

RC立体ラーメン道路橋のレベル2地震時性能 と補強手法基本検討

児玉孝¹・中嶋裕和²・金治英貞³・石橋照久⁴・林訓裕⁵

¹正会員 株式会社修成建設コンサルタント 構造部（〒553-0002 大阪市福島区鷺洲2丁目5-15）

²株式会社修成建設コンサルタント 構造部（〒553-0002 大阪市福島区鷺洲2丁目5-15）

³正会員 工修 阪神高速道路株式会社大阪建設部（〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16）

⁴正会員 工修 阪神高速道路株式会社大阪建設部（〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16）

⁵正会員 工修 阪神高速道路株式会社大阪建設部（〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16）

1. はじめに

兵庫県南部地震以後、既設道路橋橋脚に対して必要とされる耐震性能を確保すべく、耐震補強が実施されてきている。しかしながら、高架下が店舗等によって利用されている箇所については、施工上の制約条件が多く、施工が困難であり、未だ補強が実施されていない場合が多い。

今回、地下鉄駅舎建屋と一体となっているRC立体ラーメン橋に関して、現況においてのレベル2地震時の性能を明らかにした上で、施工上の制約条件を踏まえた耐震補強手法について基本的な検討を実施した。以下、本文においてこれら検討結果について報告する。

2. 検討対象橋梁

(1)構造形式(図-1参照)

3径間連続RCT桁立体ラーメン橋
(適用基準：昭和47年道路橋示方書)

(2)一般寸法

橋軸方向支間長 : $L=3 \times 10.000\text{m}$
直角方向柱間隔 : $L=10.000\text{m}$
柱断面寸法 : $2.000 \times 1.200\text{m}$
橋軸方向中層梁断面寸法 : $1.000 \times 1.400\text{m}$
直角方向中層梁断面寸法 : $1.600 \times 1.400\text{m}$

(3)鉄筋量(図-2参照)

表-1 既設鉄筋量

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	軸方向鉄筋	引張鉄筋比	軸方向鉄筋	引張鉄筋比
上層柱	11-D32	0.383%	11-D29	0.321%
下層柱	11-D32	0.718%	11-D29	0.600%
	11-D29		11-D25	
中層梁	9-D25	0.730%	15-D25	7.600%
	9-D25		15-D25	

(4)材料強度

コンクリート : $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$

鉄筋 : SD295

なお、コンクリート強度については、コンクリート強度調査を実施した上で、実構造物の実際の強度を反映した値を使用した。



写真-1 現地状況

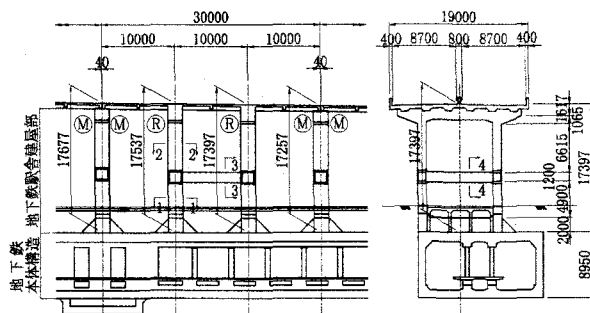


図-1 検討対象橋梁一般図

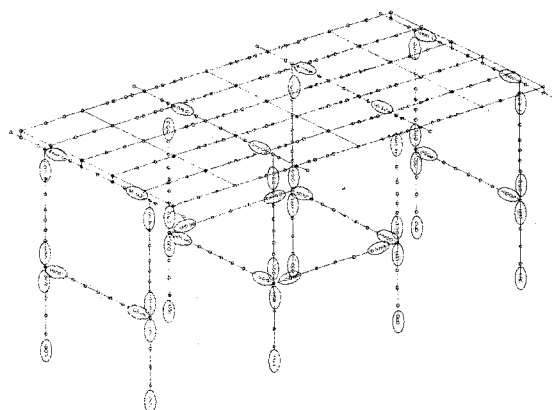


図-3 解析モデル図

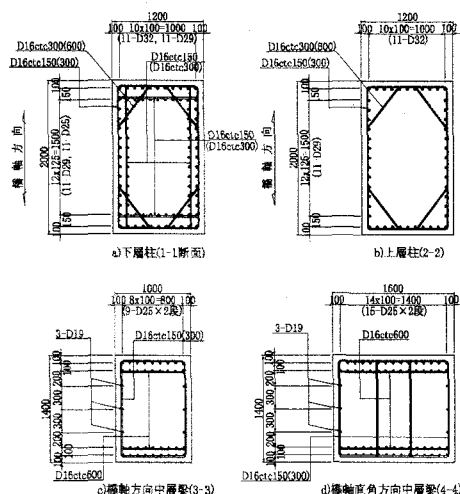


図-2 柱および中層梁断面

3. 現況での耐震性能

(1) 解析モデル

解析モデルは、塑性ヒンジ位置を塑性回転バネとしてモデル化した非線形3次元立体モデルとした。塑性ヒンジ部以外の橋脚部材は、M- ϕ 非線形梁要素として、上部構造部材は線形梁要素としてモデル化した。

橋脚下端の支持条件としては、次のとおり与えた。

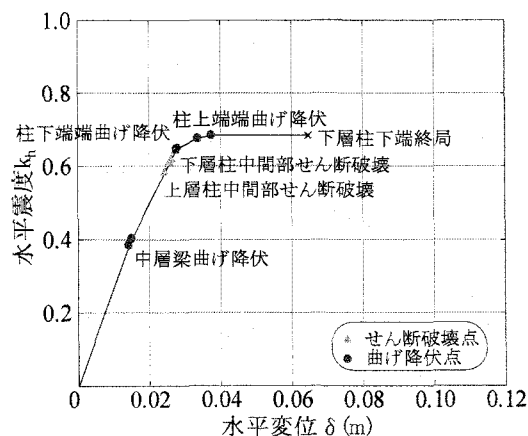
橋軸方向 : 固定

橋軸直角方向 : 地下鉄～地盤系の連性バネ

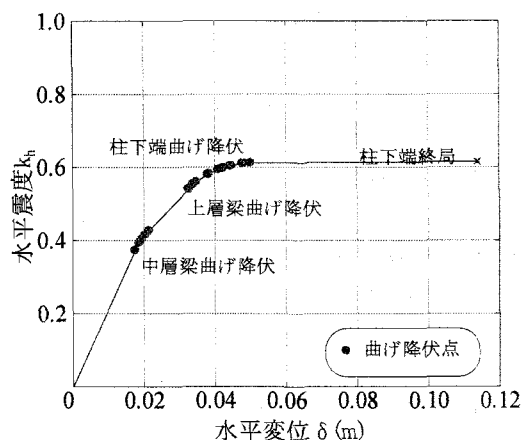
(2) 破壊形態(プッシュオーバー解析)

プッシュオーバー解析結果を図-4に示す。破壊形態としては、橋軸方向にはせん断破壊型、橋軸直角方向には曲げ破壊型であることがわかる。

橋軸方向のせん断破壊位置としては、柱中間部である。この柱中間部は、柱端部(帯鉄筋間隔150mm)に比べて帯鉄筋間隔が300mmと広い。このため、柱端部に比べてせん断耐力が小さくなり、せん断破壊に対する弱点となっていると考えられる。



a) 橋 軸 方 向



b) 橋軸直角方向

図-4 現況でのプッシュオーバー解析結果

(3) 耐震性能照査(時刻暦応答解析)

時刻暦応答解析による動的解析結果を図-5に示す。なお、入力地震波としては、基盤面波形としてポートアイランド振幅調整波を用いて等価線形化法に

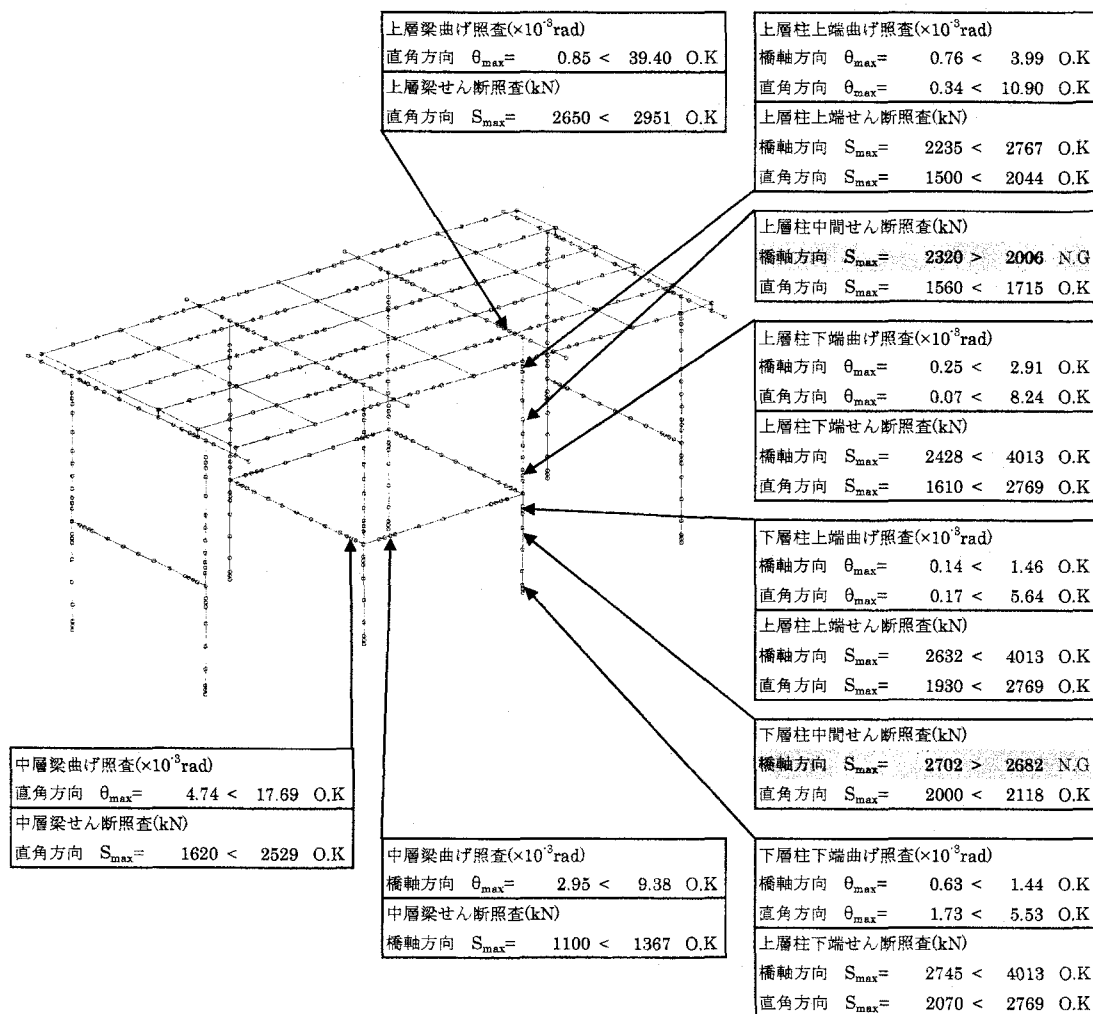


図-5 現況断面での耐震性能照査結果

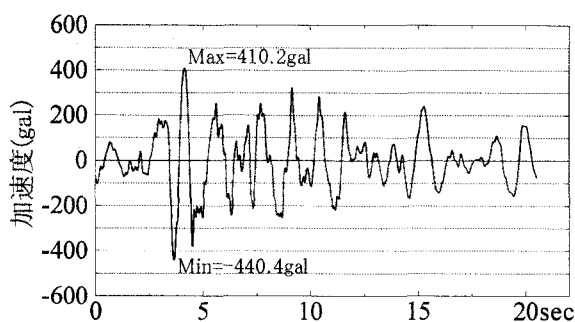


図-6 時刻歴応答解析に用いた入力地震波形

よって求めた地表面波形(図-6参照)とした。

橋軸直角方向に関しては、現況断面にて必要な耐震性能を有している結果となる。

一方、橋軸方向に関しては、応答せん断力がせん断耐力を上回るせん断耐力不足箇所が確認できる。せん断耐力不足箇所は、帯鉄筋間隔が300mmの柱中間部であり、プッシュオーバー解析結果と一致する。曲げ照査においては、橋軸方向においても現況

断面にて必要な性能を有していることがわかる。

これらの結果から、本橋の耐震補強としては橋軸方向のせん断補強を主として検討すれば良いことがわかる。

4. 耐震補強手法検討

本橋の耐震補強方針としては、橋軸方向のせん断補強を主たる目的とすれば良いことがわかった。一般的なせん断補強手法としては、部材本体のせん断耐力を向上させる鋼板巻立法やRC巻立法が考えられる。しかしながら、本橋高架下は地下鉄駅舎建屋によって利用されており、施工上の制約からこれら一般的工法の適用が困難であった。

そこで、橋梁外面からの施工のみで対応可能な補強工法として、構造系全体としてのせん断耐力増加を目的とした(1)ブレース材による補強、(b)せん断パネル型ダンパーによる補強、および部材本体のせん断耐力の増加を目的とした(c)一面鋼板による補強

の3案について基本的検討を実施した。

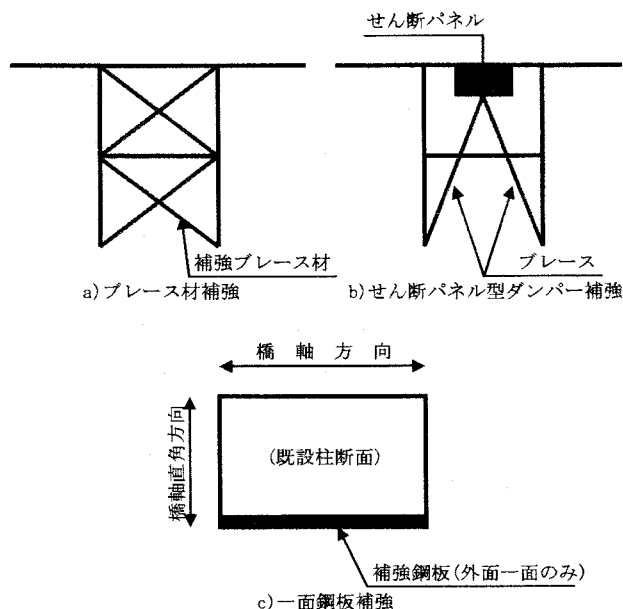


図-7 補強工法3案概要図

(1) ブレース材による補強検討

ブレース材による補強後のプッシュオーバー解析結果を図-9に示す。ブレース材のモデル化は、完全弾塑性型の非線形トラス部材としてモデル化した。

ブレース材の設置によって保有水平震度が大きくなり、構造系全体としてのせん断耐力の大きくなり、耐震性の向上が図れることがわかる。また、ブレース材の軸剛性を大きくすれば、より大きな水平震度に抵抗できることがわかる。(図-10参照)。

ただし、せん断破壊時の変位は、補強前後において大きく変わらず、ブレース材によって補強を実施したとしても、破壊形態はせん断破壊型のままである。変形性能が小さいままであるため、ブレース材の降伏後すぐに、せん断破壊が生じる結果となる。このため、座屈拘束ブレースのようなブレース材の非線形性による減衰の効果は小さい結果となる。

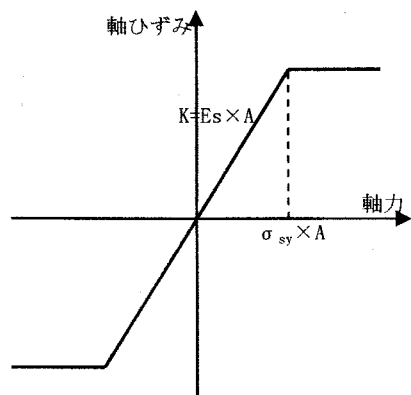


図-8 ブレース材のモデル化

したがって、本橋のようなせん断破壊型構造へのブレース材の適用については、ブレース材の非線形性による座屈拘束ブレースよりも、弾性ブレースの方が適用性は高いと考えられた。

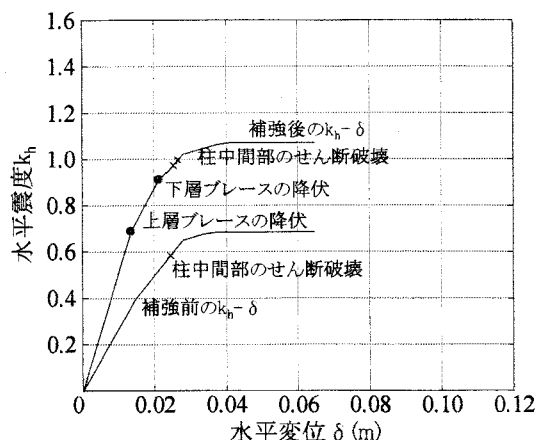


図-9 ブレース材補強後のプッシュオーバー解析結果

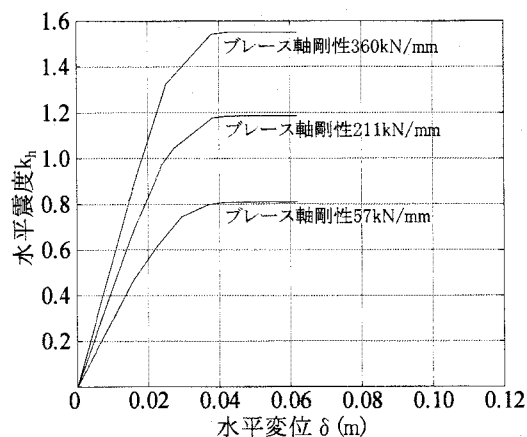


図-10 ブレース軸剛性と $k_h - \delta$ の関係

(2) せん断パネル型ダンパーによる補強検討

せん断パネル型ダンパー形状は、既設部材のせん断降伏変位量における保有水平震度が設計水平震度以上となるように設定した²⁾。なお、設計水平震度 k_{hc} としては、既設構造の固有周期における想定地震波の応答加速度スペクトルに相当する震度とした。

図-10および図-11に、今回の検討において設定したせん断パネル型ダンパーの形状、せん断パネル型ダンパー設置後の保有水平震度 k_{hca} と設計水平震度 k_{hc} の関係を示す。

図-12にせん断パネル型ダンパーによる補強後のプッシュオーバー解析結果を示す。ブレース材による補強と同様に、保有水平震度が大きくなり、構造系全体としてのせん断耐力の向上、耐震性の向上が

図れることがわかる。ただし、破壊形態としてはせん断破壊型のままである。

今回の検討においては、図-11に示したような設計で想定するせん断パネルによる慣性力分担率を確保するためには、せん断パネルを支持するブレース材が一定の軸剛性を有する必要があることがわかった。この必要な軸剛性は、ブレース材単体による補強によって必要なブレース材の剛性よりも大きいものが必要となった。

これは、せん断破壊型のままであり、許容変位量が小さく、許容変位のなかでは、本体構造は弾性域であり、本体構造とせん断パネル型ダンパーの剛性差が大きくことなることが原因と考えられる。

このことから、本橋のようなせん断破壊型構造へのせん断パネル型ダンパーの適用に関しては、これを支持するブレース部材の軸剛性に大きく依存し、かつ変形性能が小さいためせん断パネル型ダンパーの減衰効果も小さいため、適用性は小さいと考えられた。

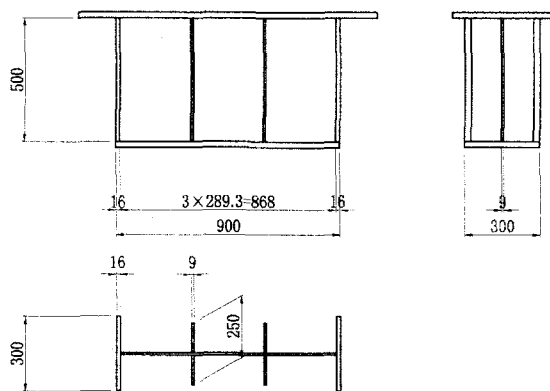


図-10 せん断パネル型ダンパー形状

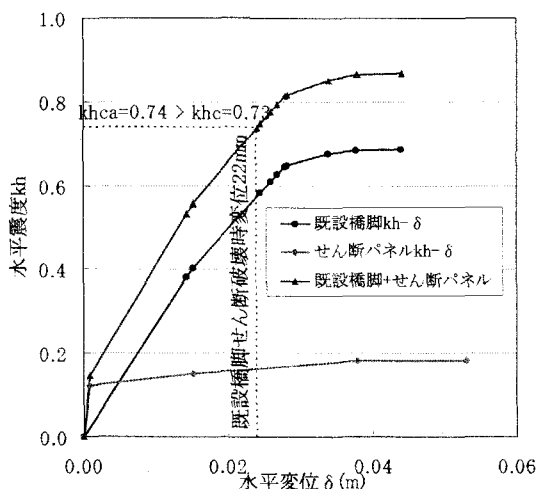


図-11 せん断パネル型ダンパー設置後の
保有水平震度 k_{hca} と設計水平震度 k_{hc}

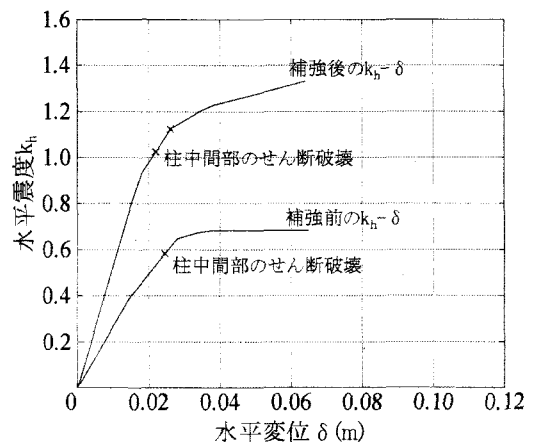


図-12 せん断パネル型ダンパー補強後
のプッシュオーバー解析結果

(3) 一面鋼板補強による検討

これまで検討を実施してきたブレース材による補強やせん断パネル型ダンパーによる補強では、構造系全体としてのせん断耐力が大きくなり、耐震性は向上できるものの、破壊形態としてはせん断破壊型のままであることがわかった。このため、設計で想定する以上の地震力が作用した場合には、脆性的な破壊を生じる恐れがあった。

このため、部材のせん断耐力を向上させ、破壊形態を曲げ破壊型とするような補強工法として、柱外面部への一面鋼板による補強を検討することとした。

せん断補強の必要範囲としては、現況構造での曲げ降伏震度における発生せん断力がせん断耐力を上回る範囲とすればよい。プッシュオーバー解析結果から、せん断補強必要範囲は図-12に示すとおり、帯鉄筋間隔が300mmの柱中間部であることがわかる。

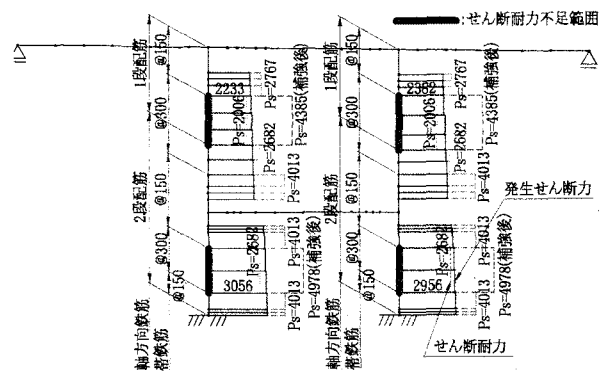


図-12 曲げ降伏震度における発生せん断力
とせん断耐力

一面鋼板補強に関しては、鉄道構造物での例はあるものの、道路橋での例は無く、せん断耐力の評価法や鋼板と柱の定着方法など未解明な部分も多い。今回の検討におけるせん断耐力の評価は、既設柱断面のせん断耐力と補強鋼板のせん断耐力を単純に累加した値を補強後のせん断耐力と見なすものとした。

この仮定のもとでは、柱外面の一面のみの補強とした場合でも、 $t=6\text{mm}$ (SS400材)の鋼板で十分な補強効果が得られる。

せん断耐力が不足する柱中間部のせん断補強を実施すれば、破壊形態が曲げ破壊型となり、必要な耐震性能を有することとなる。

5. まとめ

以上の検討結果から、設計上想定する地震に関しては、図-7にて示した3案のどれでも補強対応は可能であることがわかった。また、各案の適用にあたっての留意点は以下のとおりまとめられる。

- 1) ブレース材による補強、せん断パネル型ダンパーによる補強においては、構造系全体としてのせん断耐力は向上するものの、破壊形態としては現況のせん断破壊型のままである。
- 2) この2案に関しては、せん断破壊型であり変形性能が小さいままであるため、ブレース材やせん断パネルの非線形性による減衰効果はほとんど期待できない。
- 3) また、この2案に関しは設計上の耐震性向上は可能であるものの、想定以上の地震力が作用した場合には脆性的なせん断破壊を生じる恐れがある。
- 4) 部材のせん断耐力を直接増加させる一面鋼板補強では、破壊形態を曲げ破壊型と改良できる。
- 5) したがって、一面鋼板補強では、想定以上の地震力が作用した場合においては、構造系としての一定のじし性は期待できる。

このことから、一面鋼板補強が本橋耐震補強工法としては適当であると考える。

しかしながら、一面のみ鋼板補強による補強効果に関して未解明な部分も多い。現時点においては、図-13に示すような構造を想定しているが、せん断耐力の評価法やアンカーボルトの定着長など鋼板の既設柱断面との接合についても課題を残している。今後は、実験を実施して、これら課題に対しての解決を行う予定である。

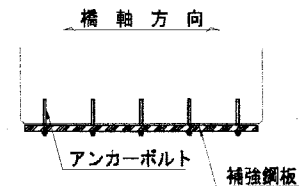


図-12 一面鋼板補強の構造イメージ

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：開削トンネル耐震設計指針(案)，平成11年12月
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：ダンパーブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針，2004.9