

想定地震を考慮した鉄道高架橋柱の省力化を図った耐震補強

岩田 秀治¹ ・ 関 雅樹²

¹正会員 博(工) 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山1545-33)

²フェロー 博(工) 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 (同 上)

1. はじめに

兵庫県南部地震後、鉄道構造物の甚大な被災を鑑み、新しい耐震設計基準（以下、耐震標準）¹⁾が制定され、構造物は、その耐震標準に示されている L1, L2 地震動の想定地震動に対し、耐震性能を満足することとなった。同時に鉄道高架橋柱などの脆性的なせん断破壊の防止を目的に、耐震補強として、主に鋼板巻き補強を実施してきた²⁾。

また、今後の発生が予想される東海地震に対して、内閣府中央防災会議は、想定される震度や、強震動波形を新たに計算して、その結果を公表している³⁾。その想定東海地震動は、震度 6 強以上の強い揺れが広範囲にわたるとされ、震源域近傍では、耐震標準で規定している L2 地震動を上回る場合もあることが想定されている。

著者らは、高架橋柱の耐震補強において、店舗等の高架下利用による制約条件が多い箇所での合理的な補強工法の開発を行ってきた⁴⁾。今回、更に想定東海地震を考慮し、経済的で施工性も良い合理的な補強工法を提案することを目指し、高架橋柱の破壊形態毎に実験的研究を行った。

以下、中央防災会議の想定東海地震動の特性などについて述べ、せん断破壊型の高架橋柱の補強工法および従来必ずしも補強が成されていなかった曲げ破壊型の高架橋柱の耐震補強の必要性和、その補強工法について報告する。

2. 研究の経緯、目的

兵庫県南部地震では、鉄道ラーメン高架橋の一部に大きな被害が集中した。損傷箇所は、主にせん断破壊型の柱であった。これらの被災を教訓とし、長期不通防止、耐震性能および復旧性能の向上を図るため、耐震補強を実施している。その中で、高架下が店舗等に利用されている箇所については、利用者との協議や施工上の制約条

件等があり、継続して施工中であるものの、2004 年新潟県中越地震以降、計画を前倒しにして早期に完了を目指し対策を推進しているところである。

既存の鉄道高架橋の柱部材の耐震補強は、せん断破壊モードから曲げ破壊モードへの移行（せん断破壊の抑制）および柱の変形性能を向上させるため、標準工法として柱全長を巻立てる鋼板巻き補強を採用しており、これは、耐震標準に規定されている L2 地震動であれば、被災後は補修を必要とするが、構造物全体系が崩壊せず、早期に機能が回復できるという損傷レベルに収まるというものである^{1)・2)}。

著者らは、昨年、旅客流動や店舗営業への配慮が必要となるなど制約条件が多い対策箇所を想定し、短期間での施工や支障物移転を少なくできる工法として、高架橋柱基部の土被りによる拘束効果に着目し、その箇所の補強の必要性に関して、模型試験体による載荷実験による検討を行い、より合理的な補強仕様として塑性ヒンジ長さ相当である柱基部 1D 区間（D：柱短辺）の補強を省略する工法を提案した⁴⁾。

これは、兵庫県南部地震などの損傷事例で高架橋柱の地中部の損傷が軽微であったことから、建設後数 10 年経過した高架橋においては、柱周囲の土被りの拘束効果が見込まれる可能性を、数々の諸元が異なる模型試験体による載荷実験等により立証したものであり、この補強仕様での耐震性能は、従来の柱全長を巻き立て補強するものに比べて、変形性能は下回るものの、柱地上部を適切に補強すれば、高架橋柱のせん断破壊を防止して破壊形態を曲げ破壊型に移行させるとともに、変形性能を向上させ、兵庫県南部地震で見られたせん断破壊による高架橋の倒壊といった致命的な被害は防止できると結論づけた。

一方、従来から大地震の切迫度が高いとされてきた東海地震について、内閣府中央防災会議は、新たな学術的知見等を踏まえて、強震動波形計算手法を基に、東海地震で想定される被害を公表し、東海地震対策大綱を発表

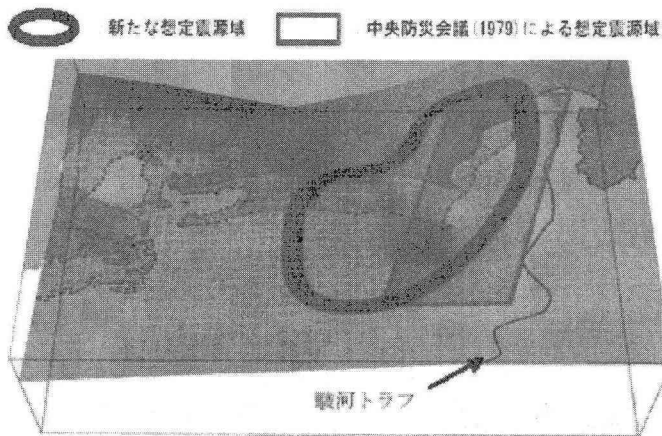


図-1 想定東海地震の震源域

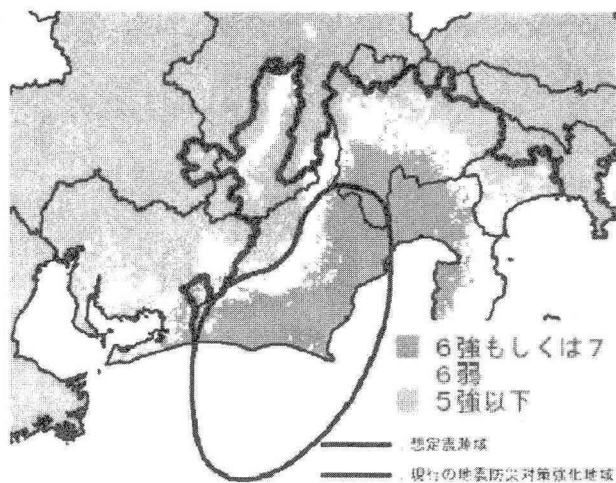


図-3 想定東海地震の想定震度分布

した^{5)・6)}。その中では、長年の調査結果を反映させた震源モデルを用いた最新技術の解析による地震動波形も示された。それらの内、想定震度6強以上の震源域近傍の範囲では、兵庫県南部地震後に制定された耐震標準の設計地震動を上回るような最大加速度および長い継続時間である強震動が含まれていた。

そこで、想定東海地震で、耐震標準で規定されているL2地震を上回る大きな地震動である範囲(以下、激震地区)では、柱基部土被り部分の1D区間の補強省略を行うことは適用しないこととし、せん断破壊型の高架橋柱においては、効果的で省力化を図った柱基部の補強工法の検討を行い、加えて、兵庫県南部地震や新潟県中越地震などの被災事例からも、従来必ずしも補強が必要とされていなかった曲げ破壊型の高架橋柱の耐震補強の必要性を検討し、曲げ破壊柱用の補強工法として、従来の鋼板巻き補強を改良した合理的な補強工法について検討を行った。

3. 想定東海地震

(1) 東海地震の検討経緯

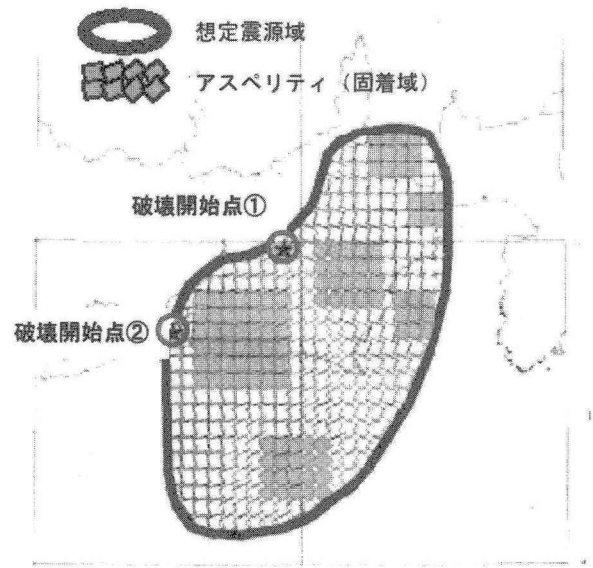


図-2 想定東海地震の破壊開始点と固着域

1976年秋に東海地震説が発表され、既に四半世紀以上が経過し、1978年の大規模地震対策特別措置法の制定をはじめ、多くの東海地震への備えが進められてきた。しかし、地震発生の前予測の誤解、警戒宣言時や対策強化地域の対策が注目され過ぎたこともあり、新たに見直す必要があった。

内閣府中央防災会議では、20数年間にわたる東海地域での観測データの蓄積や新しい科学的知見の進展に基づき、よりの確な東海地震対策を審議するため、2001年1月に「東海地震に関する専門調査会」が設置され、強化地域を従来の6県167市町村から8県263市町村とし、主に西方地区が拡大された³⁾。更に、2002年3月に「東海地震対策専門調査会」が設置され、死者8千～1万人など詳細な被害想定公表、その結果を反映した予防対策や災害発生時の対策を講じた^{5)・6)}。

(2) 新しい想定東海地震動

東海地震の対策強化充実のため、莫大な観測データと最新の知見により、発生メカニズムや地震の揺れおよび津波の揺れなどについて、「東海地震に関する専門調査会」で検討され、最終報告が2001年12月に公表された。

新しい東海地震の震源域は、図-1に示すように、微小地震の観測等から陸側プレートに潜り込む海側プレートの立体的形状やプレート同士が固着する部分が判明、加えて人工衛星測量(GPS)によりプレート運動が精密に把握でき、そのため、四角形からナス型に変更された。

また、過去に地震を分析し、距離に応じて地震動を減衰させる経験的手法の結果も踏まえ、図-2に示すように震源域内特に大きな地震動を発生させる部分(固着域:アスペリティ)を設定した新しい知見の震源モデル

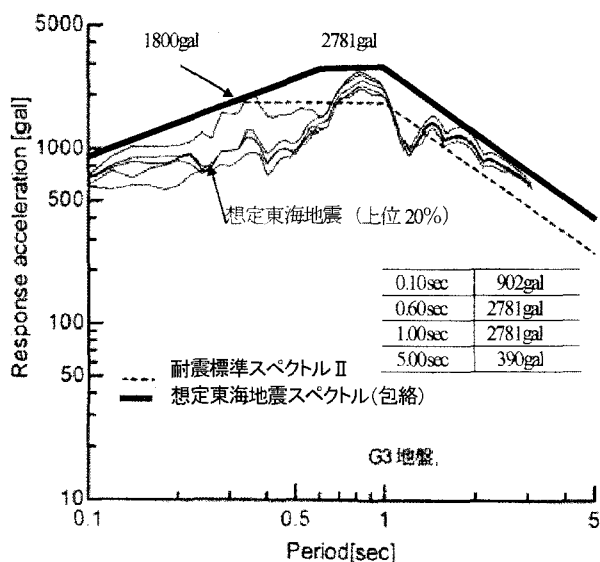


図-4 加速度応答スペクトル

により、地震発生および伝達を再現させる強震動波形計算手法で想定東海地震動が作成された。

想定東海地震動は、プレート破壊形式により、プレートの固着している場所が同じ距離だけずれる場合（変位量一定：Dモデル）とプレートが固着している力の大きさに合せてずれる場合（応力降下量一定：Sモデル）の2ケースで強震動波形が算定され、加えて、図-2に示すように破壊開始点①と②の2ケースを想定している。したがって、同じ地区で計4パターンの地震動があり、その地震動を基に図-3に示すよう想定震度分布が決められた。

(3) 想定東海地震動とL2地震動の比較

a) 加速度応答スペクトル比較

各地点1kmメッシュ毎に計算された想定東海地震動で、東海動新幹線沿線エリアに当たる366地点を抽出し、その沿線エリア中の想定東海地震動で最大加速度PGAが上位20%以上（約800Gal以上）に属する波形と、耐震標準のL2地震動スペクトルⅡの普通地盤（G3地盤：地盤固有周期0.25～0.50sec）の適合波の加速度応答スペクトルを図-4に示す。想定東海地震動は、0.35sec付近と0.6～1.0secにおいて、耐震標準規定の最大規模のL2地震動スペクトルⅡを上回る振動特性を持っている。

また、図-4で、想定東海地震動を包絡するスペクトルは、約2780Galとなり、L2地震動スペクトルⅡの約1.55倍となる。

なお、耐震標準の想定地震動L2地震動のスペクトルⅡの地震動は、兵庫県南部地震などを考慮した内陸型地震を想定したものであり、地震動波形では、想定東海地震動の方が、最大加速度も大きく、250Gal以上の繰返し主要動回数も多く、継続時間も約30秒と長い。

b) 所要降伏震度スペクトル比較

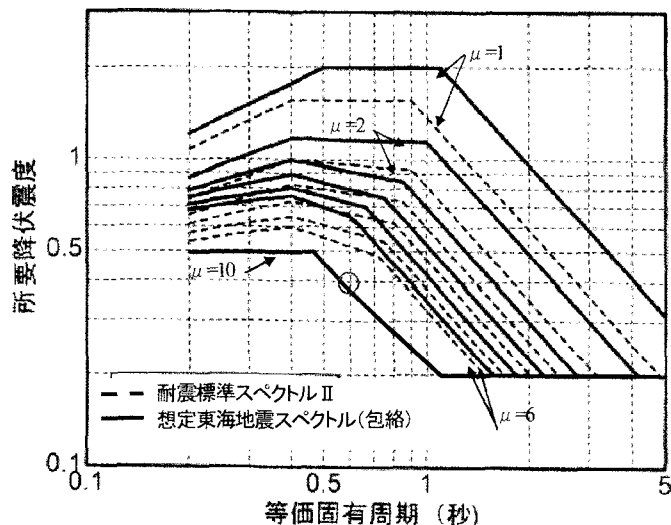


図-5 所要降伏震度スペクトル

図-5は、図-4と同様の想定東海地震動と耐震標準L2地震動スペクトルⅡの高架橋を想定した所要降伏震度スペクトル¹⁾（G3地盤：RC上部構造）を示す。

想定東海地震動での所要降伏震度スペクトルは、L2地震動スペクトルⅡより、各応答塑性率 μ すべてにわたり大きくなる。

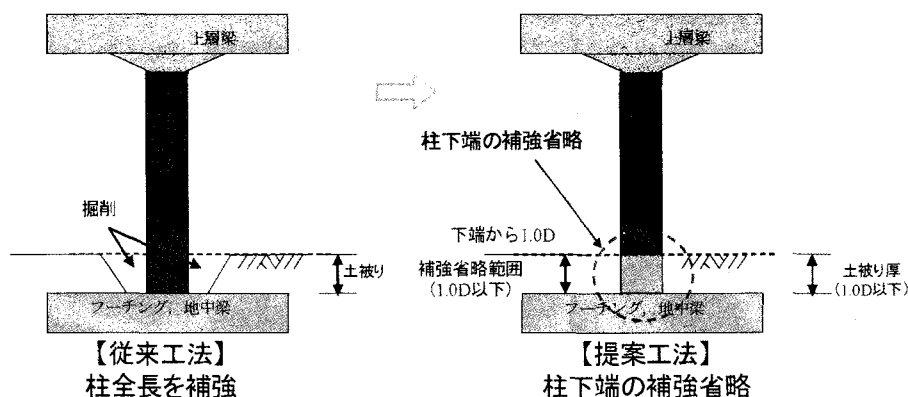
(4) 想定東海地震動における必要耐震性能

想定東海地震は、現行の耐震標準の設計想定地震動より上回る振動特性を持ち、所要降伏震度スペクトルにおいても上回る。

また、想定東海地震における必要耐震性能の評価としては、非線形応答スペクトル法¹⁾により構造物の応答を算定する場合は、図-5のような各地盤種別毎の所要降伏震度スペクトルを用いればよく、静的非線形解析（プッシュオーバー解析）から得られる等価固有周期および降伏震度を用いて、所要降伏震度スペクトルにより応答塑性率が算定可能である。

各高架橋の想定東海地震に対する詳細な評価は、高架橋毎において、各々の諸元に応じた時刻歴非線形動的解析法などで検討すべきであるが、今までの高架橋耐震補強の照査データから、鋼板巻き補強後の標準高架橋の地震時特性として、等価固有周期0.6sec、降伏震度0.4とすると（図-5の○印）、応答塑性率 μ が10を下回ることが必要となる。

したがって、想定東海地震動を考慮した高架橋柱の事前耐震補強の性能は、応答塑性率 μ が10程度に対し満足する変形性能を確保した補強仕様が不可欠であり、また、曲げ破壊型の高架橋柱においても、最大加速度も大きく、継続時間も長いことなどから、柱上下端部に生じる塑性ヒンジ区間の損傷が進行し、コンクリートの圧壊、主筋の座屈・破断が起これば、地震時慣性力に耐えられなくなり、倒壊する危険性がある。



図一6 地中部補強省略工法概略

4. せん断破壊型の高架橋柱基部の補強工法

(1) 規格鋼材を用いた柱基部の耐震補強の概要

既設鉄道高架橋柱の建設時の帯鉄筋量は中間部に比較して、端部は密に配筋されている。加えて、柱下端には土被りが存在し、この部分の拘束効果も期待できることから、せん断破壊さえ確実に抑制すれば、柱端部の補強を行わなくとも、L2地震動に対し損傷レベル2～3の耐震性能を満たす可能性はあると考え、柱基部1D区間(D:柱短辺)の補強を省略する工法(図一6)を昨年提案した⁴⁾。

しかし、想定東海地震を考慮すると、柱全長にわたる耐震補強は不可欠であり、その激震区間での適用は避けることとし、新たに今回、施工性の向上などのため、多くの工期を要す柱基部の補強について、簡略化を図った耐震工法(以下、地中部補助工法)について検討を行った。

(2) 高架橋柱基部の地中部補助工法

本補助工法は、柱基部にL形鋼とCT形鋼を鉄筋(ネジきりタイプ)でボルト結合する耐震補強工法で(図一7、図一8)、特徴は以下のとおりで、従来の耐震補強工法と比較し、施工性の向上、工期短縮、コストダウンを図れるものである。

- ① 狭隘条件で短時間の施工を可能
- ② 施工に必要な掘削範囲を少なくする
- ③ 重機不要で人力施工可能
- ④ 補強材は規格鋼材で、特別な加工も必要としない

(3) 耐震性能の検証

耐震性能の検証として、柱地上部の補強が「鋼板補強」と「ポリエステル繊維補強^{4) 7)}」2タイプに本工法

を併用した高架橋柱の模型試験体を用い、載荷試験を実施した。

a) 載荷実験

試験体は、標準的な高架橋柱を1/2縮小した断面30cm角モデルで、コンクリートの設計基準強度は24N/mm²、主筋はSD295-D16で12本、帯筋はφ4を基部から50cmの範囲に5cmピッチ、それ以外は10cmピッチとした。図一9に試験体の配筋を示す。柱高さは95cmのせん断スパン比3.25、

せん断破壊モード(曲げせん断耐力比:0.87)である。

図一7の鋼板補強タイプ、図一8のポリエステル繊維補強タイプの試験体を示す。

載荷は、基準変位の整数倍で、正負交番繰り返しで行った。載荷中の軸力は一定(死荷重+列車荷重分:294kN)とし、同一変位での繰り返し回数は3回とした。

b) 載荷実験結果

表一1に実験ケースおよび実験結果を示し、図一10～図一14に各試験体の履歴曲線を示す。各ケースの降伏変位の違いにより、じん性率の値はバラツクものの、終局変位は、図一15の荷重-変位曲線にも示すように、耐震性能は従来工法型と同等以上であることを確認した。

また、写真一1～写真一5に載荷実験の試験体の最終状況を示す。

無補強では脆性的なせん断破壊となるが、補強後は、「確実にせん断破壊を防止し、破壊形態をせん断破壊モードから曲げ破壊モードへと移行させ変形性能を発揮さす」という耐震性能を十分満足し、主筋の座屈を抑制し、ハミ出しを拘束していることを確認した。

(4) 施工性確認試験

施工性の確認として、壁などの支障物を想定した制約条件下を模擬し、写真一6、写真一7に示すような施工試験を実施した。従来工法では、柱基部を4面分の掘削が必要であったが、本工法では、柱部材のいずれかの前後の2面において、補強材が設置するのに必要な掘削で施工が行えることを確認し、少人数の人力で短時間に完了したことを確認した。

(5) 地中部補助工法の検討結果

地中部補助工法については、以下の知見が得られ、想定東海地震動を考慮した高架橋柱の耐震補強として、変形性能を確保できる補強仕様と考えるものである。

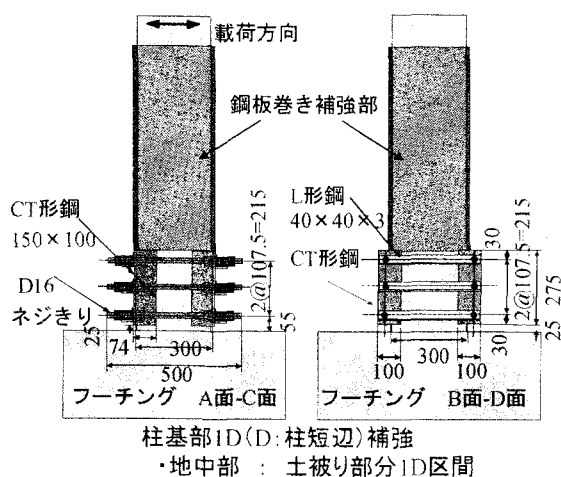


図-9 地中部補助工法 鋼板補強タイプ

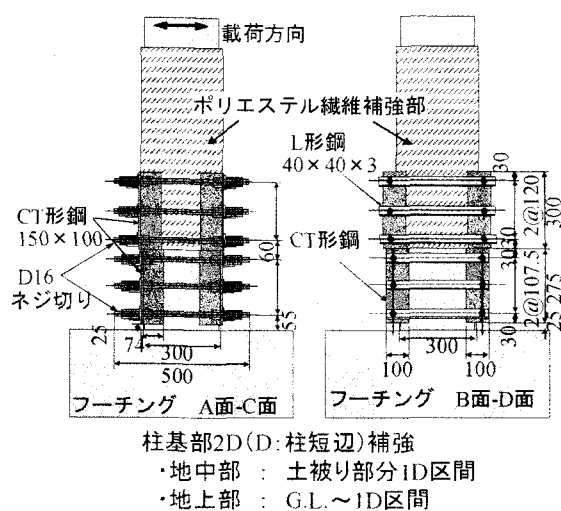


図-10 地中部補助工法
ポリエステル繊維補強タイプ

- ・ 地中部補助工法の補強効果は、従来の柱全長を巻立てる補強と同等である。
- ・ 施工試験結果は、制約条件下でも施工性を確保でき、掘削量の低減、省力化人力施工が可能であると確認した。
- ・ 規格鋼材を用いることで、従来工法の鋼板巻き補強等と比べ、コストダウンが図れると考える。

5. 曲げ破壊型の高架橋柱の補強工法

(1) 曲げ破壊型の高架橋柱の補強の必要性

従来、曲げ破壊型とされた高架橋柱部材は、変形性能（じん性）があるとされ、鋼板巻き補強などの耐震補強は、必ずしも行っていない。これは、2004年10月23日の新潟県中越地震での鉄道高架橋の被災事例にもあるように、せん断破壊型の柱部材は補強が必要で、無補強の高架橋柱は被害を生じたが、上越新幹線の村松高架橋や、北越急行の十日町高架橋など曲げ破壊型とされた高架橋

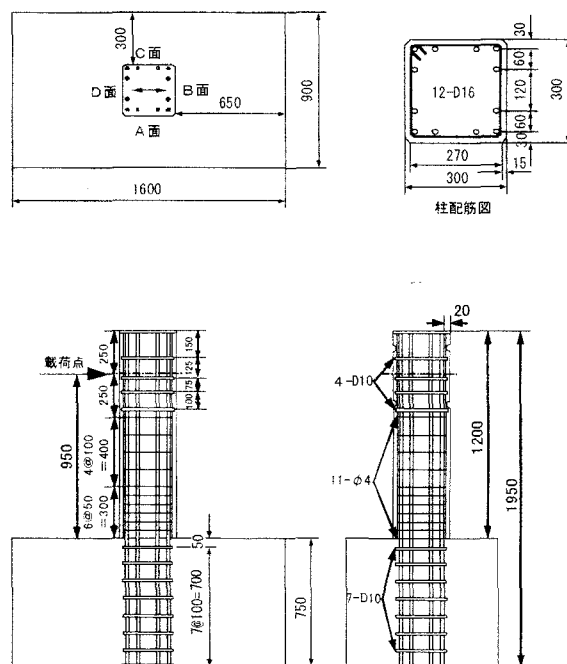


図-9 試験体配筋

表-1 補助工法試験体一覧

N O	地上部補強種類・範囲	地中部補助工法 補強範囲	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	じん性率
1	鋼板補強 25～700mm	補助工法なし (従来工法型)	+5.1 -5.1	+48.4 -49.6	9.6
2	ポリエステル繊維補強 0～700mm	補助工法なし (従来工法型)	+6.1 -7.1	+54.0 -48.7	7.8
3	鋼板補強 300～700mm	25～300mm	+7.2 -7.4	+53.9 -58.0	8.1
4	ポリエステル繊維補強 300～700mm	25～300mm	+8.0 -6.6	+50.1 -51.3	6.6
5	無補強	-	+6.3 -7.1	+16.6 -15.1	せん断 破壊

柱における被害は、柱上下部にクラックが生じるものの軽微な損傷に収まった⁸⁾。

これは想定された破壊形態であり、柱上下端に塑性ヒンジ部が形成され、地震時には変形するもののエネルギー吸収され、損傷レベル2という軽微な補修は必要とする部類に留まったものである。

これは、現行の耐震標準を満足し、言わば理想的な地震時の挙動である。しかし、それ以上の地震動に対する応答については、現行の耐震標準では規定されず、被害想定も把握できない状況である。

前述の地震動比較等に示すように、L2地震を上回る大きな想定東海地震に対しては、より変形性能を確保することが必要である。したがって、曲げ破壊型の高架橋柱においても、耐震補強の必要性があると判断し、加えて、合理的な補強方法について検討を行ったものである。

(2) 薄鋼板を用いた曲げ破壊型の高架橋柱の耐震補強

従来の鋼板巻き補強は、鋼板厚6mm以上とし、柱部

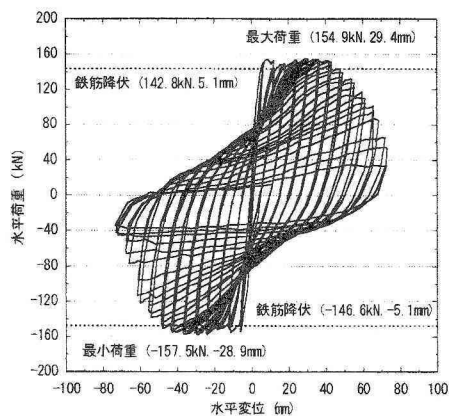


図-10 NO1 試験体履歴曲線
(鋼板巻き補強)

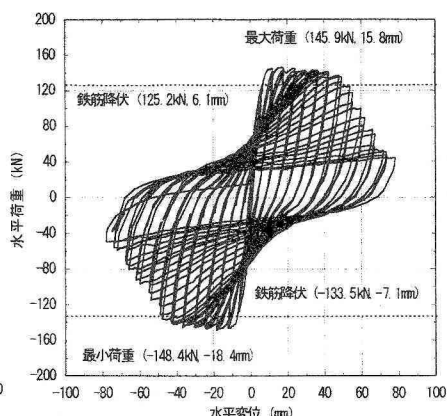


図-11 NO2 試験体履歴曲線
(ポリエステル繊維巻き補強)

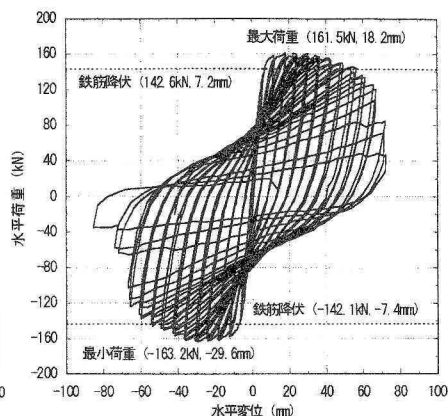


図-12 NO3 試験体履歴曲線
(鋼板+補助工法)

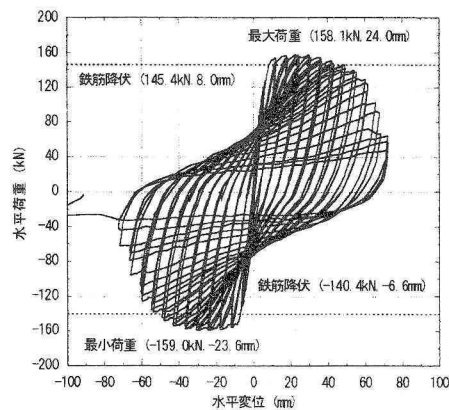


図-13 NO4 試験体履歴曲線
(ポリエステル繊維+補助工法)

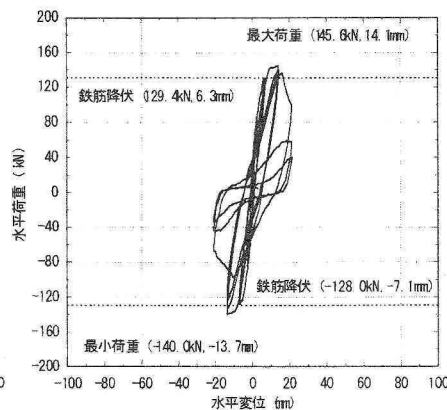


図-14 NO5 試験体履歴曲線
(無補強)

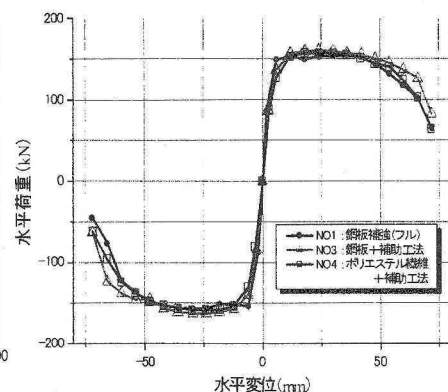


図-15 荷重-変位曲線

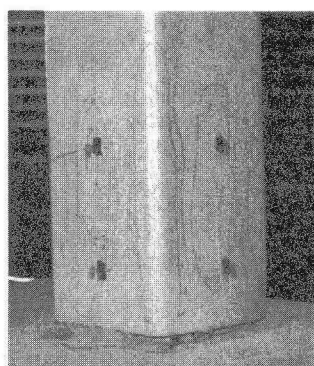


写真-1 NO1 試験体

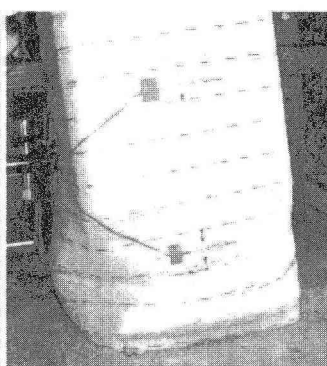


写真-2 NO2 試験体

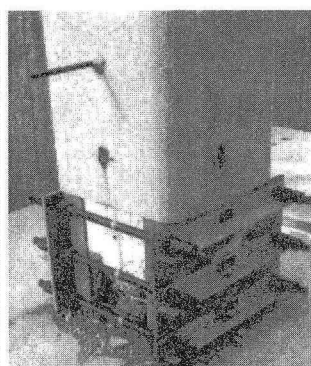


写真-3 NO3 試験体



写真-4 NO4 試験体

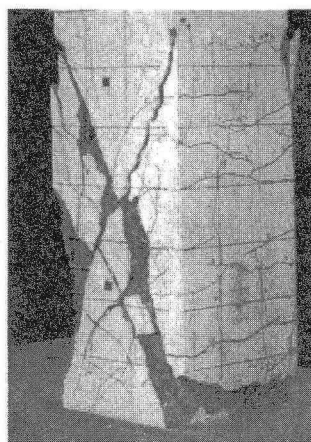


写真-5 NO5 試験体

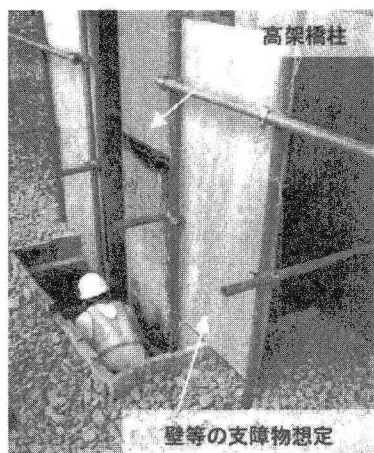


写真-6 試験施工状況

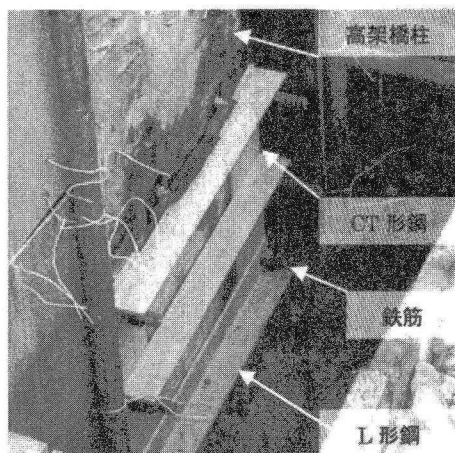


写真-7 柱基部の試験施工状況

表一2 曲げ破壊型試験体一覧

NO	補強種類、範囲	鋼板厚	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	じん 性率
6	鋼板補強 (従来型) 25~700mm	3.2mm	+8.5 -7.6	+88.1 -88.8	10.7
7	薄鋼板補強 25~700mm	1.2mm	+10.7 -10.9	+86.7 -84.1	7.9

材のせん断破壊を防止し、破壊形態をせん断破壊モードから曲げ破壊モードへと移行させ変形性能を発揮させるので、その板厚は、耐震性能ではなく、現場施工性から要因で、特に現場鉛直溶接の難易度・精度から決められている。

そこで、今回、想定東海地震を考慮した上で、必要な変形性能を確保し、かつ施工性の向上、工期短縮、コストダウンを図る目的で、薄鋼板の適用について検討を行った。

(3) 耐震性能の検証

耐震性能の検証として、曲げ破壊型の高架橋柱の1/2縮小模型試験体により、「従来型鋼板補強」と「薄鋼板補強」の2タイプの載荷試験を実施した。

a) 載荷実験

試験体は、標準的な高架橋柱を1/2縮小した断面30cm角モデルで、コンクリートの設計基準強度は24N/mm²、主筋はSD295-D16で12本、帯筋はφ4を基部から50cmの範囲に5cmピッチ、それ以外は10cmピッチとした。図一16に試験体の配筋を示す。柱高さは145cmのせん断スパン比5.37、曲げ破壊モードである。それに、従来厚の鋼板(SS400, 3.2mm)、薄鋼板(SS400, 1.2mm)を巻立て補強を行った。また、双方とも柱と鋼板の隙間には、無収縮モルタルを充填したが、従来工法では鋼板との隙間が15mmに対し、薄鋼板補強は柱剛性に变化がないように、高架橋梁一柱の構造系のバランスを考え、隙間を10mmとした。

載荷は、基準変位の整数倍で、正負交番繰り返して行った。載荷中の軸力は一定(死荷重+列車荷重分: 294kN)とし、同一変位での繰り返し回数は3回とした。

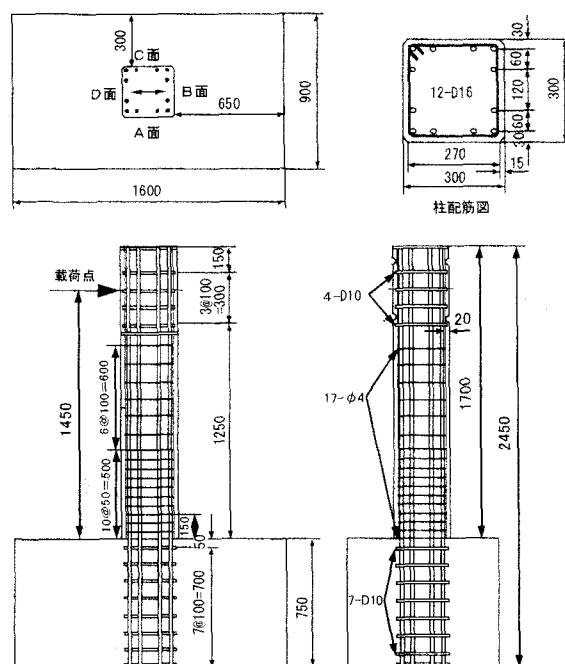
b) 載荷実験結果

表一2に実験ケースおよび実験結果を示し、図一17、図一18に各試験体の履歴曲線を示す。薄鋼板補強は柱剛性の増加を抑えていることもあり、降伏変位に差が生じるものの、終局変位は、ほぼ同等であった。柱基部のハラミ出しは、鋼板厚が影響し従来鋼板の方が薄鋼板比82%と若干少なくなった。

また、写真一8、写真一9に載荷実験の試験体の最終状況を示す。

(4) リベットによる鋼板結合

薄鋼板補強に適用にあたっては、現場溶接が困難な



図一16 試験体配筋

め、代替の鋼板結合方法が必要となる。今回、溶接と同等の鋼板結合を図るため、写真一10に示すリベットを用いることとした。このリベットは施工性に優れ、材料費も安価なものである。

また、無溶接化により、鋼板はメッキ処理したものを採用可能となった。そのため、塗装作業が省略でき、工期短縮が図られるものである。

(5) 薄鋼板巻き補強の検討結果

曲げ破壊型の高架橋柱の補強工法として、従来の鋼板巻き補強を改良し、薄鋼板を採用することについて、以下の知見が得られた。

- 薄鋼板巻き補強の耐震性能は、載荷実験結果から、従来の鋼板巻き補強と終局変位はほぼ同等である。
- 想定東海地震に対しては、曲げ破壊型の高架橋柱においても、より変形性能を確保することが必要である。その耐震補強としては、薄鋼板巻き補強も有効な手法と考える。
- 柱1/2縮小試験体では1.2mm厚の鋼板を適用したが、実大では、経済性、市場性等を考慮して、鋼板厚3.2mmの適用を考える。
- 薄鋼板の鋼板結合方法は、現場溶接では極めて困難をきたすため、代替工法としてリベット工法の検討を行った。
- 現場溶接を回避することで、メッキ鋼板やフル工場塗装が可能となり、鋼板の現場塗装も省略できる。
- 従来工法の鋼板巻き補強等と比べ、薄鋼板を用い、現場での無溶接化、無塗装化を図ることで、コストダウンが図れると考える。

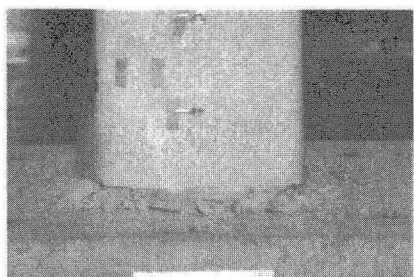


写真-8 NO6試験体終局状況

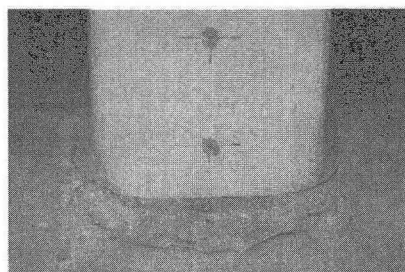


写真-9 NO7試験体終局状況

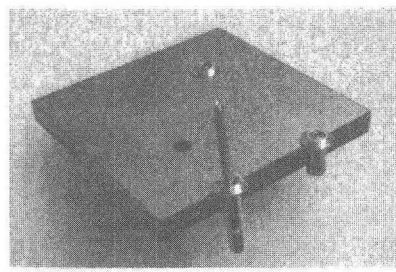


写真-10 鋼板結合リベット

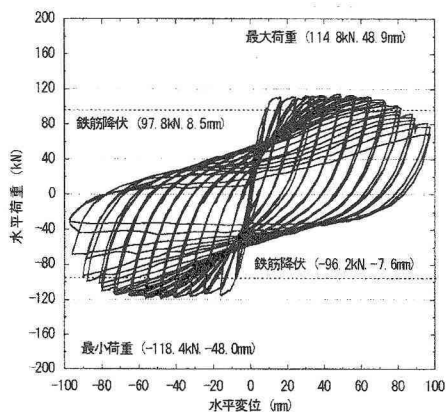


図-17 NO6試験体履歴曲線
(従来鋼板補強)

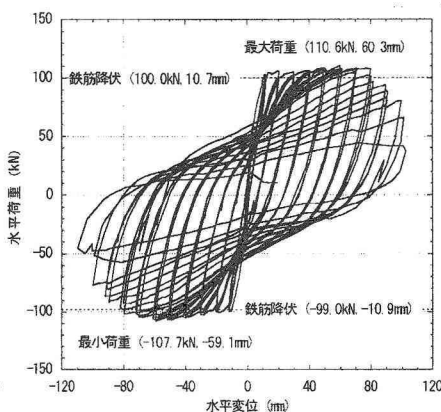


図-18 NO7試験体履歴曲線
(薄鋼板補強)

6. 結 論

想定東海地震を考慮した鉄道高架橋柱の耐震補強において、本稿では以下のように結論づける。

- ① 想定東海地震動は、耐震標準で規定されている L2 地震より最大加速度も大きく、繰返し主要動回数も多く、継続時間も長い。そのため、耐震補強では、応答塑性率を上回る変形性能が要求される。
- ② 想定東海地震の激震地区では、柱基部土被り部分の ID 区間の補強省略を行うことは適用しないこととし、せん断破壊型の高架橋柱においては、柱全長を巻立てる補強、もしくは柱基部の補助工法などを用い、変形性能を十分確保する。
- ③ 過去の被災事例からも、従来必ずしも補強が必要とされていなかった曲げ破壊型の高架橋柱に対しても、想定東海地震を考慮する場合、耐震補強の必要性があると判断する。
- ④ せん断破壊型の柱部材の補強工法として、従来から行われていた工法を一部改良し、施工性を向上させ、コストダウンを図る柱地中部の補強工法について、載荷実験により耐震性能を検証し、施工試験等で有効なことを確認した。
- ⑤ 曲げ破壊型の柱部材においては、合理的な補強の 1 つとして、従来から行われてきた鋼板巻き補強を改良し、薄鋼板を用いた補強を提案した。その性能も載荷実験により検証し、従来の鋼板巻き補

強と同等であることが判明した。加えて、無溶接化およびメッキ薄鋼板を採用することで、施工性を向上させ、コストダウンも図れると考える。

今後は、高架橋柱補強の早期完了に向け、更なる合理的な改良を行うとともに、適用範囲の拡大などを図るものである。

謝辞：本稿をまとめるにあたり、載荷実験では清水建設(株) 滝本氏に、ポリエステル繊維巻き補強では構造品質保証研究所(株) 五十嵐氏に、想定東海地震動関連では(財)鉄道総合技術研究所 室野氏をはじめとする多くの方々に御協力を賜ったこと、深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 (財)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10.
- 2) (財)鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編，1999.7.
- 3) 内閣府中央防災会議「東海地震に関する専門調査会」報告，2001.12.11.
- 4) 岩田秀治，関雅樹，長縄卓夫：塑性領域を考慮したラーメン高架橋の柱基部の耐震補強法に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.51A，pp.817-826，2005.3.
- 5) 内閣府中央防災会議「東海地震対策専門調査会」報告，2003.5.28.
- 6) 内閣府中央防災会議「東海地震対策大綱」，2003.5.29.
- 7) SRF 補強技術，構造品質保証研究所(株)発行，2003.1.
- 8) 土木学会 平成 16 年新潟県中越地震第二次調査団 (家田仁 団長)・「調査結果と緊急提言」Ⅰ 報告・提言編，2004.12.10.・「調査結果と緊急提言」Ⅱ 記録・資料編，2004.12.24.
- 9) 岩田秀治，関雅樹，長縄卓夫：規格鋼材を用いた高架橋柱基部の耐震補強，土木学会第 60 回年次講演会，Ⅰ-087，2005.9.