

低降伏応力度鋼板接着による鋼製橋脚の 耐震補強法に関する基礎的研究

A FUNDAMENTAL STUDY ON SEISMIC STRENGTHENING METHOD FOR STEEL
BRIDGE PIER BY MEANS OF GLUEING LOW YIELD STRESS STEEL PLATE

中島章典*・小野寺理**・大塚久哲***・鈴木基行****・佐藤貴志†

Akinori Nakajima, Osamu Onodera, Hisanori Otsuka, Motoyuki Suzuki and Takashi Sato

*正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321 宇都宮市石井町 2753)

**学生会員 宇都宮大学大学院 工学研究科建設学専攻 (〒321 宇都宮市石井町 2753)

***フェロー 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科 (前 建設省土木研究所耐震研究室室長) (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

****正会員 工博 東北大学大学院助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

†正会員 建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室 (〒305 つくば市大学旭 1)

A seismic strengthening method for the steel bridge pier, in which a low yield stress steel plate is adhesively attached to the outside of a pier section in the vicinity of the top of the infilled concrete, is proposed in this study. One of the features of the method is that the attached steel plate absorbs a part of the earthquake-energy. The other is that the increase of the strength of the section attached by the steel plate leads to distribute the concentration of yielding of the steel section at just above the top of the infilled concrete. The efficiency of the method is confirmed by employing an elasto-plastic dynamic response analysis numerically. Moreover, strength of connections in adhesively bonded steel plates is investigated by the incomplete interaction theory.

Key Words : steel bridge pier, seismic strengthening, low yield stress steel, glueing, energy absorption, earthquake response analysis,

1. はじめに

都市内高速道路高架橋などに利用される鋼製橋脚では、車両衝突時の損傷防止のために、橋脚基部付近にコンクリートが中詰めされているが、橋脚の設計上はこの中詰めコンクリートの強度を考慮していない。しかし、中詰めコンクリートは鋼製橋脚を構成する鋼板の内側への局部座屈を抑えるため、中詰めコンクリートの埋め込み高さが十分でない場合には、中詰めコンクリート上端位置付近の橋脚鋼断面が弱点部になる可能性がある¹⁾。

先の1995年兵庫県南部地震に際しては、上述のような理由から生じたと考えられる橋脚鋼板パネルの局部座屈が実際に観察された²⁾。将来の大地震の発生が懸念されている現状を考慮すると、このような既設鋼製橋脚の局部座屈などに起因する大きな損傷を防止する方策を取る必要がある。

このような立場から、鋼製橋脚内に中詰めコンクリートをさらに打ち足す耐震補強法も考えられるが、この場合、大地震時に橋脚から基礎に伝達される地震力が基礎の設計荷重を越える場合も予想される。したがって、橋脚基礎の十分な強度が期待できない場合には、中詰めコンクリートを打ち足す方法を取ることはできない。

そこで本研究では、既設鋼製橋脚のうち、中詰めコンクリート上端位置付近が弱点部となる場合に対して、そ

の付近の外側に橋脚鋼板パネルよりも降伏応力度の低い鋼板を接着して、この接着鋼板の塑性変形により地震によるエネルギーを吸収させる耐震補強法を新たに考えた。この耐震補強法の有効性を確認するために、接着鋼板の特性が中詰めコンクリートを有する鋼製橋脚の大地震時挙動に及ぼす影響を、弾塑性地震応答解析法を用いて検討した。

補強鋼板を橋脚鋼板パネルに溶接により添接した場合には、応力集中の問題が生じると予想されるので、ここでは、接着剤による接着を前提とした。そこで、接着剤を用いて橋脚鋼板パネルに補強鋼板を接着した場合の両者の一体性についても、接着剤のせん断剛性を考慮した不完全合成理論に基づいて若干の検討を行った。

2. 解析モデル

本研究では、鋼製橋脚を図-1に示すような橋脚頂部に上部構造の質量を有し、またその死荷重反力に相当する圧縮軸力を受ける片持ち柱にモデル化し、これを解析モデルとして用いた。橋脚高さは20m、橋脚鋼断面は無補剛等断面とし、その鋼断面の降伏軸力の10%に相当する圧縮軸力を片持ち柱の頂部に載荷した。橋脚鋼断面は、震度法と許容応力度法に基づいてその断面寸法を決

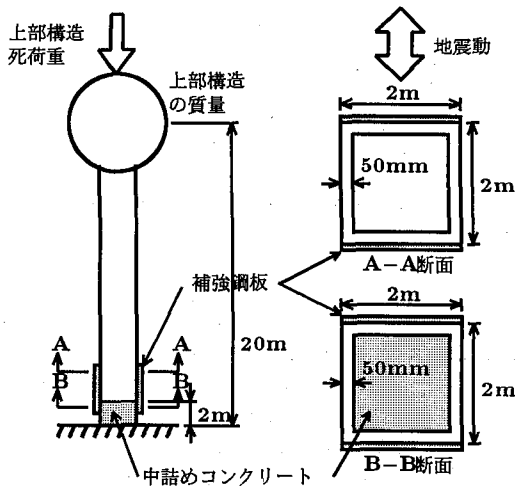


図-1 解析モデル

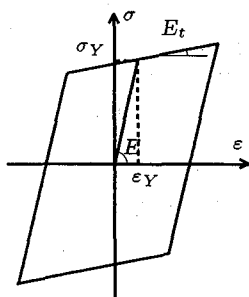


図-2-a 鋼材

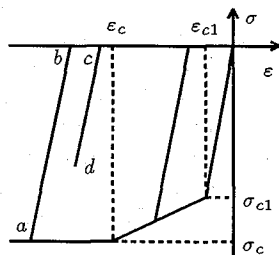


図-2-b コンクリート材料

図-2 繰返し弾塑性応力-ひずみ関係

定している^{3),4)}。橋脚基部には、中詰めコンクリート上端位置のすぐ上の橋脚鋼断面が最弱点部となるように、橋脚高さの10%に当たる2mまでコンクリートを中詰めした。ただし、中詰めコンクリートと橋脚鋼断面の間には平面保持の仮定が成り立ち、両者は完全に一体となって挙動するものと考えた。

補強鋼板は、図-1に示すように、中詰めコンクリート上端位置付近の地震波入力方向に直交し、相対する橋脚鋼断面フランジの全幅に1枚ずつ合計2枚接着するものとした。橋脚鋼断面と補強鋼板も完全に一体となって挙動するものと仮定した。

3. 解析方法

本研究では、特に、鋼製橋脚の大地震時挙動に及ぼす低降伏応力度鋼板の塑性変形によるエネルギー吸収の影響を検討する立場から、鋼材とコンクリート材料の材料非線形性に加えて、幾何学的非線形性を考慮した、はり柱要素の有限要素法とニューマークのβ法、および修正ニュートンラフソン法を併用した弾塑性地震応答解析法を採用した。本解析法では、鋼板の局部座屈挙動を追跡することはできないが、橋脚鋼断面および補強鋼板のひずみの大きさを調べることによって、その耐震補強効果

は検討できるものと考えられる。

解析に際して、橋脚鋼断面および補強鋼板の繰返し応力-ひずみ関係は図-2-aに示すバイリニヤ型とし、降伏後の弾性係数 $E_t = 0.01E$ ($E = 206GPa$) とした。低降伏応力度鋼材の応力-ひずみ関係は、通常の鋼材の応力-ひずみ関係と異なることも予想されるが、基礎的な検討を行う立場から、低降伏応力度鋼材の応力-ひずみ関係も前述のように仮定した。橋脚鋼断面の降伏応力度 $\sigma_Y = 236MPa$ とし、補強鋼板の降伏応力度は種々変化させた。コンクリート材料については、図-2-bに示すような圧縮側をトリリニヤ型で、引張りには抵抗しない簡略化した繰返し応力-ひずみ関係を仮定し、その圧縮強度 $\sigma_c = 19.6MPa$ とした。また、図-2-bに示すその他の記号の値には、 $\sigma_{c1} = 14.7MPa$, $\epsilon_{c1} = 1000\mu$, $\epsilon_c = 2000\mu$ を設定した。なお、圧縮側の塑性域において除荷および再載荷が生じた場合には、例えば、図-2-b中の $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d$ のように、初期の弾性勾配と同じ勾配で除荷および再載荷するものとした。

有限要素解析においては、橋脚の長手方向の要素分割数は20分割とした。一方、橋脚断面については、橋脚鋼断面部は、2枚のフランジをそれぞれ1小断面と考え、ウェブを10の小断面に分割し、コンクリート断面部は10の小断面に分割した。また、1枚の補強鋼板をそれぞれ1小断面と考えた。したがって、図-1のB-B断面では全部で24の小断面に分割して塑性域の広がりなどを考慮している。ただし、長手方向の変断面構成は、分割要素によって断面諸量が不連続に変化するものとして取り扱っている。

以上の解析法の詳細は文献5)を参照されたい。

入力地震波としては、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾に示される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査用加速度応答スペクトルに対応するレベル2地震波を用いた。地盤種別の異なる地震波に対する解析結果はほぼ同様の傾向を示したので、以下では、I種地盤用のレベル2地震波に対する結果を示す。ただし、地震入力位置は橋脚基部としている。

4. 地震応答解析の結果および考察

(1) 中詰めコンクリート上端位置高さの応力-ひずみの履歴曲線

前述の解析モデルに対して地震応答解析を行い、まず、補強鋼板の有無あるいは中詰めコンクリートの有無が、中詰めコンクリート上端位置の高さにおける橋脚鋼断面フランジあるいは補強鋼板の応力-ひずみの履歴曲線に及ぼす影響を調べた。

図-3-aおよび図-3-bは、橋脚鋼断面のみの場合と補強鋼板はないが、中詰めコンクリートはある場合の中詰めコンクリート上端位置高さにおける橋脚鋼断面フランジの応力-ひずみの履歴曲線を示す。中詰めコンクリ

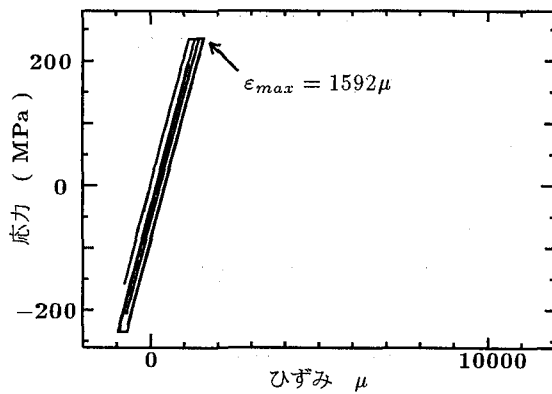


図-3-a 橋脚鋼断面フランジ（橋脚鋼断面のみ）

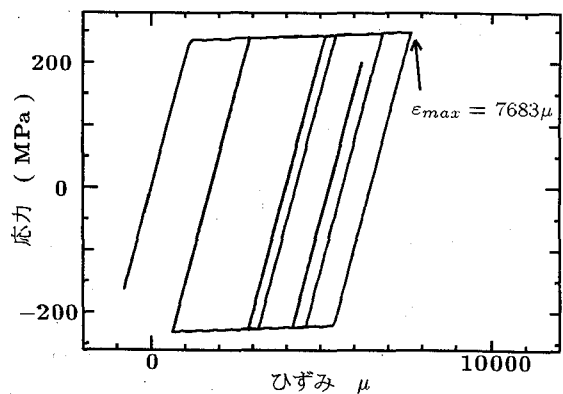


図-3-b 橋脚鋼断面フランジ（補強鋼板はないが、中詰めコンクリートはある場合）

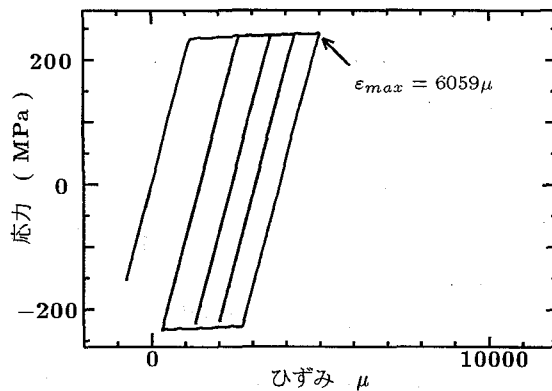


図-3-c 橋脚鋼断面フランジ（中詰めコンクリートおよび補強鋼板がある場合）

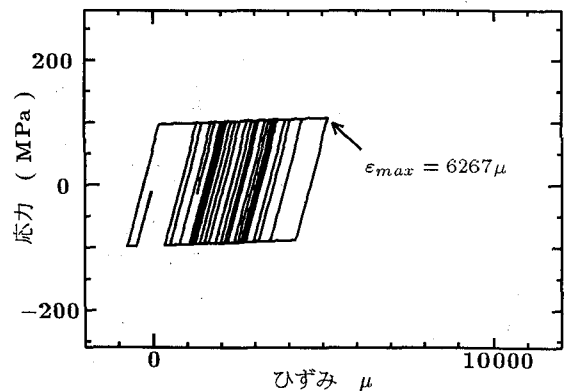


図-3-d 補強鋼板（中詰めコンクリートおよび補強鋼板がある場合）

図-3 中詰めコンクリート上端位置高さにおける鋼材の応力-ひずみの履歴曲線

トがある場合には、そのすぐ上の橋脚鋼断面位置が弱点部となるように断面を決めていることから、図-3-b)に示すように、やはりその位置の鋼断面フランジは大きな繰り返しの塑性ひずみ履歴を受けていることがわかる。しかし、橋脚鋼断面のみの場合には、塑性化は橋脚基部の断面に集中することから、図-3-a)に示すように、中詰めコンクリート上端位置高さの鋼断面フランジはわずかに塑性化している程度である。

一方、中詰めコンクリートがあり、さらに、接着長さを2m（中詰めコンクリート上端位置の上下1mの間に接着）、板厚を8mm、降伏応力度を98MPaとした補強鋼板を接着した場合における中詰めコンクリート上端位置高さの鋼断面フランジおよび補強鋼板の応力-ひずみの履歴曲線を図-3-c)および図-3-d)に示す。補強鋼板を接着した場合には、図-3-d)からわかるように、補強鋼板自身が大きく塑性化してエネルギーを吸収するために、図-3-c)に示す鋼断面フランジの最大塑性ひずみは、補強鋼板がない場合の最大塑性ひずみよりも20%程度低減している。ただし、橋脚鋼断面フランジと補強鋼板は完全に一体になっていると考えていることから、両者の最大ひずみは同程度になっている。

(2) 補強鋼板の板厚および降伏応力度の影響

上述のように、低降伏応力度の補強鋼板を接着することによる耐震補強効果が、中詰めコンクリート上端位置の高さの最大ひずみに着目することによって認められた。その結果を踏まえ、補強鋼板の板厚や降伏応力度の大きさが橋脚各部の最大ひずみに及ぼす影響を調べることによって、補強鋼板による耐震補強効果を検討する。ここでは、上述の考察の場合と同様、補強鋼板の接着長さを2mに固定し、補強鋼板の板厚と降伏応力度をパラメータとして、弾塑性地震応答解析を実施した。

図-4-a)は、中詰めコンクリート上端位置の高さにおける橋脚鋼断面フランジの最大ひずみと補強鋼板の板厚および降伏応力度との関係を示している。縦軸は鋼断面フランジの最大ひずみを、横軸は補強鋼板の板厚を示しており、図中の各マークは補強鋼板の降伏応力度に対応している。また、図中に示す一点鎖線は、中詰めコンクリートはあるが、補強鋼板はない場合における同位置の鋼断面フランジの最大ひずみを表している。この図より、いずれの場合も、補強鋼板を接着することによって、中詰めコンクリート上端位置高さの鋼断面フランジの最大ひずみは、補強鋼板がない場合よりは低下しており、補強鋼板の効果が認められる。また、ここで用いたパラメータの範囲では、補強鋼板が厚くなるほど、降

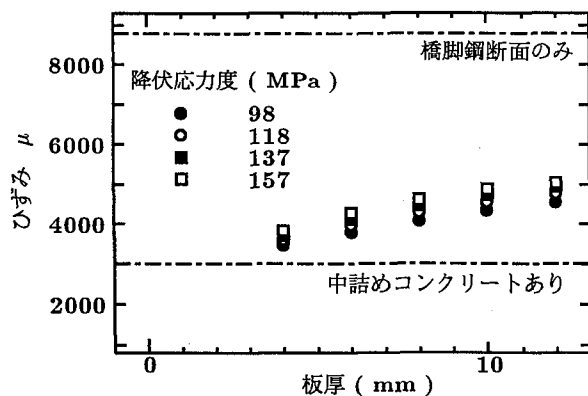
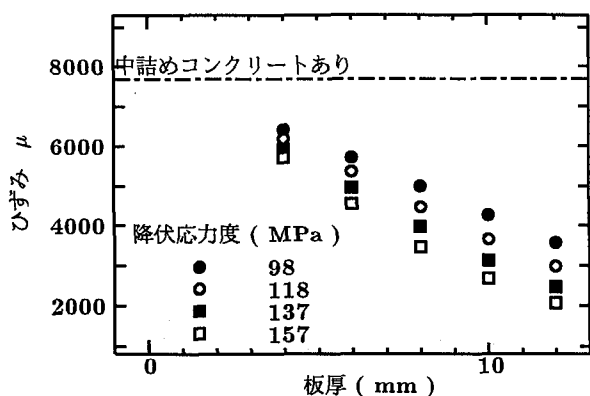


図-4-a 中詰めコンクリート上端位置橋脚鋼断面フランジの最大ひずみ

図-4-b 橋脚基部鋼断面フランジの最大ひずみ

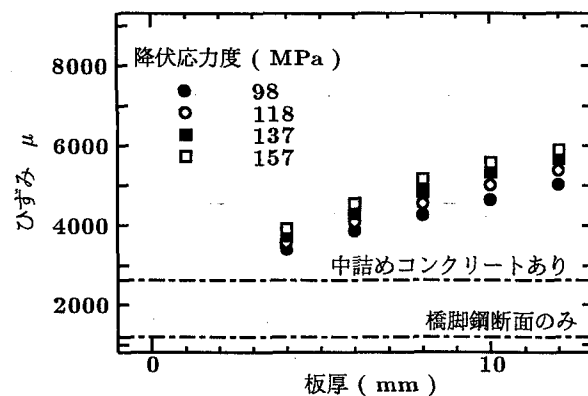
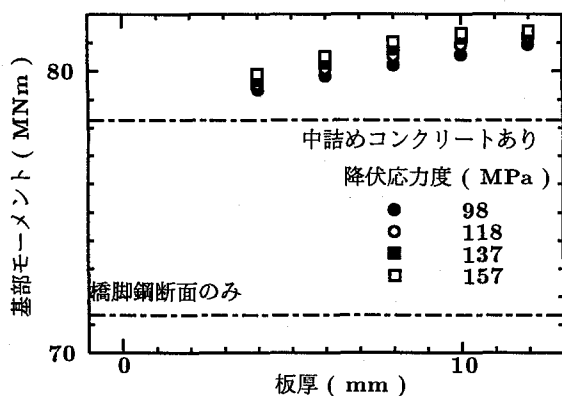


図-4-c 橋脚基部の最大曲げモーメント

図-4-d 補強鋼板接着位置直上鋼断面フランジの最大ひずみ

図-4 補強鋼板の板厚および降伏応力度の影響

伏応力度が高くなるほど、中詰めコンクリート上端位置高さの鋼断面フランジの最大ひずみは減少する傾向があり、結果的に補強効果は大きくなることがわかる。これは補強鋼板が厚くなるほど、降伏応力度が高くなるほど、補強鋼板接着部分の断面の強度が増加するので、相対的に強度が低下する橋脚基部断面の塑性化が大きくなるためである。そこで、図-4-bには、橋脚基部鋼断面フランジの最大ひずみと、補強鋼板の板厚および降伏応力度との関係を示している。図中には、橋脚鋼断面のみの場合と中詰めコンクリートはあるが、補強鋼板はない場合に対応する最大ひずみを一点鎖線で示している。この図から、補強鋼板が厚くなるほど、降伏応力度が高くなるほど、橋脚基部鋼断面フランジの最大ひずみは緩やかに大きくなり、図-4-aの結果と説明が一致する。ただし、補強鋼板を接着した場合には、補強鋼板および中詰めコンクリートがない橋脚鋼断面のみの場合よりも、橋脚基部の鋼断面フランジの最大ひずみは減少している。

補強鋼板を接着することによっても、やはり橋脚全体の剛度および強度は増加すると考えられるので、基礎に伝達される地震力は大きくなると予想される。その程度を調べるために、ここでは、橋脚基部に生じる最大曲

げモーメントと補強鋼板の板厚および降伏応力度との関係を図-4-cに示す。縦軸は橋脚基部に生じる最大曲げモーメント、横軸は補強鋼板の板厚で、各マークは補強鋼板の降伏応力度に対応している。この図から、補強鋼板が厚くなるほど、降伏応力度が高くなるほど、橋脚基部に生じる最大曲げモーメントは大きくなることがわかる。しかし、橋脚が鋼断面のみで構成されている場合に比較して、それにコンクリートを中詰めした場合の最大曲げモーメントの増加は約10%であるのに対して、さらに、補強鋼板を接着した場合の最大曲げモーメントの増加は数%以内であり、補強鋼板を接着することによって橋脚基部に作用する地震力はあまり大きくなりえないといえる。

一方、補強鋼板の接着長さが十分でない場合には、補強鋼板接着位置のすぐ上の鋼断面が弱点部となり、その位置が塑性化する恐れがある。そこで、図-4-dには、補強鋼板接着位置のすぐ上の鋼断面フランジの最大ひずみと補強鋼板の板厚および降伏応力度との関係を示している。この図から、補強鋼板が厚くなるほど、降伏応力度が高くなるほど、この位置の橋脚鋼断面フランジの最大ひずみは、補強鋼板がない場合の最大ひずみよりかなり大きくなることがわかる。これも、中詰めコン

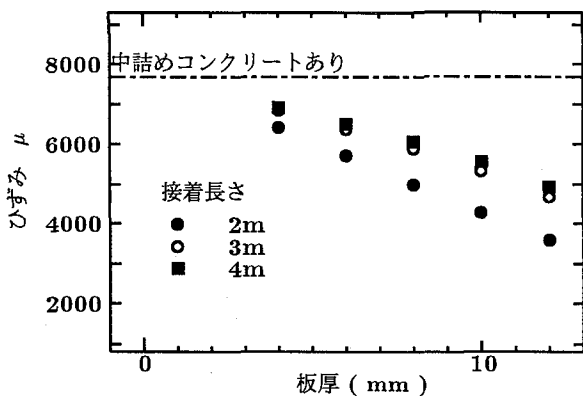


図-5-a 中詰めコンクリート上端位置の鋼断面フランジ最大ひずみ

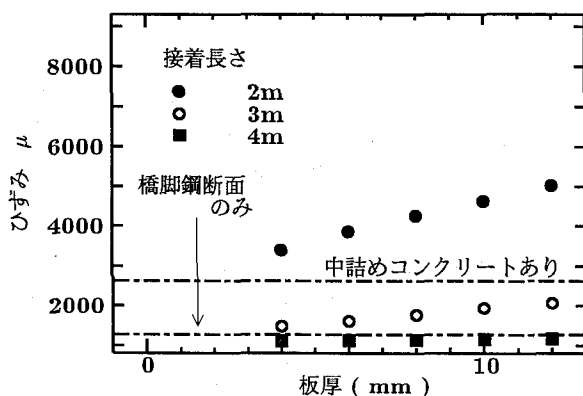


図-5-b 補強鋼板接着位置直上の鋼断面フランジ最大ひずみ

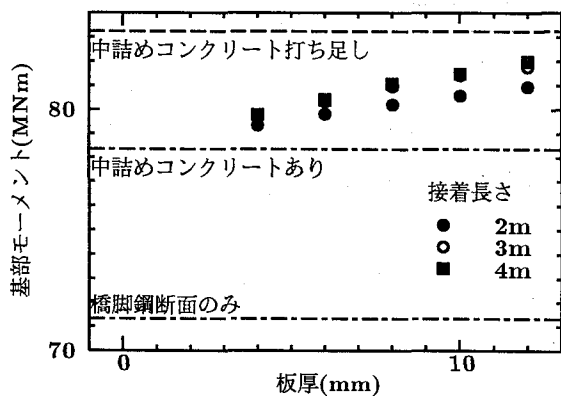


図-5-c 橋脚基部の最大モーメント

図-5 補強鋼板の板厚および接着長さの影響

リート上端位置の橋脚鋼断面フランジの最大ひずみを低下させる理由であると考えられるが、この位置の鋼断面が大きく塑性化することは好ましくないため、補強鋼板の接着長さをさらに長くすることが必要である。

(3) 補強鋼板の接着長さの影響

上述のように、補強鋼板を中詰めコンクリート上端位置の上下 1m、全長 2m の範囲にわたって接着した場合には、補強鋼板接着位置のすぐ上の鋼断面が大きく塑性

化した。そこで本節では、補強鋼板の接着長さを上方に長くした場合について検討した。ただし、補強鋼板の降伏応力度は 98MPa に固定した。

図-5-aは、中詰めコンクリート上端位置高さにおける橋脚鋼断面フランジの最大ひずみと、補強鋼板の接着長さおよび板厚との関係を示している。縦軸は橋脚鋼断面フランジの最大ひずみを、横軸は補強鋼板の板厚を示し、各マークは補強鋼板の接着長さを表している。この図から、補強鋼板の板厚によらずその接着長さを 2m から 3m にすると、橋脚鋼断面フランジに生じる最大ひずみは大きく増加するが、接着長さを 3m から 4m にした場合には、橋脚鋼断面フランジの最大ひずみはそれほど変化しないことがわかる。ただし、接着長さを 4m にした場合においても、補強鋼板はないが中詰めコンクリートを有する場合の中詰めコンクリート上端位置高さの橋脚鋼断面フランジに生じる最大ひずみ（図中の一点鎖線）よりは小さいことがわかる。

次に、補強鋼板接着位置のすぐ上の橋脚鋼断面フランジに生じる最大ひずみと補強鋼板の板厚および接着長さとの関係を図-5-bに示す。補強鋼板の接着長さを 2m とした場合の同位置の最大ひずみは、一点鎖線で示す補強鋼板を接着せずに中詰めコンクリートを有する場合の値よりも大きくなっている。これに対して、補強鋼板の接着長さを 3m とした場合の同位置の最大ひずみは、降伏ひずみ (1143 μ) を越えるものの、補強鋼板はないが中詰めコンクリートを有する場合の最大ひずみよりは小さい。

一方、図-5-cは補強鋼板の板厚および接着長さが橋脚基部の最大曲げモーメントに及ぼす影響を示したものである。補強鋼板の接着長さを増加させると、結果的に橋脚の剛性と強度は増加するために、橋脚基部に生じる最大曲げモーメントは大きくなる。この図からも、補強鋼板の接着長さを長くすると橋脚基部に生じる最大曲げモーメントは増加するが、その増加の程度はあまり大きくないことがわかる。同図には、中詰めコンクリートを基部から 20% の高さ（補強鋼板の接着長さを 3m とした場合と同じ高さ）まで打ち足した場合の橋脚基部の曲げモーメントの最大値も破線で示している。この図から、接着長さ 3m の補強鋼板を接着する場合の橋脚基部の曲げモーメントの増加は、同じ高さまで中詰めコンクリートを打ち足す場合よりは小さいことが確認できる。

ここで、解析モデルの一例に対して、高さ方向の軸力も考慮した全塑性曲げモーメントと作用曲げモーメントの関係を図-6に示している。図-6-aは中詰めコンクリートはあるが補強鋼板はない場合の関係であり、図中の①および②は、橋脚鋼断面のみおよびそれに中詰めコンクリートも考慮した場合の全塑性曲げモーメントである。また、破線で示す作用曲げモーメントは橋脚基部で②の全塑性曲げモーメントに一致するような三角形分布を仮定している。この図から、中詰めコンクリート上

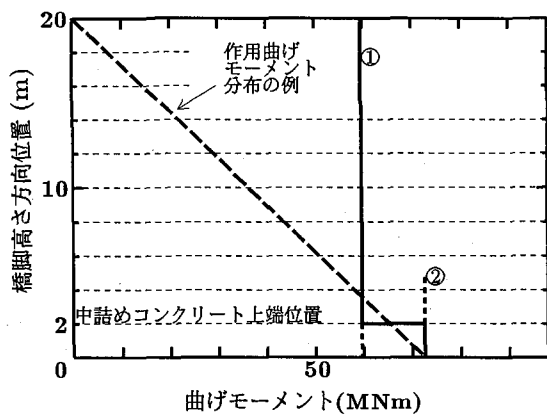


図-6-a 補強鋼板はないが中詰めコンクリートありの場合

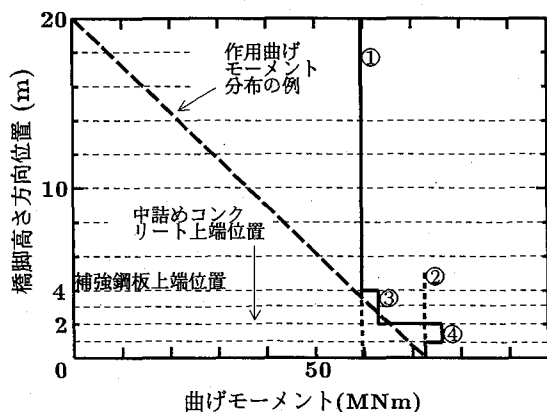


図-6-b 補強鋼板および中詰めコンクリートありの場合

図-6 全塑性曲げモーメントと作用曲げモーメントの関係

端位置では、作用曲げモーメントが鋼断面の全塑性曲げモーメントを越えており、この部分が弱点部になることがわかる。

一方、さらに接着長さ3m、板厚8mm、降伏応力度98MPaの補強鋼板を接着した場合の同様の関係を図-6-bに示している。図中の③および④は、橋脚鋼断面に補強鋼板を接着した場合およびさらに中詰めコンクリートも考慮した全塑性曲げモーメントである。この図から、補強鋼板接着位置の上端では、断面の全塑性曲げモーメントは作用曲げモーメントよりも大きく、補強鋼板の接着長さを3mとした場合には、この位置に塑性化は集中しないことがわかる。また、中詰めコンクリート上端位置では、作用曲げモーメントが断面の全塑性曲げモーメント③を越えており、この例では、この位置の橋脚鋼断面の最大ひずみはあまり減少しないことが予想される。

以上のことから、この耐震補強を効果的に行うためには、補強鋼板接着位置のすぐ上の鋼断面への塑性化の集中を起ささないように補強鋼板の接着長さを取り、また、中詰めコンクリート上端位置と橋脚基部の断面の全塑性曲げモーメントと作用曲げモーメントの関係に着目

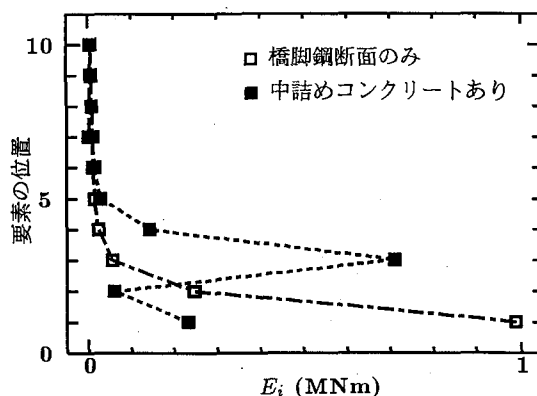


図-7-a 橋脚鋼断面のみおよび補強鋼板はないが中詰めコンクリートありの場合

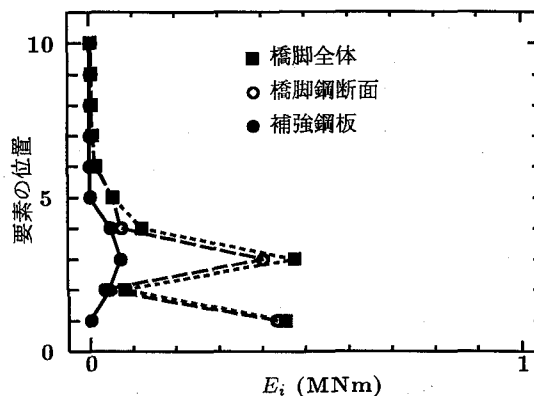


図-7-b 補強鋼板および中詰めコンクリートありの場合

図-7 エネルギー吸収量の高さ方向分布

して、一方に塑性化が片寄らないように補強鋼板の板厚および降伏応力度を決定すればよいと考えられる。

(4) 補強鋼板のエネルギー吸収量

以上のように、補強鋼板の板厚、降伏応力度および接着長さを適切に組み合わせることによって、補強鋼板は地震によるエネルギーを吸収し、橋脚各部にあまり塑性化は集中しないようにできることがわかった。

ここでは、橋脚を構成する橋脚鋼断面あるいは補強鋼板が吸収するエネルギー量を、補強鋼板の板厚を8mm、降伏応力度を98MPa、接着長さを3mとした場合について数値的に調べた。

まず、図-7-aには、比較のために橋脚鋼断面のみの場合および補強鋼板はないが中詰めコンクリートを有する場合について、各有限要素の断面全体のひずみエネルギー吸収量の高さ方向分布を、それぞれ白四角および黒四角で示している。横軸は地震終了時までに橋脚を長手方向に分割した各有限要素によって吸収される累積ひずみエネルギー E_i を表し、縦軸は有限要素解析における有限要素の番号を基部からの順番で示している。

白四角で示す橋脚鋼断面のみの場合には、橋脚基部の

要素により吸収されるエネルギー量が最も大きく、塑性化は橋脚基部に集中している。また、黒四角で示す補強鋼板はないが中詰めコンクリートを有する場合には、中詰めコンクリート上端位置のすぐ上が弱点部となっていることから、その位置の要素（下から3番目の要素）により吸収されるエネルギー量が最も大きい。

これに対して、図-7-bには、中詰めコンクリートと補強鋼板がある場合について、各有限要素によって吸収されるエネルギー量の高さ方向分布を黒四角で、その有限要素を構成する橋脚鋼断面および補強鋼板部のそれぞれのエネルギー吸収分担量の高さ方向分布を白丸および黒丸で示している。各有限要素の橋脚鋼断面および補強鋼板部のひずみエネルギー量は、それぞれの応力-ひずみの履歴曲線を積分することによって求められる。

この図に黒四角で示す補強鋼板を接着した場合の中詰めコンクリート上端位置のすぐ上の要素が吸収するエネルギー量は、図-7-aに黒四角で示す補強鋼板がない場合の同位置のエネルギー吸収量に比較して、大幅に減少していることがわかる。これは、中詰めコンクリート上端位置のすぐ上の補強鋼板自身によるエネルギー吸収に加えて、相対的に強度が低下した橋脚基部の鋼断面によるエネルギー吸収量の増加によるものである。

中詰めコンクリート上端位置のすぐ上の要素の橋脚鋼断面および補強鋼板のエネルギー吸収量に着目すると、この位置の要素のエネルギー吸収量の15%程度は補強鋼板により吸収されている。また、図-7-aおよび図-7-bに黒四角で示す橋脚全体のエネルギー吸収量（各要素のエネルギー吸収量の総和）は、補強鋼板の有無に関わらず同程度であるが、補強鋼板自身はその内の約14%を吸収しており、補強鋼板を接着することによるエネルギー吸収の効果が確認できる。

5. 橋脚鋼断面と補強鋼板の一体性の検討

4. に示した補強鋼板による耐震補強効果の検討においては、橋脚鋼断面と補強鋼板との間に平面保持の仮定が成立することを前提とした。しかし、接着剤を用いて2枚の鋼板を接合する場合、実際にはどの程度の一体性を確保しているのかを確認しておく必要がある。

そこで、接着剤を用いた接着接合による橋脚鋼断面フランジと補強鋼板間の一体性の程度を、接着剤のせん断剛性を考慮した不完全合成理論⁶⁾を用いて解析的に検討した。不完全合成理論とは、弾性的なずれ止めを持つ合成げたなどの解析に用いられる理論であり、弾性的に接合されたせん断結合材が連続的にせん断力を伝達すると考えて、せん断結合材のずれやせん断伝達を算定する理論である。つまり、補強鋼板、橋脚鋼断面および接着剤が、それぞれ合成げたのコンクリート床板、鋼げたおよびずれ止めに対応すると考える。

なお解析に際しては、鋼製橋脚モデルに補強鋼板を接

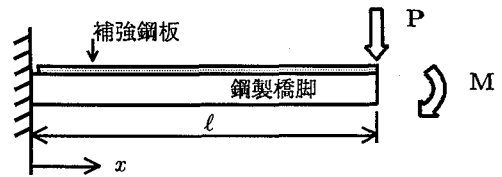


図-8 片持ちはりモデル

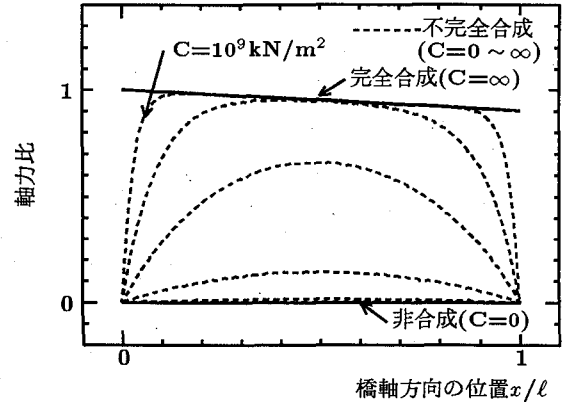


図-9 橋軸方向の軸力分布

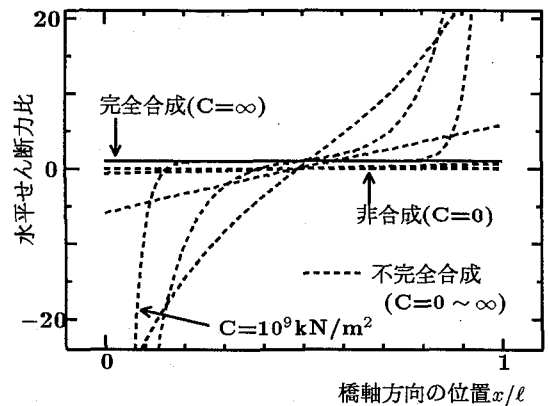


図-10 長手方向の水平せん断力分布

着した部分の下端側を固定端とし、上端側には水平地震力によるせん断力と曲げモーメントに相当する集中荷重と集中曲げモーメントを作用させ、橋脚鋼断面のみを固定支持する図-8のような片持ちはりモデルを考えた。片持ちはりのスパン l は、補強鋼板の接着長さに合わせて 2m とし、図中の鋼製橋脚の断面は、図-1に示す弾塑性地震応答解析用の解析モデルに合わせ、補強鋼板の板厚は 8mm とした。

このような等価な解析モデルに対して、不完全合成理論に基づき補強鋼板に作用する軸力分布とせん断剛性との関係を示したのが図-9である。縦軸は、橋脚鋼断面と補強鋼板が完全に一体である完全合成と考えた場合の固定端側の補強鋼板に生じる最大軸力を 1 と考えて示した軸力分布を、横軸は、固定端からの位置 x を、はりのスパン l で無次元化して表している。この図から、接着剤を用いた接合時のせん断剛性が十分に大きければ、点線で示す不完全合成時の軸力分布は実線で示す完全合

成時の軸力分布に近づき、この耐震補強法において最もクリティカルな断面となるスパン中央部付近では十分に一体性は確保されることがわかる。文献7)によれば、鋼材同志の接着に利用される一般的な接着剤の単位長さ当たりのせん断剛性 C は 10^9 kN/m^2 程度(接着剤厚さ 0.05 mm)であり、スパン中央部付近の軸力分布はほぼ完全合成時に近いことがわかる。

一方、図-10は同じ片持ちはりモデルに対して、接着剤に作用する水平せん断力の長手方向分布とせん断剛性との関係を示している。縦軸は、橋脚鋼断面と補強鋼板が完全に一体であると考えた場合に接着剤が伝達するせん断力を1として示したせん断力分布を表している。図-9に示す軸力分布が、完全合成時には直線変化していることから、対応する完全合成時のせん断力分布は全長で一定値になっている。図-10からも、接着剤のせん断剛性が十分大きければ、両端部を除いて、不完全合成時のせん断力分布は完全合成時の分布にほぼ一致していることがわかる。完全合成時における単位面積当たりの水平せん断力の大きさは 70 kPa 程度であり、ここで対象としている接着剤のせん断強度 26.4 MPa に比較して十分に小さい。ただし、両端部では非常に大きなせん断力が伝達されるので、一部の接着剤は塑性化することが予想されるが、スパン中央部付近の一体性は十分に確保されるものと考えられる。

6. おわりに

本研究では、橋脚基部付近に中詰めコンクリートを有する既設鋼製橋脚のうち、大地震時に中詰めコンクリート上端位置のすぐ上が弱点部となる場合について、その付近の橋脚鋼板パネルの外側に、橋脚鋼板パネルよりも降伏応力度の低い鋼板を接着する耐震補強法を考えた。そして、その有効性を確かめるために、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した地震応答解析法を用いて、接着鋼板の板厚、降伏応力度などが橋脚各部のひずみやエネルギー吸収量に及ぼす影響に着目して基礎的な検討を行った。

その結果、ここで考案した耐震補強法を効果的に行うためには、以下のような点に考慮を払う必要があることがわかった。

1. 補強鋼板接着位置のすぐ上の鋼断面への塑性化の集中を起こさないように補強鋼板の十分な接着長さを取る。
2. 橋脚基部に生じる地震力をあまり大きくせずに、中詰めコンクリート上端位置高さの鋼断面の塑性化を効果的に減少させるために、中詰めコンクリート上端位置と橋脚基部の断面の全塑性曲げモーメントと作用曲げモーメントの関係に着目して、一方に塑性化が片寄らないように補強鋼板の板厚および降伏応力度を決定する。

また、この耐震補強法において鍵となる、接着剤により接着した補強鋼板と橋脚鋼板パネルとの間の一体性の程度を、接着剤のせん断剛性を考慮した不完全合成理論により検討し、鋼板接着の一般的な接着剤を用いることによって、十分な一体性を確保できることがわかった。

大地震時に弱点部となる中詰めコンクリート上端位置付近に補強鋼板を接着する本耐震補強法の特徴は、補強鋼板自身によるエネルギー吸収効果があることと、補強鋼板接着による強度の増加により、橋脚基部付近に塑性化の集中を分散させることである。したがって、この概念は、既設鋼製橋脚ばかりではなく、新設の鋼製橋脚に対しても適用できる可能性がある。

今後は、ここで検討した耐震補強法を実橋脚に適用できるように、鋼製橋脚の高さ方向の断面諸元の変化や低降伏応力度の補強鋼板の材料特性に応じた補強鋼板の適切な設定方法を明らかにするためのパラメトリック解析を行うことに加えて、実証実験を実施することが必要である。また、低降伏応力度を有する鋼材および鋼板接着用の接着剤は既に開発されている^{7),8)}が、本耐震補強法に有利な所要の材料特性を有する鋼材の開発に加えて、接着剤の耐久性も重要な問題であることから、さらに高性能の接着剤の開発が期待される。

最後に、本研究の一部は土木学会鋼構造委員会新技術小委員会の補助を受けたことを付記し、関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 宇佐美勉・葛漢彬・水谷慎吾: コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.249-262, 1993.3.
- 2) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会: 鋼構造物の安全性の調査報告—阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について, 土木学会, 1995.5.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 1990.2.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1990.2.
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 土木学会, pp.264-300, 1996.7.
- 6) Newmark, N.M., C.P. Siess, and I.M. Viest: Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction, *Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis*, Vol.9, No.1, pp.75-92, 1951.
- 7) 日本鋼構造協会: 鋼構造物への接着接合の適用, JSCC テクニカルレポート, No.26, 1993.11.
- 8) 平井卓・鈴木一彦・聖生守雄: 超低降伏点鋼を用いた片持梁の橋梁用ダンパーへの適用可能性, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第1部(B), I-793, pp.1586-1587, 1995.9.

(1996年9月6日受付)