a : 許容せん断ひずみ



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-3 加速度応答スペクトル

3-2. 耐震性照査

(1) 解析モデル

解析モデルは、鋼製橋脚、上部構造のアーチリブ、補剛桁等の軸力変動および2軸曲げの影響を考慮するとともに、材料非線形を精度良く評価するため、ファイバーモデルを基本とした3次元骨組モデルを使用した。

(2) プッシュオーバー解析結果

まず、全体的な傾向を見るために、死荷重応力状態を再現し、水平荷重増分プッシュオーバー解析を橋軸方向と橋軸直角方向について行った。

1) 橋軸方向

最終の震度 0.78G 時の全体変形図を図-4 に、その時の橋梁全体の応力状態を図-5 に示す。載荷方向は P96 側（奥手側）から P95 側（手前側）であり、0.78 G 載荷時のアーチリブ頂部の変形量は 1100mm である。P95 橋脚（固定支承）はアーチ橋の慣性力を受けて柱部に大きな塑性化が想定される。橋脚柱の屈折部は充填コンクリート直上の位置である。この部位の塑性化が進行し、構造不安定となった。な

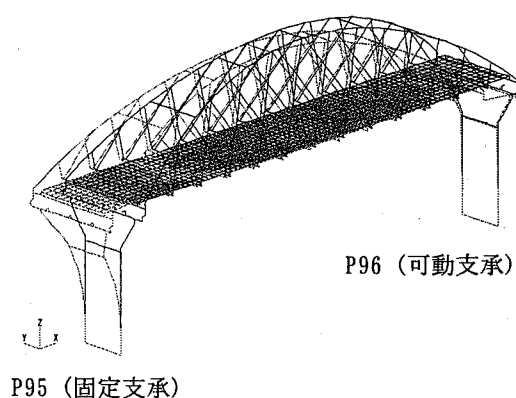


図-4 橋軸方向全体変形図

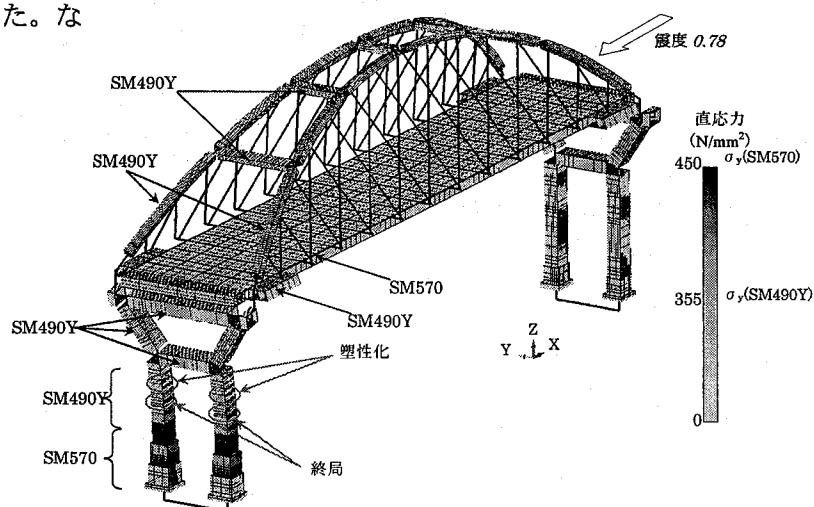


図-5 橋軸方向応力状態（震度 0.78）

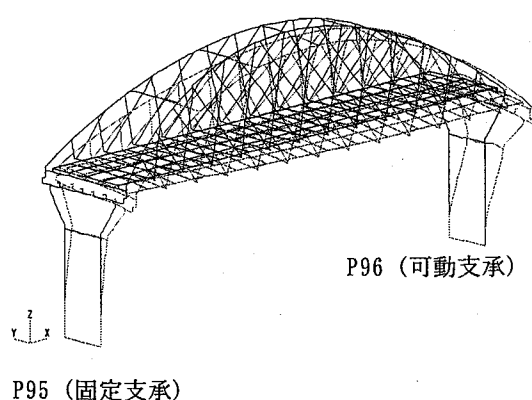


図-6 橋軸直角方向全体変形図

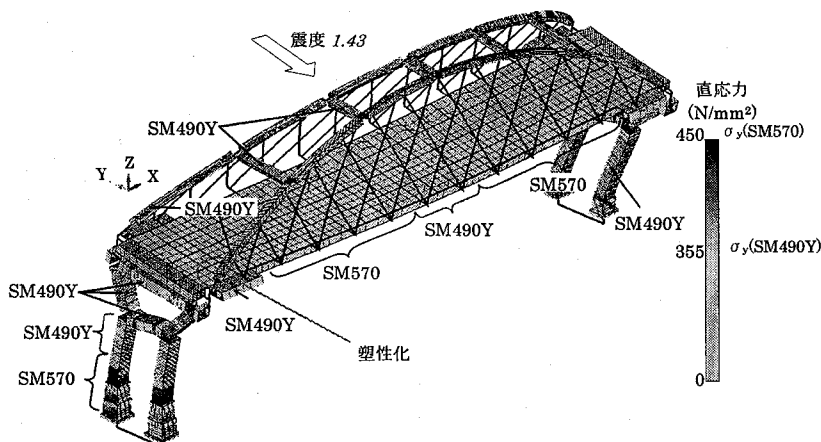


図-7 橋軸直角方向応力状態（震度 1.43）

お、P96 橋脚上の支承は可動支承であり、橋軸方向の慣性力は橋脚自重分のみとなる。

橋軸方向の塑性化の進展は、固定支承を有する P95 橋脚の①橋脚柱コンクリート充填直上、②橋脚柱断面変化部、③橋脚中層梁隅角部下の順に塑性化が生じ、震度 0.78 で橋脚柱部のコンクリート充填直上が終局に至った。なお、この時点では上部構造に塑性化は生じていない。

2) 橋軸直角方向

震度1G時の全体変形図を図-6に、アーチリブが塑性化し始めた震度1.43Gの時の橋梁全体の塑性化状態図を図-7に示す。全体的には、1G載荷時のP95側の変形量は260mm、P96側の変形量は320mmで、大きくP96側が変形しているのは、隣接橋梁の分担も考慮しているためである。上部構造の荷重バランスはP95側とP96側でほぼ対称である。塑性化の進展は、①橋脚の中層梁、②橋脚柱基部、③橋脚上層梁、④橋脚柱断面変化部、⑤アーチリブ起点端部の順番で塑性化が生じ、アーチリブ起点端部の塑性化は震度 1.43で生じた。

(3) 現況耐震性能照査

次に、現況の耐震性能を照査した。

1) 橋軸方向地震

橋軸方向地震の解析結果を図-8に示す。

アーチリブの最大圧縮ひずみ ε_c は降伏ひずみ ε_y の0.5倍程度の応答で降伏に至らず、横支材など上部構造すべてが降伏ひずみ内におさまった。

支承部の水平力は、P95 橋脚固定支承（ピボット支承）の最大水平力（13120kN）は下部構造取り付け部の溶接部降伏耐力（10355kN）を3割程度上回ったが、限界（16515kN）には至らなかった。P96 橋脚可動支承（ピボットローラー支承）の最大移動量は1014mmであり、許容の150mmを大きく上回っている。

橋脚の照査では、P95 固定支承側橋脚のコンクリート充填部、充填直上の鋼断面が引張側で最大2.12 ε_y 、5.22 ε_y のひずみが発生し降伏したが、限界までには至っていない。また、圧縮側ではコンクリート充填部で1.54 ε_y 、充填直上で8.99 ε_y であった。

しかし、曲率の照査（限界値）では0.95 ϕ_s に留まる。上柱を含む鋼断面柱部は両柱とも0.95 ε_y のひずみが発生した。なお、P96 可動支承側橋脚には損傷は生じていない。

2) 橋軸直角方向地震

橋軸方向地震の解析結果を図-8に示す。

アーチリブ端部で最大で1.28 ε_y 程度降伏ひずみを超えた。横支材は降伏ひずみ ε_y の0.9倍程度の応答で降伏に至らなかった。橋脚についてはP95 中層梁で4.13 ε_y 、P96 中層梁で6.31 ε_y のひずみが発生した。

P95橋脚固定支承（ピボット支承）の最大応答水平力（11220kN）は下部構造取り付け部の溶接部降伏耐力（10355kN）を若干上回ったが、限界（56671kN）には至っていない。P96橋脚可動支承（ピボットローラー支承）の最大応答水平力（11680kN）は移動制限装置のサイドブロックの降伏耐力（7302kN）をオーバーしたが、限界値

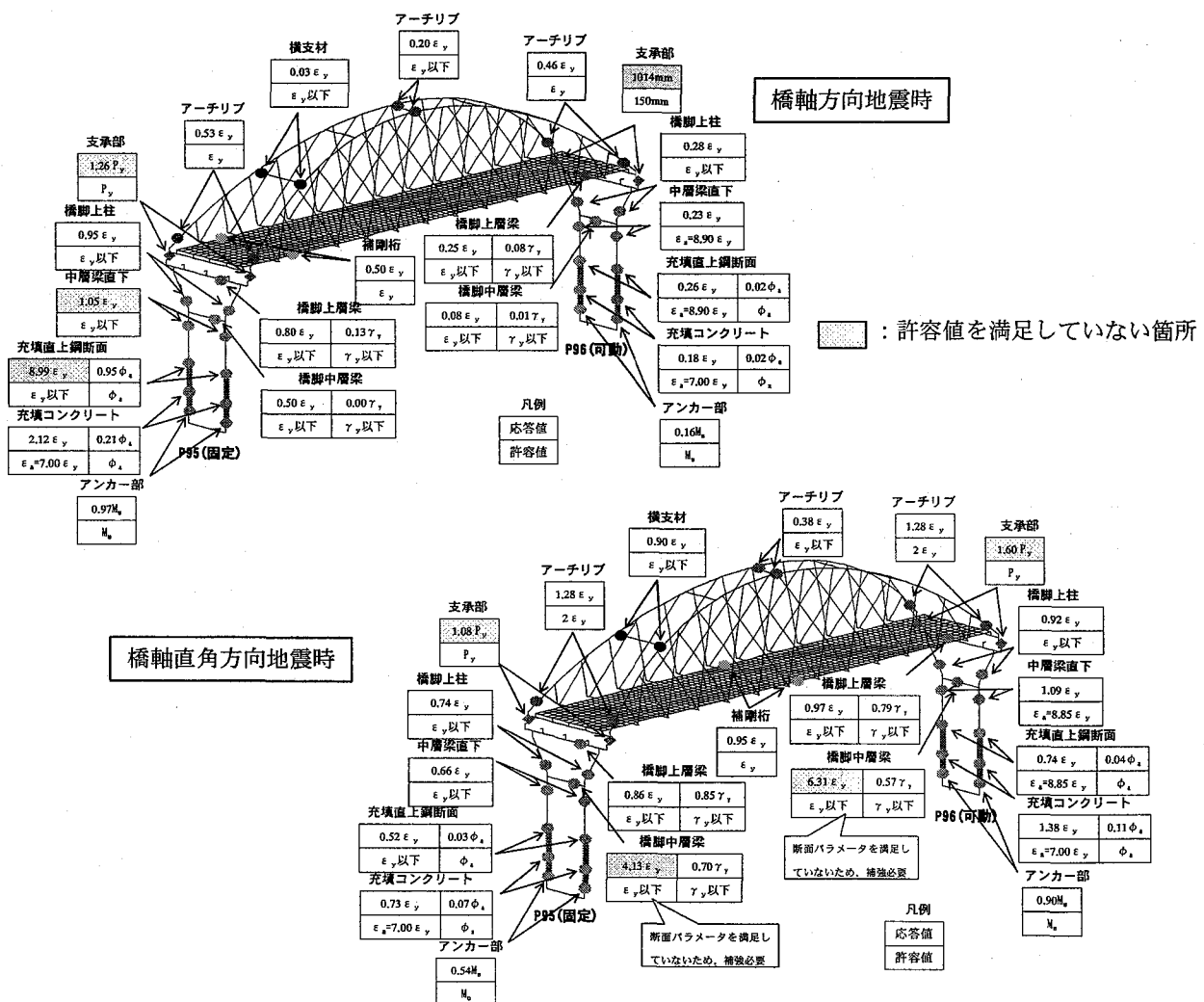


図-8 現況耐震性能照査結果

(12745kN)には至っていない
橋脚柱ではコンクリート充填部で $1.38 \varepsilon_y$ の応答が生じたが、曲率の照査（限界値）では $0.11 \phi_a$ に留まる。

4. 耐震対策

4-1. 耐震対策

現況耐震性能照査結果から上部構造については、すべて要求性能を満たしているため、無補強とした。支承部についてはタイプA支承であり、水平応力および可動支承側の相対変位が規定値を超えている。また、固定支承側のアンカー部の曲げモーメントが終局曲げモーメント近く発生しており、逆に可動支承側橋脚では、柱・梁・アンカー部すべてで許容値までに余裕がある。これらの対策のため橋軸方向地震に対し、変位制限装置としてせん断型制震パネル（以下「せん断パネル」という。）を設置することとし、橋軸直角方向地震に対しては、変位制限装置を設置することとした。橋脚については、応答曲率は満足しているが、柱・梁ともに幅厚比パラメータを満足していないため縦リブ補強およびコンクリート充填補強を行うこととした。また、落橋防止対策として落橋防止装置、段差防止装置についても併せて設置することとした。

4-2. せん断パネルによる対策検討

(1) 構造

せん断パネルは、鋼材のせん断塑性変形によってエネルギーを吸収する構造であり、これを変位制限装置に使用することにより、変位制限装置の弾塑性設計が可能となり、地震時に橋脚へ伝達される力を低減し、設計上主たる塑性化が生じる橋脚基部の損傷（塑性化程度）を低減することが可能となるなどの効果が期待できるデバイスである。現況耐震性能照査結果から、固定支承部では降伏耐力を超え、可動支承部では変形量が1m程度といずれも大きな応答結果であったため、固定・可動両側にせん断パネル（図-9）を設置し、可動側橋脚に応力を分担さ

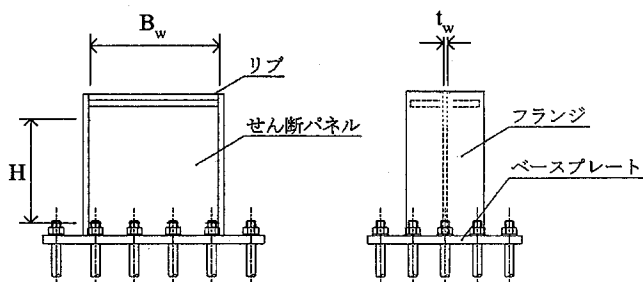


図-9 せん断パネルの構造

せ、固定側橋脚の負担を下げるように検討を行った。

(2) 解析モデル

図-10には可動側せん断パネルの設置イメージを、図-11にはせん断パネルの履歴バイリニアモデルをそれぞれ示す。可動側のせん断パネルはピボットローラー支承の移動可能量（±150mm）を確保し、緩衝材のゴム厚（50mm）を考慮した遊間量（±200mm）に設定した。せん断パネルの形状は高さ H と幅 B_w を同程度に設定した。また、許容変位はせん断ひずみ10%と設定した。なお、せん断パネル厚の材質は低降伏点鋼LY225とした。

4-3. 耐震対策後の耐震性能照査

(1) 橋軸方向

現況耐震性能照査から、橋軸方向地震に対しては、固定支承側の橋脚柱・中層梁および支承部で性能が満足しなかった。

図-12に耐震対策後の耐震性能照査結果を示す。固定、可動両側にせん断パネルを設置することで、可動側橋脚に応力分担され、固定側橋脚の柱・アンカー部のひずみが大きく低減されている。なお、せん断パネルについては、固定支承側で73mm、可動支承側で82mmの変位が生じたがせん断ひずみ10%以内におさまっている。これらにより、すべて要求性能を確保することができている。

(2) 橋軸直角方向

図-12に耐震対策後の耐震性能照査結果を示す。

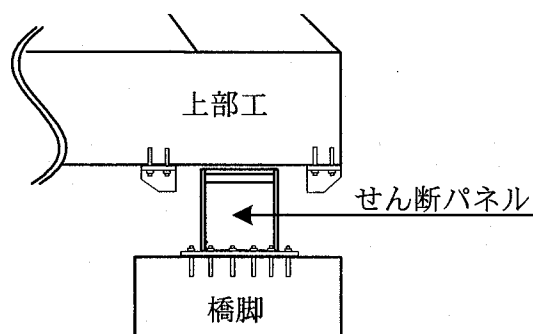


図-10 せん断パネル設置イメージ図

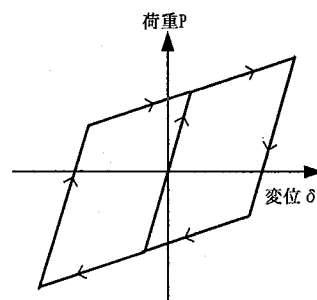


図-11 せん断パネル履歴バイリニアモデル

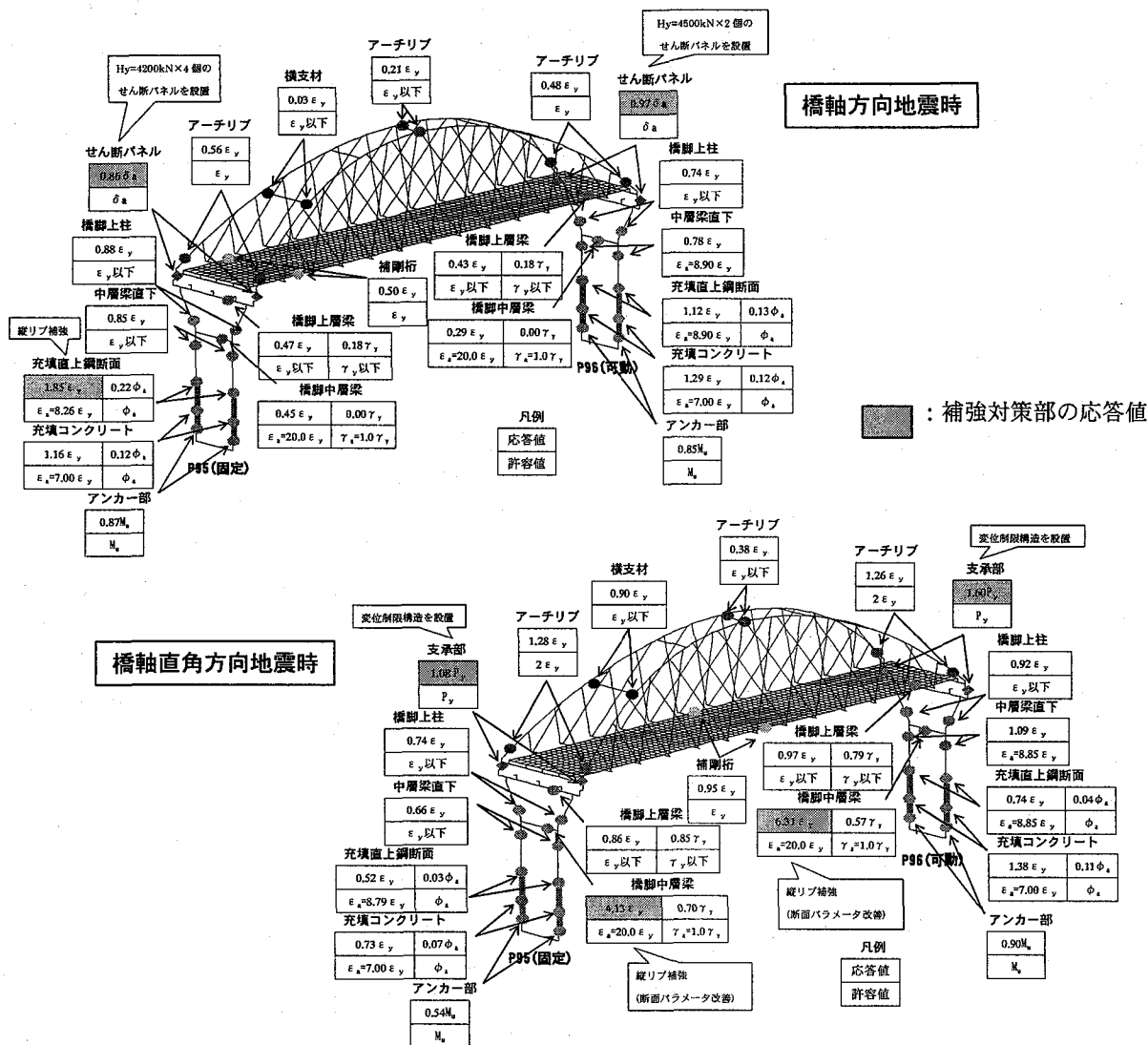


図-12 対策後耐震性能照査結果

現況耐震性能照査から、橋軸直角方向地震に対しては、橋脚中層梁および支承部で性能を満足しなかった。橋脚中層梁では、最大 $4.13 \epsilon_y$ (固定側)、 $6.31 \epsilon_y$ (可動側) のひずみが発生したので、じん性補強のため縦リブ補強をおこなった。また、支承部においては、変位制限装置を設置することで対策をおこなった。よって、応答値は対策前後でほぼ変わらない結果になっている。

5. まとめ

以上、平成3年に建設された橋長160mの規模の既設二ルセンアーチ橋に関する非線形時刻歴応答解析による耐震性能評価を行った結果を以下に示す。

- アーチリブ、横支材、補剛桁、床組、ケーブルなど上部構造については、アーチリブ端部で応答ひずみが降伏ひずみの1.2倍程度となったが、設定した要求性能はすべて満足しており、補強の必要はなかった。

- 可動支承、固定支承両側に変位制限装置としてせん断パネルを使用することにより、可動支承側橋脚に応力を分担させ固定支承側橋脚の負担を軽減させることができ、アンカー部の応力についても軽減することができた。

参考文献

- 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会：土木構造物の耐震性能照査法と耐震性向上策