

2章 耐震補強に関する研究の現況

2.1 コンクリート橋脚等への鋼板巻立て補強

2.1.1 概要

道路橋における耐震補強の研究は、耐震機能に着目した実験的研究を中心に検討されている。兵庫県南部地震以前は、段落し部の補強に関する研究が多くみられた。地震以後は「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様（復旧仕様）」¹⁾において、帯鉄筋による拘束効果を見込んだコンクリートの応力-ひずみ関係が導入されたことにより、既設RC橋脚の耐力向上だけでなく、変形性能向上による補強方法が可能となった。その結果、基礎にアンカーを設置して曲げ耐力と変形性能を同時に向上させる曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法や、RC巻立てで耐力を増し外側の鋼板で拘束効果を増すRC鋼板併用工法に関する研究、巻立て鋼板を基礎に定着させず鋼板の拘束効果により変形性能のみを向上させる鋼板巻立て工法、さらに、橋脚基部を円形や楕円形の鋼板で巻き立てることで、より拘束効果を向上させるじん性補強に関する研究が多くなっている。

鉄道における耐震補強の研究は国鉄時代から東海地震対策を中心に検討され、東海道新幹線の東海地震対策強化地域内のRC橋脚を対象とする耐震評価とRC補強工法が提案されてきた。しかしながら、この工法は橋脚自重が増加し基礎部の耐力に余裕がないと採用が困難であることから、自重を比較的増加させずに橋脚の耐震性能を向上させる手段として、鋼板巻き補強に関する研究が行われるようになった。兵庫県南部地震以降は、せん断耐力の小さなRCラーメン橋脚およびRCラーメン橋台が緊急の補強対象になっていることから、せん断耐力および変形性能を向上させる目的で、鋼板を基礎および梁に定着させずに巻き立てる工法を中心に、補強効果および施工性の改良を目指した研究が主体に行われている。

2.1.2 実験的研究

(1)道路橋を対象にした研究

道路橋の耐震補強に関する実験的研究で用いられる試験体には、橋脚をモデル化した柱試験体が多く採用されている。加力方法は試験体基部を固定し、柱頭部に10kgf/cm²程度の一定軸力を与え、水平方向に降伏変位の整数倍の変位を正負交番で繰り返し加力し、徐々に変位振幅を増やしていく方法が一般的である。繰り返し回数は、兵庫県南部地震以前は10回、地震以後は3回が多く採用されている。試験体は実際の橋脚の1/5程度の大きさのものが多く、断面500×500mm、せん断スパン比は5前後となっている。加力方法の一例を図2.1.2-1に示す。鋼板の厚さは1.2～2.3mmの範囲のものが多く使われている。基部の軸方向鉄筋が降伏した時点の頭部の水平変位を降伏変位とし、最大耐力以降、耐力が降伏耐力以下に低下した時点もしくは最大耐力の80%以下に低下した時点を終局変位と定義しているものが多い。以下に耐震機能に着目した研究および被災後の復旧に着目した研究を中心に、道路橋の耐震補強に関する研究の現況を示す。

a)せん断補強に関する研究

せん断補強に関する研究は、鋼板やPC鋼棒を既設橋脚の帯鉄筋とともにせん断力を分担する部材として用い、破壊モードをせん断破壊型から曲げ破壊型に移行させることを目的としている。

文献A2では、曲面状鋼製セグメントと壁内を貫通させたPC鋼棒による壁式橋脚の耐震補強工法が提案されている(図2.1.2-2)。段落し部を含む橋脚上部はせん断補強、橋脚基部はじん性補強した試験体の加力実験により有効性を検証している。PC鋼棒による補強量は、PC鋼棒と通常の帯鉄筋(SD345)の強度比を考慮した換算帯鉄筋比により表されている。この換算帯鉄筋比は一般部で0.19%、基部で0.29%となっている。帯鉄筋比0%の無補強試験体は降伏前に段落し部でせん断破壊した。補強試験体は5 δ_y まで耐力を保持していた。それぞれの荷重-変位関係を図2.1.2-3、2.1.2-4に示す。

b)じん性補強に関する研究

じん性補強に関する研究は、橋脚断面の横拘束度を高めて、コンクリートの強度低下や剥落および柱筋の座屈を抑制することにより、変形性能を向上させることを目的としている。巻立て鋼板を円形とするとフープテンションが発生し、矩形の場合に比べてさらに大きな横拘束力が得られる。復旧仕様に示されたコンクリートの応力-ひずみ関係には横拘束効果が見込まれており、横拘束筋比を増加させることにより、コンクリート強度や終局ひずみが大きくなることを評価できるようになった。円形と矩形の拘束効果の違いは、断面補正係数 α 、 β の値によって表されている。このコンクリートの応力-ひずみ関係は、平成8年に改訂された道路橋示方書耐震設計

編²⁾においても採用されている。耐震設計編に示されたコンクリートの応力度-ひずみ曲線を図2.1.2-5に、コンクリート応力の算出式を以下に示す。横拘束筋の体積比は1.8%を上限値としている。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \cdot \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (1)$$

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (2)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (4)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_{sy}} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} \end{cases} \quad (6)$$

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_h}{s \cdot d} \leq 0.018 \quad (7)$$

ここに、

- σ_c, ε_c : コンクリートの応力度 (kgf/cm²) およびひずみ
- $\sigma_{cc}, \varepsilon_{cc}, \varepsilon_{cu}$: 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度 (kgf/cm²) とその時のひずみ、終局ひずみ
- σ_{ck}, E_c : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²) およびヤング係数 (kgf/cm²)
- E_{des} : 下降勾配 (kgf/cm²)
- ρ_s, s, d : 横拘束筋の体積比、間隔 (cm) および有効長さ (cm)
- A_h, σ_{sy} : 横拘束筋の断面積 (cm²) および降伏点 (kgf/cm²)
- α, β : 断面補正係数で、円形断面の場合には $\alpha = 1.0$ 、 $\beta = 1.0$ 、
矩形断面および中空円形断面、中空矩形断面では $\alpha = 0.2$ 、 $\beta = 0.4$

耐震設計編では、曲げ破壊型の許容塑性率は次式を用いて算定することとしている。曲げ損傷からせん断破壊移行型およびせん断破壊型の許容塑性率は1.0である。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} \quad (8)$$

ここに、

- μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率
- δ_u, δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位および降伏変位
- α : 安全係数で、タイプI地震に対して3.0、タイプII地震に対して1.5、
特に重要な橋梁では、それぞれ2.4と1.2とする。

降伏変位 δ_y は、断面の曲率を橋脚の高さ方向に2回積分して求める。終局変位 δ_u は、橋脚基部で発生する塑性ヒンジを考慮して求める。慣性力の作用位置で生じる塑性変形は塑性ヒンジの回転によって生じる変位とし、塑性ヒンジ区間では塑性曲率は一定値を示すものと仮定して、次式により終局変位を算出することとしている。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \quad (9)$$

ここに、

- L_p : 塑性ヒンジ長で、 $L_p = 0.2h - 0.1D$ により算出する。ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$
 D 、 h : 断面高さおよび橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離
 ϕ 、 ϕ_u : 橋脚基部断面における降伏曲率および終局曲率

断面曲率は、鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ曲線および平面保持の仮定を用いて計算する。タイプⅠおよびタイプⅡの地震動に対する終局時とは、最外縁に配置された軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみがそれぞれの地震動に対応する終局ひずみに達する時と定義している。タイプⅠの終局ひずみには最大圧縮応力時のひずみを、タイプⅡの終局ひずみには最大圧縮応力の80%まで低下した時点のひずみをそれぞれ用いる。

文献A8では補強鋼板と基礎の間に50mmの隙間を設けたものと隙間を設けないものとの比較を行っている。荷重-変位包絡線図を図2.1.2-6に示す。基礎との隙間を50mmとしたNo. 6試験体と0mmとしたNo. 7試験体では、耐力、変形性能ともに有意差は認められず、この程度の隙間であれば耐震性能に及ぼす影響は小さいことが明らかとなった。

文献A38では補強鋼板と既設橋脚を適切に一体化し、拘束効果を高めることにより変形性能を改善する種々の補強法が検討されている。後施工アンカーで鋼板のはらみ出しを防止する方法、貫通PC鋼棒により鋼板のはらみ出しを防止する方法、補強鋼板の外側にさらに円形の鋼板を巻き立てる方法により、それぞれ補強鋼板と既設橋脚を一体化し、橋脚基部の拘束効果を高めている。表2.1.2-1に試験体一覧を、表2.1.2-2に実験結果一覧を、図2.1.2-7に荷重-変位包絡線図をそれぞれ示す。その結果、円形の鋼板を巻いた試験体のじん性向上効果が高くなっている。

文献A1は鋼板で巻き立てた矩形断面試験体の基部（断面高さの1/2の範囲）の周囲に鋼製リングを設置し、鋼製リング内に膨張性材料を充填して、より拘束効果を高めようとしたものである。図2.1.2-8に試験体の形状寸法を示す。また、文献A37は断面の縦横比が1:3の壁式橋脚のじん性向上を目的とした実験で、基部から短辺の長さの範囲を楕円鋼板で巻き立てた試験体の補強効果を検討している。楕円形で補強した試験体の形状を図2.1.2-9に示す。リング拘束した試験体のエネルギー吸収性能は、鋼板巻き立て補強試験体に比べて25%程度、基部を楕円鋼板で巻き立てた試験体のエネルギー吸収性能は、矩形鋼板で全高を巻き立てた試験体に比べて20%以上向上している。橋脚基部の横拘束度を高めることにより、エネルギー吸収性能が大きく改善されることがわかる。

c) 段落し補強に関する研究

段落し部の補強に関する研究は、段落し鉄筋の定着長が十分でないものに対して、段落し部の曲げ耐力を増加させて破壊を基部に移行させることを目的としている。曲げ耐力を増加させるために、鋼板は軸方向鉄筋として機能する必要がある。このためには、鋼板が軸方向に十分定着していなければならない。

文献A60は断面の縦横比が1:4の壁式橋脚の段落し部を、鋼板巻き立て補強した試験体を用いて巻き立て範囲の検討を行ったものである。図2.1.2-10に配筋図を示す。橋脚基部と段落し部の主鉄筋が降伏するときの曲げモーメントを降伏曲げモーメントとし、作用曲げモーメントと降伏曲げモーメントの比（安全率） F^0 および F^1 を求め、破壊形態判別係数 $S = F^1 / F^0$ により、損傷モードの判定を行っている。 F^0 が基部の安全率、 F^1 が段落し部の安全率である。 S が1.1以上あれば基部で曲げ破壊するとしている。ここでは、補強鋼板を主鉄筋とみなして橋脚躯体と一体となって抵抗すると仮定して破壊形態判別係数を算定している。段落し部の上下ともに1.0D（Dは試験体断面の短辺の長さ）鋼板を巻き立てた試験体の鋼板と躯体間に充填したモルタルに損傷が生じなかったことより、鋼板巻き立て範囲としては2.0D以上必要であると結論づけている。ただし、モルタルと鋼板の付着は切れており、鋼板が途中から軸方向鉄筋として機能しなくなったことが示されている。

文献A65は実橋脚で段落し部の補強を実施するにあたり、点検から施工に至る一連の作業工程において検討された内容についての報告である。検討の中で補強効果の確認実験が、鋼板の巻き立て幅、充填材の種類および充填材の有無に着目して実施されている。その結果、段落し部の鋼板巻き立て範囲は、段落し位置より上方に1.0D、下方に0.5Dの1.5D程度必要とされている。現地条件、施工性、経済性への影響から既設部と補強鋼板の間の充填材としてエポキシ樹脂を選定している。また、補強範囲および鋼板厚さは、段落し部の降伏強度に対する安全率、平均せん断応力度および段落し部と基部の安全率の比の3つのパラメータで求めるものとしている。

文献A54では段落し部の鋼板補強における補強材料の付着強度の検討を行っている。コンクリートブロックに

充填材を用いて接合した補強材を、治具で固定し引張载荷して付着応力度を求めている。付着特性は補強材および充填材の種類に著しく依存する結果となっている。エポキシ樹脂を充填材とし、SS400および炭素繊維シートを補強材とした組合せにおいては、付着面端部に著しい付着応力が集中するため、平均付着強度は付着長さの増大にともなって減少している。供試体の付着幅の2倍の付着長さ40cmにおける平均付着強度を設計用付着強度として提案している。

鉄道橋も含めた鉄筋コンクリート橋脚全般を対象に、段落し部の補強方法に関して、そのメカニズムを検討した研究として文献A64、A67がある。これは段落し部に鋼板をアンカーボルトで定着する補強方法について、そのメカニズムをより試験体を用いて実験的に検討したものである。上下面に貼った鋼板には段落し部の耐力を向上させる働きが、側面に貼った鋼板にはせん断ひび割れを制御する働きがあること、上下面に貼った鋼板は等価な主鉄筋に置き換えることにより、側面に貼った鋼板はトラスモデルを導入することにより、実験結果をうまく説明できることを示している。このモデルは①：部材は引張力のみに対し有効に働く。②：個々の部材内の応力は一定である。③：2つあるトラスのうち効果を有効に発揮するのは、そのトラス全体が引張側となる1つに限られる。という仮定の基に成り立っている。図2.1.2-11、2.1.2-12に側面鋼板のモデル化とトラス詳細図を示す。図2.1.2-11の矢印の方向に荷重が作用した場合、有効に作用するのは黒印の側となる。また、補強により降伏耐力・降伏変位が上昇する場合、補強効果の判定はじん性率よりもエネルギー吸収能力で比較すべきであるとしている。

d) 曲げ補強に関する研究

曲げ補強に関する研究では、鋼板を基礎に定着させて曲げ耐力の向上を図るために、基礎が支持できる範囲内で曲げ耐力を向上させる必要がある。基礎の耐力に余裕がない場合は、基礎を含めた補強が必要となる。

曲げ耐力の向上をコントロールしつつじん性の向上を図ることを目的として実施された研究として文献A40がある。ここでは、曲げ耐力と変形性能を同時に向上させる耐震補強法として、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法を提案している。大型模型を用いた動的加力実験を実施して、曲げ耐力や変形性能が向上することを確認するとともに、鋼板巻立てに関する構造細目が補強効果に及ぼす影響や載荷履歴の影響についても検討を行っている。鋼板と基礎の隙間が50mm以上となると、隙間が大きくなるほどじん性率が小さくなっている。変形性能に及ぼす載荷履歴の影響は大きい。図2.1.2-13、2.1.2-14に無補強試験体と曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法で補強された試験体の履歴曲線を示す。さらに、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法で耐震補強されたRC橋脚の曲げ耐力および変形性能の評価法に関する提案を行っている。

曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法とは、RC橋脚躯体を鋼板で巻き立て、鋼板と橋脚躯体の間隙部にエポキシ樹脂や無収縮モルタル等を充填するとともに、アンカー筋を通じて鋼板をフーチングに定着させる構造である。図2.1.2-15に概念図を示す。アンカー筋からフーチングに伝えられる地震力を制御するため、アンカー筋の全強度を鋼板の全強度より小さくし、アンカー筋に曲げ耐力の制御機能を持たせるとともに、鋼板に座屈変形が生じないように設計する必要がある。また、ねばりのある曲げ破壊となるように、鋼板下端とフーチング上面の間に間隙を設けて、ここでの損傷を許容している。さらに、矩形断面の場合は鋼板下端部のはらみ出しを防止し、十分な拘束効果が得られるように、鋼板下端部において断面を取り囲むように形鋼を取り付けることとしている。

実験結果より、アンカー筋と鋼板が軸方向鉄筋として機能していること、また、鋼板にはアンカー筋の強度相当の力しか作用しないこと、さらには、鋼板はコンクリートを拘束するための帯鉄筋としても機能していることが明らかとなっている。

e) 被災後の復旧に着目した研究

被災後の復旧に着目した研究として、文献A8、A72がある。これらは、一度損傷を与えた試験体を補強して再び加力して、補強効果の確認をしたものである。文献A72は兵庫県南部地震以前に実施された実験である。文献A8は兵庫県南部地震により大きな被害を被った阪神高速道路3号神戸線のRC橋脚の復旧にあたり、復旧手法が復旧仕様に規定されている耐力・変形性能を有しているかどうかの確認をするための実験である。

損傷を受けた試験体を鋼板巻立て工法およびRC鋼板併用工法（RC巻立てで耐力を増すとともに外側の鋼板は基礎とは定着させず、拘束効果のみを増す）で補強して再加力した結果、補強前に受けた損傷が大きいほど最大耐力以降の荷重低下が早く、変形性能が若干低下することが認められた。

(2) 鉄道橋を対象にした研究

次に、鉄道橋を対象に行われている研究の現況について述べる。

文献A70およびA71は、鉄道のRC橋脚を対象に補強後の変形性能の補強効果について実験的に研究したもので、鋼板で補強する効果をはじめて定量化したものである。この研究では、図2.1.2-16に示す諸元の小型試験体を用いて交番載荷実験を行っている。く体下端部での破壊を想定しているほか、鉄筋の途中定着部での破壊をも想定している。また、鋼板のみを巻き立てる工法のほか、図に示す貫通ボルトあるいはアンカーボルトを用いて鋼板を定着する構造の試験体についても実験を行っている。載荷のサイクルは、各変位 ($\delta_y \times 1, 2, 3 \dots$) で10回繰り返すことを原則に最低3回繰り返した後の荷重—変位曲線が前サイクルにほぼ同じであれば次の段階に進むように載荷している。

その結果、じん性の評価式として下式が提案されている (図 2.1.2-17)。

躯体のじん性率：

$$\mu_{or} = 1.61 + 6.57 S_u \cdot a / M_u + 11.22 P_{wp} \quad (10)$$

ここに、

μ_{or} ：脚下端部鋼板巻き補強した場合のく体みのじん性率

S_u ：終局せん断耐力

a ：せん断スパン

M_u ：終局モーメント

P_{wp} ：補強鋼材比

$$(2t + A_b / s) / b \times 100 (\%)$$

ただし、 $P_{wp} > 0$ 、 $0.8 < S_u \cdot a / M_u < 3.6$

t ：鋼板の厚さ、 A_b ：貫通ボルト断面積、 s ：貫通ボルトピッチ

b ：く体幅

上式の第3項は、鋼材の拘束効果がじん性率に与える影響を示すもので、せん断補強鉄筋比と補強鋼材比がともに1%程度の時じん性率に寄与する程度はほぼ等しく1%以下では鋼板の拘束効果が大きくなるが、これは鋼板の連続的な拘束の影響であるとしている。また、第2項の終局せん断耐力にはせん断補強鉄筋が負担するせん断力が含まれるが、鋼板はせん断力を負担しないものと仮定している。

鉄筋の途中定着部で破壊する場合：

$$\mu_r = 1.10 + 1.4 (S_u \cdot a / M_y) + \{2.48 (S_{vp} - S_v) \cdot a / M_y\} \quad (11)$$

ここに、

μ_r ：鉄筋の途中定着部を鋼板巻き補強した場合のじん性率

S_{vp} ：鋼板を帯鉄筋に換算して得られる負担せん断力

S_v ：帯鉄筋の負担するせん断力

ただし、 $S_{vp} - S_v > 0$

以上のように、既設RC橋脚の補強に要する鋼材量は、脚下端部では(1)式を解いて、鉄筋の途中定着部では(2)式を解いて求める。この際、貫通ボルト等で鋼板の鋼板のはらみ出しを拘束する場合の貫通ボルトは、補強鋼材比に換算してよいとしている。

また、文献A5では上記試験のパラメータ、データを補う目的で約1/2の大きさの縮尺模型を用いたパラメトリックな試験が行われている。パラメータとして、鋼板巻き補強RC柱のじん性に影響を及ぼすと考えられるせん断スパン比、引張鉄筋比、せん断力と曲げ耐力の比および補強鋼材比を考慮し、その値は一般的な鉄道高架橋を想定して定めている。このうち、補強鋼材比は、1%以上の比較的大きな値が用いられている。これは、今後の鋼板巻き補強工事で想定される1m×1m程度の断面の柱に対して、鋼板厚6mm程度 ($P_{wp} = 1.2\%$ 程度) と大きいこと、文献A70、A71の試験で既に P_{wp} が0~1%程度の範囲で行っていることが主な理由である。表2.1.2-3はその試験結果示したものである。これから、降伏荷重 P_y 、最大荷重 P_{max} は、鋼板を考慮せずに従来のRC柱として計算した耐力より若干大きいとほぼ一致すること、せん断破壊型の試験体 (No.12) も鋼板巻き補強 (No.1~No.11) より大幅にじん性が向上すること、また鋼板補強のものは耐力が降伏荷重を下回った後も急激な耐力の低下は見られず、粘り強い耐荷性を示すことが明らかになっている。また、鋼板巻き補強RC柱のく体みのじん性率は、次式で表されているとしている。

$$\mu_o = -1.9 + 6.6S_u \cdot a / M_u + (13P_w - 1.6) P_w + \Delta \mu_o \quad (12)$$

ここに、

μ_o : 鋼板巻き補強RC柱のく体のみのじん性率、 P_w : 帯鉄筋比 (%)

$$\Delta \mu_o = 11.22 \cdot P_{wp} + 0.24$$

$$P_{wp} : \text{補強鋼材比 (\%)} = K \cdot (2t/b) \times 100$$

$$t : \text{鋼板厚さ (mm)} \quad b : \text{柱断面幅 (mm)}$$

$$K : \text{補正係数 (0.51} \leq K \leq 1.0) = (300/h)^{2/3}$$

$$h : \text{柱断面高さ (mm)}$$

兵庫県南部地震により被災した山陽新幹線、東海道新幹線および山陽本線の高架橋の復旧に際しては、被災状況に応じて鋼板巻き立てによる補強が行われた。この工法は、柱の全長に渡って鋼板を巻き付け、コンクリート面との隙間に無収縮モルタルを充填する工法であるが、基礎や梁に定着していないところにその特徴がある。これまで実橋に適用された例はほとんどなかったが、実験的にはその効果が確認されていた(文献 A70、A71)。しかし、その実験は 1/3 程度の縮尺モデルで行われたものであった。このようなことから、実物大のモデルを用いた交番載荷試験によりその効果を具体的に確認しようとしたものである(文献 A50、A34)。実験は、せん断破壊した新幹線の 1 層ラーメンを想定した実物大モデルによって行われた。試験体は、表 2.1.2-4 に示すように、無補強の試験体 2 体、実際の補強に用いたと同じ 6 mm の鋼板で補強した試験体 1 体および 9 mm の鋼板で補強した試験体 1 体の計 4 体である。また、無補強の試験体 2 体については、せん断破壊後ひび割れに樹脂を注入し 6 mm の鋼板で補強後に再度交番載荷を行っている。図 2.1.2-18 は、各試験体の荷重-変位関係の包絡線を示す。この結果、①鋼板で補強することによりせん断破壊が生じなくなること、② 6mm の鋼板で補強するより 9 mm の鋼板で補強するほうが塑性率が増加すること、③ 3 6 mm の鋼板で補強しても少なくとも 10 程度の塑性率が得られることなどが明らかにされている。

また、先に述べたじん性率算定手法(式(1)および(2))が比較的小型の模型試験体での結果を基に導かれたものであるが、文献 A16 では、小型模型試験体による結果はじん性率を過大に評価する傾向があるとし、それらの結果(文献 A70、A71)および上記実物大モデルでの実験結果から以下のじん性率算定手法を提案している。

$$\mu = \alpha \cdot \{ (V_c + V_s + V_r) / M_y \cdot l_a - 1 \} + 1 \quad (13)$$

ここに、

α : 回帰分析から定めた係数

$$\alpha = 2.33 \cdot (2.82 \cdot \beta + 0.49)$$

$$\text{ここに、} \beta = V_c / (V_c + V_s + V_r)$$

$$\text{ただし、} 1.61 \leq k_y \leq 9.83 \quad (k_y = (V_c + V_s + V_r) \cdot l_a / M_y)$$

$$0.11 \leq \beta \leq 0.67$$

V_c : コンクリート部分の受け持つせん断耐力 (tf)

V_s : せん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力 (tf)

V_r : 鋼板の受け持つせん断耐力で下式により算定

$$V_r = 2 \cdot h_w \cdot f_{ry}$$

$$t, h_w : \text{鋼板の厚さおよび腹板高さ、} f_{ry} : \text{鋼板の降伏強度}$$

M_y : 曲げ降伏耐力 (tf・m)

l_a : せん断スパン (m)

兵庫県南部地震後、RC ラーメン高架橋柱および RC ラーメン橋台を対象に緊急耐震補強工事が行われているが、補強対象が膨大な数量になることから経済性および作業性に着目した実験的な研究が行われ、その成果が実際の補強工事に反映されている。その中には、鋼板の水平方向溶接の省略、鋼板とコンクリート面に充填する材料の選定(各種材料による効果)、充填材の省略による影響、鋼板と基礎・梁と隙間の影響、鉛直方向継手の接合方式等がある。まだ補強のメカニズムについて言及した研究は見あたらないが、これらの実験から鋼板や充填材の役割を伺うことができる。

文献A4、A10では、充填材を各種変えた場合の影響を解明するために行なわれた実験的研究である。兵庫県南部地震での復旧では無収縮モルタルが用いられていたが、経済性を考慮すると各種の充填材が考えられることから、この研究では充填材の種類を変えた場合の耐震性能への影響を見るために交番載荷試験が行われている。試験に用いられた充填材は、表 2.1.2-5 に示すように摩擦抵抗を期待できない砂（水締め）、低強度の材料としてソイルセメント、気泡モルタルおよび充填性能を考慮した高流動無収縮モルタルの4種類である。表 2.1.2-6 はこれらの試験結果である。試験の結果、①高流動無収縮モルタルおよびソイルセメントについてはじん性向上の効果が大きい。②気泡モルタルおよび砂については、降伏荷重、最大荷重の増加が比較的小さく、じん性率の向上の効果はあまりないが、降伏強度以降の耐力の低下は緩やかである。また、最大荷重の増加も比較的小さい。③高流動無収縮モルタル、ソイルセメントについては、これまでに提案されているじん性の評価が可能であることを明らかにしている。

鋼板については、通常柱全面に一体化している鋼板の水平方向の溶接を省略することの影響を把握する実験的研究が行われている（文献 A36）。実験は、図 2.1.2-19 に示す実物大の供試体を用いた交番載荷試験である。このとき、鋼板は、柱との隙間を 30mm 確保し、L型に加工したものを部材軸方向に溶接（開先加工により完全溶け込みとしている）して角形鋼管形状とし、隙間に無収縮モルタルを注入している。載荷は、 $\pm 1 \delta_y, \pm 2 \delta_y, \pm 4 \delta_y, \pm 6 \delta_y, \dots$ とし、各 δ_y ごとに3サイクルづつ加力されている。この結果、表 2.1.2-7 に示すように鋼板を部材直角方向に 300mm、800mm 間隔で分割した試験体も大きな補強効果が得られること、分割の間隔の影響はそれほど大きくないこと、また柱下端まで鋼板補強した試験体の降伏荷重、最大荷重およびじん性率は下端部を補強していない試験体に比べて大きいことを明らかにしている。また、これらの試験体では角部を溶接しているが、その影響はほとんど認められなかった。

また、文献 A35 では、モルタルの充填の有無および鋼板下端部の隙間の有無が補強効果に及ぼす影響を把握するため、実物大モデルを用いて交番載荷試験が行われている。試験体の概要を表 2.1.2-8 に示す。試験体2は、鋼板とコンクリート面との隙間を 30mm とし鋼板下端部に隙間を設けない標準的な補強を行った試験体である。モルタルを充填しない試験体3の鋼板とコンクリート面との隙間は 6mm で、下端部には隙間を設けていない。また、試験体4は鋼板の下端部に 100mm の隙間を設けているが、鋼板とコンクリート面との間にはモルタルを充填している。これらの試験の結果から得られた荷重—変位曲線の包絡線を図 2.1.2-20 に示す。これから、①標準的な補強を行った試験体2は降伏荷重および最大荷重の増加が比較的大きいこと、②モルタルを充填していない試験体3の降伏荷重および最大荷重は補強無し試験体とほとんど変化がないが、じん性は大幅に増加すること、③鋼板の下端部に 100mm の隙間を設けた試験体4のじん性率の増加は、試験体2および3に比べてそれほど大きくないことなどがわかる。この原因は、変形が大きくなると下端部の隙間からコンクリート片が流出し、鉄筋を拘束する効果が低下し軸方向鉄筋の座屈が試験体2に比べて先行するためと考えられている。

2. 1. 3 解析的研究

耐震補強に関する解析的研究は、比較的少ない。ここでは、道路橋を対象にした研究について述べる。

文献A40では曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法に関する実験結果より、以下に示す仮定のもとで補強されたRC橋脚の耐力および変形性能の解析を行っている。まず、鋼板巻立て部ではアンカー筋の強度に相当するだけの鋼板が軸方向鉄筋として、全断面が帯鉄筋として機能するものとしている。また、間隙部ではアンカー筋はコンクリート外縁位置に配置されているものとし、間隙部のコンクリートにも鋼板による拘束力が伝達されるものとして鋼板巻立て部と同様に拘束効果を考慮するものとしている。

復旧仕様に示された帯鉄筋による拘束効果を考慮できるコンクリートの応力—ひずみ曲線を用いて、断面の曲げモーメント—曲率関係に基づいた手法により、水平荷重—水平変位の関係を求めている。鋼板の補強効果は、鋼板と帯鉄筋の降伏強度の強度比を考慮して、鋼板を帯鉄筋に換算した場合の横拘束筋の体積比により、コンクリートの応力—ひずみ曲線に反映させている。コンクリートの終局ひずみは、圧縮応力が最大値の80%まで低下した時のひずみ値として解析している。鋼板補強したRC橋脚の横拘束筋の体積比の算出方法を以下に示す。

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_s}{s \cdot d_h} + \frac{4 \cdot t}{d_j} \cdot \frac{f_{yh}}{f_y} \quad (14)$$

ここに、

- A_h : 帯鉄筋1本当たりの断面積 (cm²)
 s 、 d_h : 帯鉄筋の間隔 (cm) および有効長 (cm)
 d_f 、 t : 鋼板の有効長 (cm) および厚さ (cm)
 f_{yh} 、 f_{yf} : 帯鉄筋および鋼板の降伏強度 (kgf/cm²)

無補強試験体と曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強試験体の荷重-変位関係を求めた結果、最大耐力はどちらも実験結果とよく一致している。実験では耐力が降伏耐力にまで低下した時の水平変位を終局変位と定義しているのに対して、解析ではコンクリート最外縁が終局ひずみに達する時として定義している。この結果、実験で得られたじん性率は解析値を大きく上回っている。解析で求められる終局変位時に、試験体にはアンカー筋が座屈変形して破断に至る直前の損傷が生じており、コンクリートの剥落が始まり、安定していた最大耐力が低下し始める状態となっている。

文献A9では復旧仕様に基づいた耐震補強を行った試験体の実験結果と、復旧仕様による変形性能照査結果との比較を行っている。また、部材の荷重-変位関係の算出法における解析方法と材料構成則についてパラメータ解析を行い、これらの要因が計算結果に与える影響について実験結果と比較して検討している。

復旧仕様による終局変位の計算値は、主鉄筋の抜け出しの補正を行わない場合はすべて実験値を下回っている。現状では荷重ピークまでは実験値をよく表すことができている。終局変位を精度よく算定するためには曲率分布の適切なモデル化が必要であるとしている。

文献A48は兵庫県南部地震前に、既に耐震補強を施されていた橋脚の地震応答を推測することにより、耐震補強の有効性について検討したものである。対象とした橋脚は昭和61年度の耐震点検における主鉄筋の段落し部に着目した耐力照査で補強が必要だと判断され、厚さ12mmの鋼板がエポキシ樹脂によって橋脚部に巻き立てられたものである。

この橋脚は地震後の調査により、数カ所で鋼板が浮いているのが発見されたが、コンクリート自体には損傷がないことが確認されている。対象橋脚から30m離れた隣の橋脚も耐震補強が必要と判断されていたが補強工事が見送られていた。この無補強橋脚は今回の地震により段落し部の破壊を生じている。

断面のモーメント-曲率関係から求めた荷重-変位関係によると、補強後は耐力が2倍、終局変位は約10倍に増加しており、補強によりねばり強い構造になっている。補強前後のモデルの地震応答解析の結果、耐震補強効果が確認されている。最大応答変位は補強前の半分以下に収まっている。

参考文献

- 1) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様、1995.2
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、1996.12

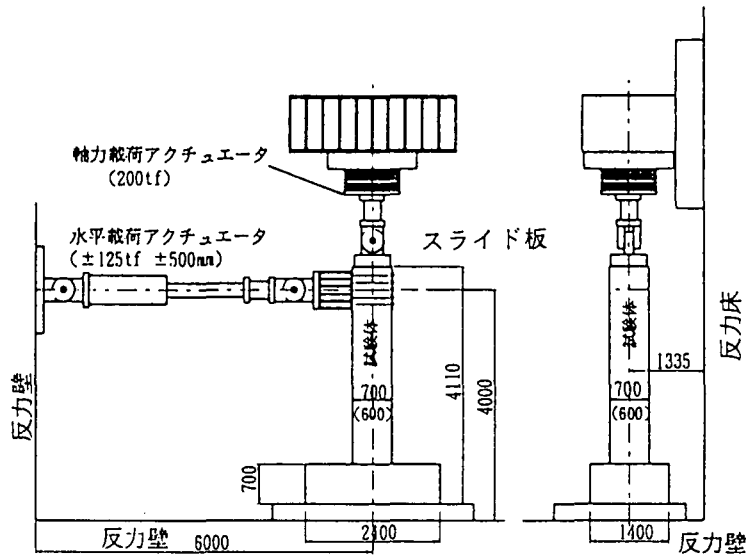


図 2.1.2-1 加力方法の一例 ^{A8)}

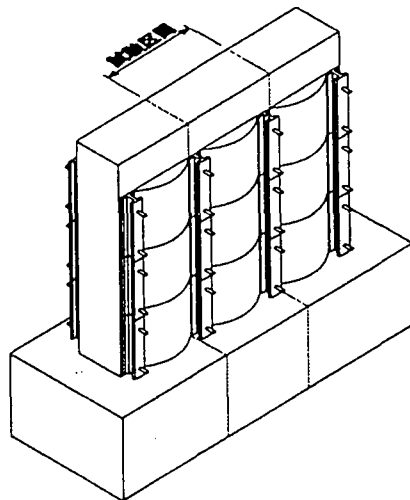


図 2.1.2-2 壁式橋脚補強概念図 ^{A2)}

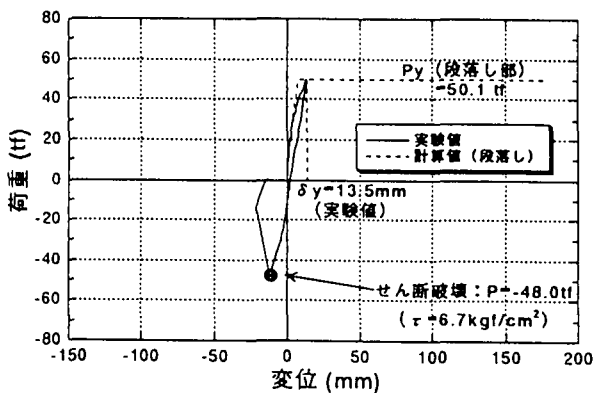


図 2.1.2-3 荷重—変位関係 (No.1: 補強なし) ^{A2)}

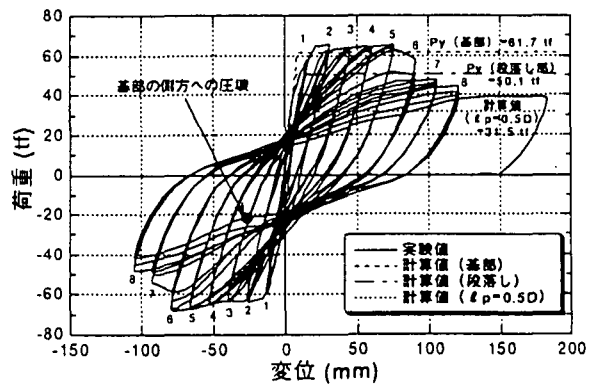


図 2.1.2-4 荷重—変位関係 (No.2: 補強あり) ^{A2)}

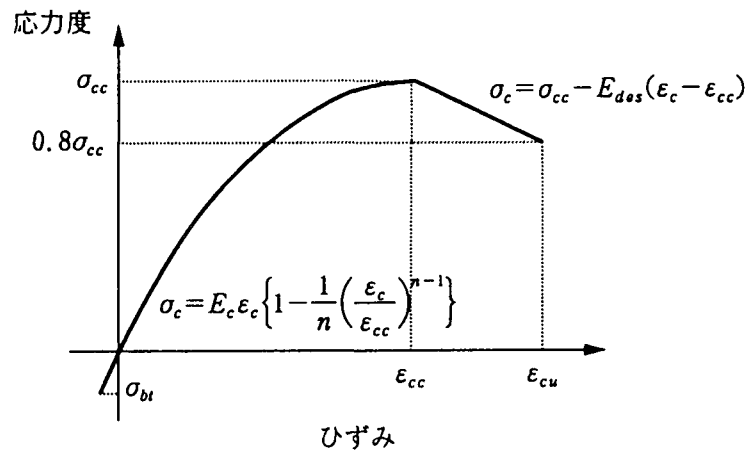


図 2.1.2-5 コンクリートの応力度-ひずみ曲線²⁾

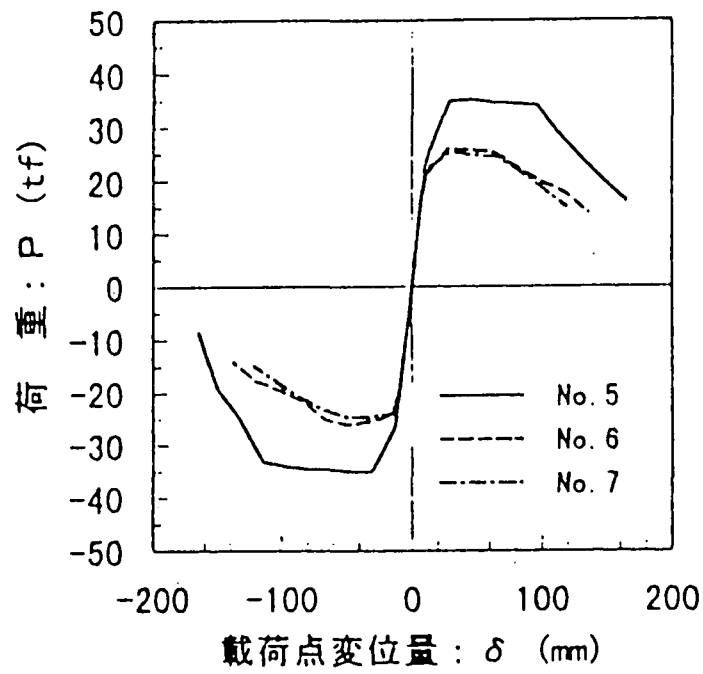


図 2.1.2-6 荷重-変位包絡線図^{A8)}

表 2.1.2-1 試験体一覧 A38)

(単位: mm)

No	1	2	3	4	5	6	7
形状寸法							
鋼板		巻立鋼板 h=1490 t=1.6 MG×100 c/c=125, n=64本	巻立鋼板 h=1490 t=1.6 貫通PC鋼棒φ9.2 c/c=125, n=8本	巻立鋼板 h=1400 t=1.6 円形鋼板 h=230 φ=750 t=1.6	円形鋼板 h=1480 φ=750 t=1.6	巻立鋼板 h=750 t=1.6	巻立鋼板 h=1400 t=1.6 円形鋼板 h=380 φ=800 t=1.6
備考	基準供試体 (断落し部でせん断破壊した)	後施工アンカーにより鋼板のはらみ出しを防止	貫通PC鋼棒により鋼板のはらみ出しを防止	柱基部がハンチを有していることを想定	橋脚が水中部に位置していることを想定	段落し部を補強した、曲げ破壊する基準供試体	フーチングにアンカーを設置した、曲げ耐力制御式

表 2.1.2-2 実験結果一覧 A38)

	降伏変位(mm)	降伏荷重(tf)	終局変位(mm)	最大荷重(tf)
No. 1	11.95	20.54	23.90 (2δ _y)	25.01
No. 2	7.77	19.31	54.39 (7δ _y)	23.82
No. 3	7.56	20.33	52.92 (7δ _y)	23.25
No. 4	8.45	19.69	67.60 (8δ _y)	23.58
No. 5	6.96	20.93	69.60 (10δ _y)	24.07
No. 6	10.44	19.97	52.20 (5δ _y)	23.67
No. 7	8.85	22.86	70.80 (8δ _y)	27.78

※終局変位と最大荷重は、同時点ではない

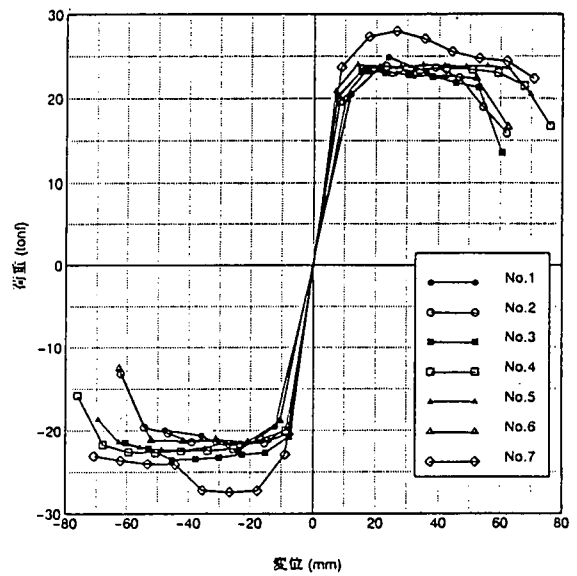


図 2.1.2-7 荷重-変位包絡線図 A38)

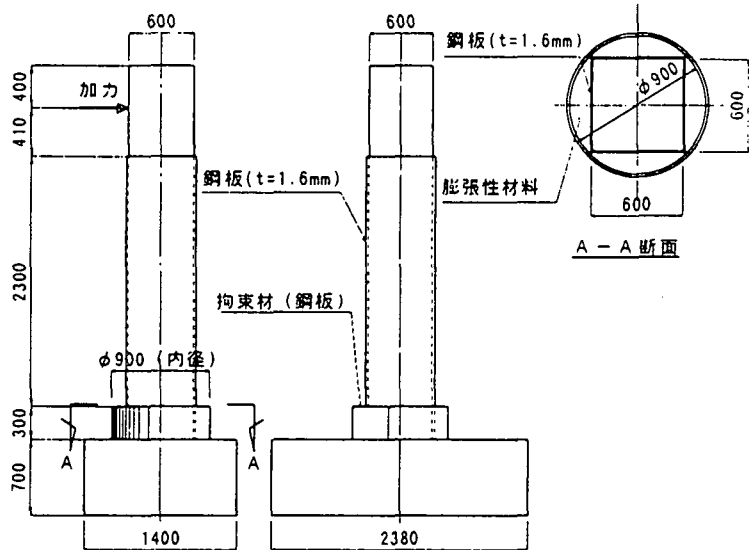


図 2.1.2-8 試験体形状寸法 A1)

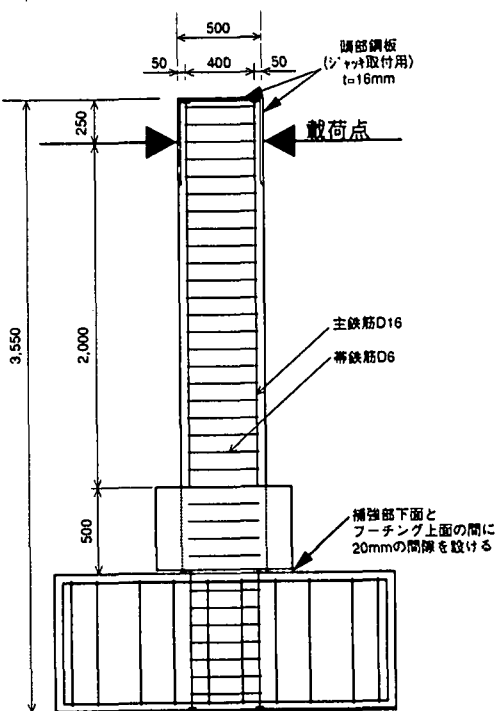
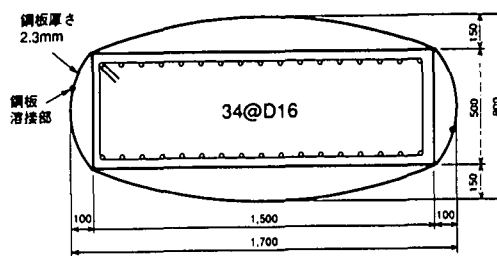


図 2.1.2-9 楕円補強試験体形状 A37)

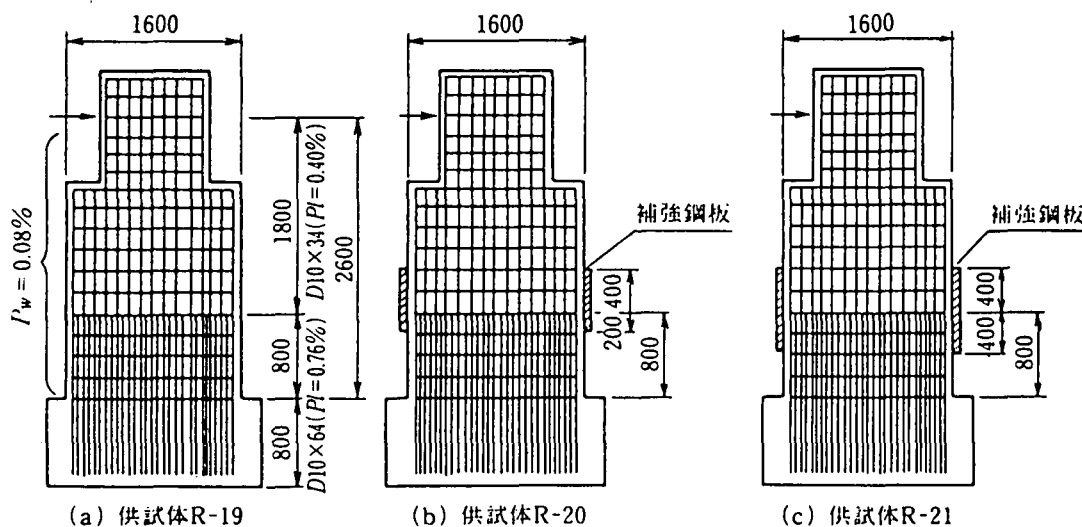


図 2.1.2-10 試験体配筋図 A60)

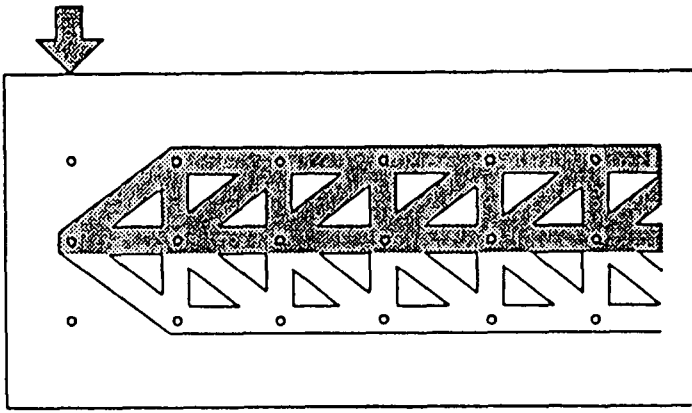


図 2.1.2-11 側面鋼板のモデル化 ^{A67)}

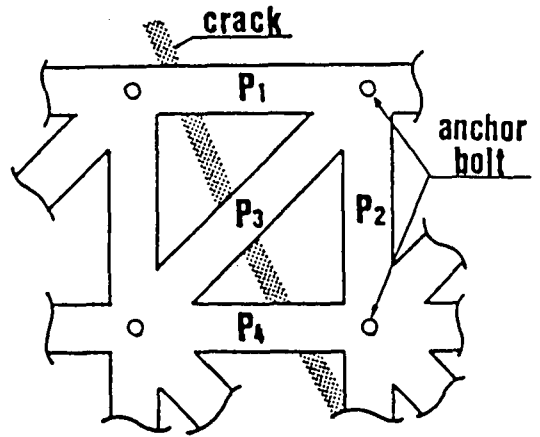
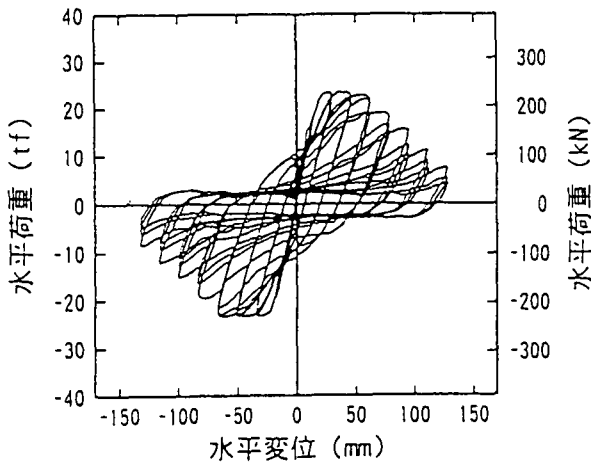
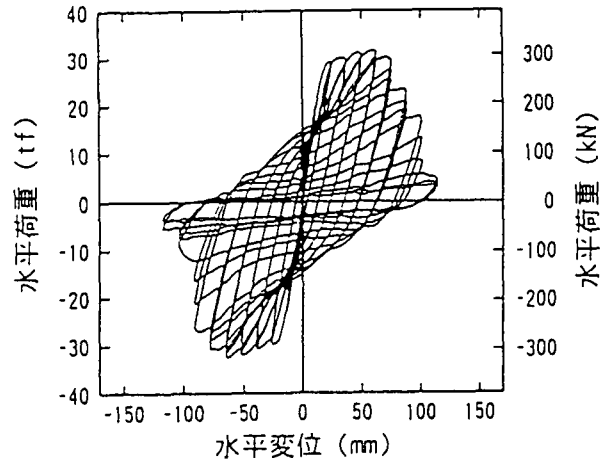


図 2.1.2-12 トラス詳細図 ^{A67)}



(a)P-1 供試体

図 2.1.2-13 履歴曲線 (無補強) ^{A40)}



(b)P-2 供試体

図 2.1.2-14 履歴曲線 (補強) ^{A40)}

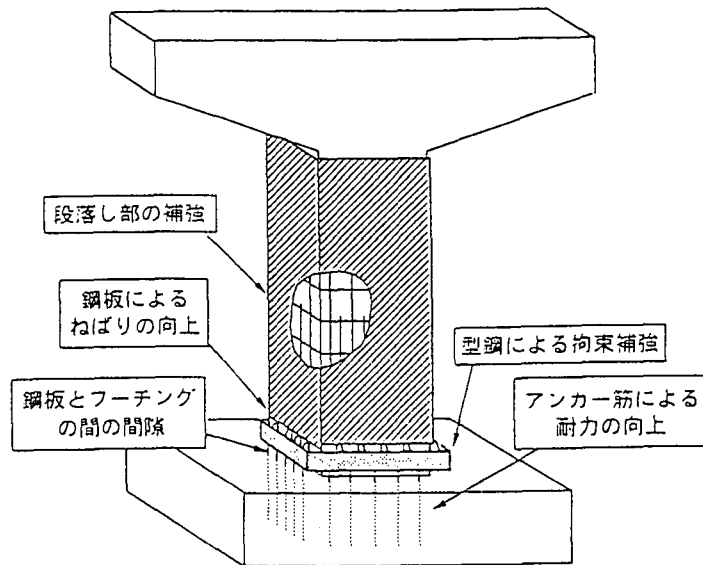


図 2.1.2-15 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法の概念図 ^{A40)}

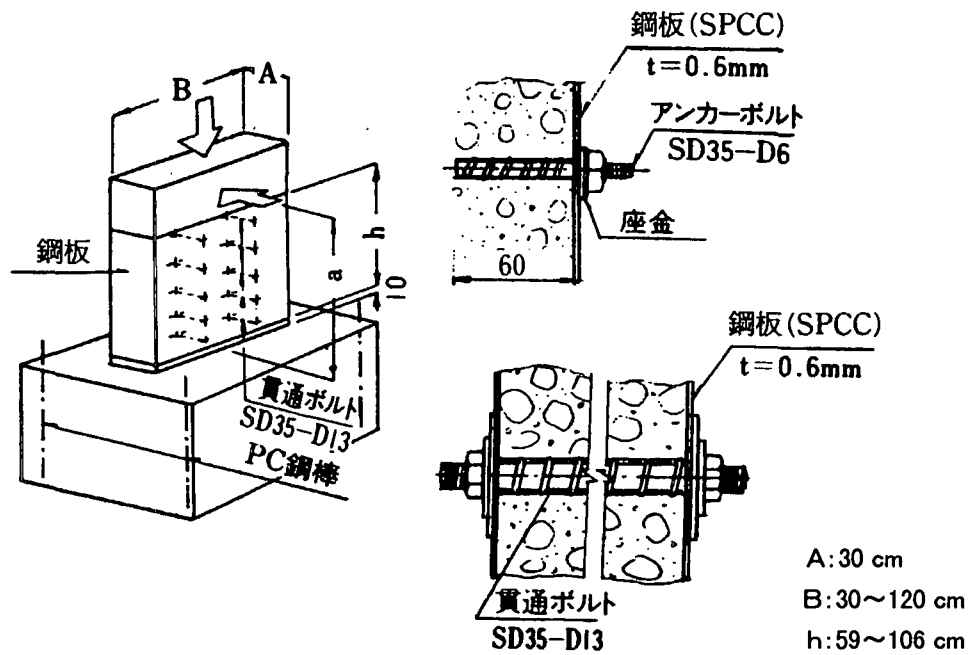


図 2.1.2-16 供試体形状^{A70)}

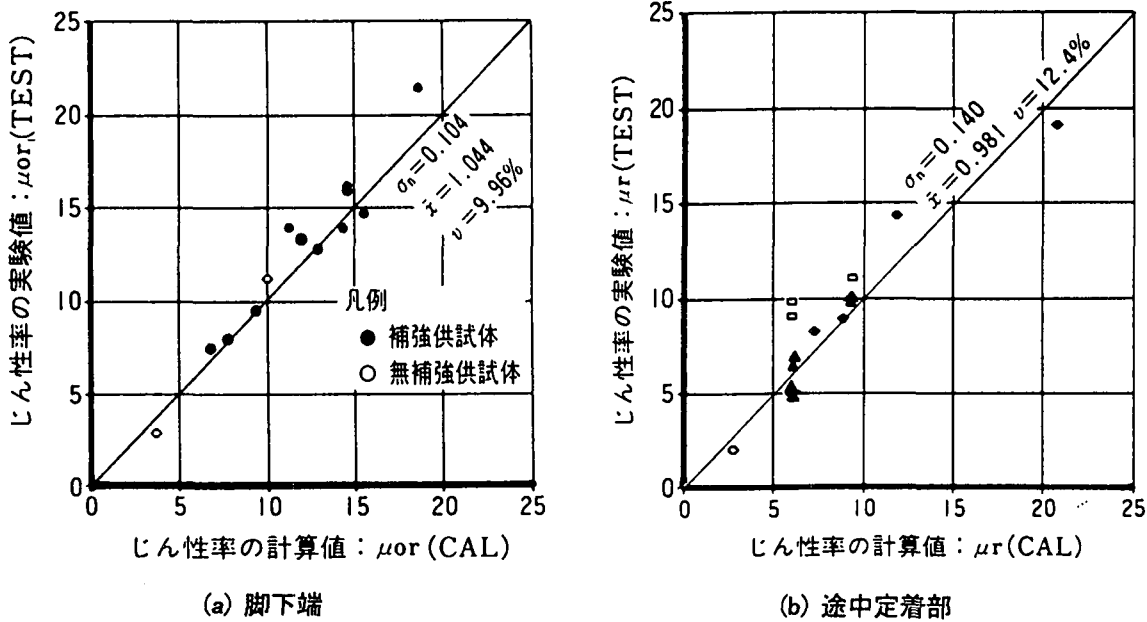


図 2.1.2-17 実験値と計算値の比較^{A70)}

表 2.1.2-3 供試体概要および実験結果一覧^{A5)}

番号	柱断面寸法 $b \times h$ (mm)	せん断スパン比 a/d	鋼板厚 t (mm)	降伏荷重(tf)		最大荷重(tf)		降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	鉄筋破断
				実験値 P_{y0}	計算値 P_{yc}	実験値 P_{y0}	計算値 P_{yc}			
1	430×430	3.07	2.3	25.1	21.7	32.3	27.4	6.6	57.9	11 δ_y
2	430×430	3.07	3.2	25.8	21.8	32.9	27.5	6.9	64.5	11 δ_y
3	430×430	3.07	4.5	24.8	20.8	35.0	26.0	5.5	72.3	14 δ_y
4	430×430	3.07	2.3	24.6	21.9	32.2	27.7	6.3	69.6	11 δ_y
5	430×430	3.07	3.2	25.9	21.7	31.6	27.5	6.9	71.1	11 δ_y
6	430×430	3.07	4.5	24.5	21.9	32.7	27.8	5.4	66.6	13 δ_y
7	430×430	2.27	3.2	33.2	29.5	44.1	37.4	4.9	51.2	11 δ_y
8	430×430	3.07	3.2	24.7	21.8	29.8	27.6	6.6	59.7	11 δ_y
9	430×430	3.07	3.2	24.3	21.6	33.8	27.2	6.4	74.7	12 δ_y
10	430×730	1.70	3.2	66.5	61.4	102.6	82.6	6.2	61.2	—
11	430×280	3.11	3.2	17.0	14.4	22.4	16.7	5.1	62.2	—

表 2.1.2-4 供試体諸元^{A34)}

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 1R	No. 4R
柱断面 $b \times D$		800×800mm				(補修試験体)	
柱下端～水平載荷点		3.0m				(補修試験体)	
軸方向鉄筋		SD295	20本-D32	$(p_t=0.80\%)$		(補修試験体)	
帯鉄筋	柱下端部	SR235	9 ϕ @150mm	$(p_w=0.11\%)$		D13@100mm	
	柱中間部	SR235	9 ϕ @300mm	$(p_w=0.05\%)$		D13@100mm	
鋼板補強		—	t=6mm	t=9mm	—	t=6mm	t=6mm
軸力		240tf	240tf	240tf	120±2XP	240tf	240tf

備考：No. 4は、軸力 $N=120tf \pm 2 \times P$ (水平力) で軸力を変動させて行った。

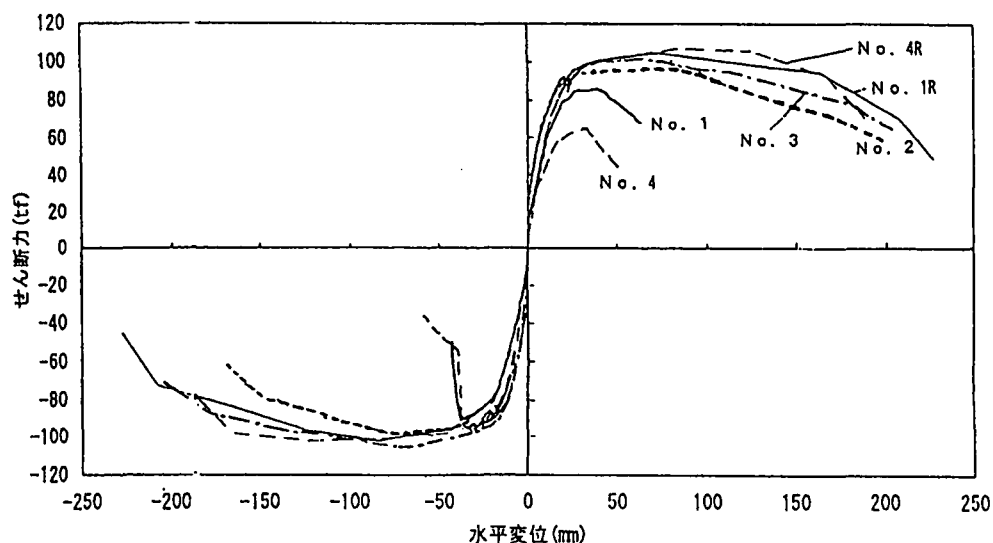


図 2.1.2-18 荷重—変位曲線の包絡線^{A34)}

表 2.1.2-5 供試体諸元^{A4)}

No.	柱断面寸法 b×h (mm)	有効高 さ d (mm)	せん断 パ ン比 a/d	引張鉄筋 比 (%)	軸方向鉄筋 比 (%)	帯鉄筋	鋼板厚 t (mm)	あき (mm)	充填材種別
1	400×400	360	3.19	D19×5 p _t =0.995	D19×16 p _t =2.87	—	—	—	(無補強)
2	400×400	360	3.19	D19×5 p _t =0.995	D19×16 p _t =2.87	—	3.2	15	砂 (水締め)
3	00×400	360	3.19	D19×5 p _t =0.995	D19×16 p _t =2.87	—	3.2	15	ソイメント
4	400×400	360	3.19	D19×5 p _t =0.995	D19×16 p _t =2.87	—	3.2	15	気泡モルタル
5	00×400	360	3.19	D19×5 p _t =0.995	D19×16 p _t =2.87	—	3.2	15	高流動 無収縮モルタル

表 2.1.2-6 試験結果^{A4)}

No.	降伏荷重 (tf)		最大荷重 (tf)		降伏変位 δ _y (mm)	終局変位 δ _u (mm)	じん性率	
	実験 値 P _y	計算値 P _{yc}	実験値 P _{max}	計算値 P _{maxc}			実験値 μ	計算値 μ _c
1	—	20.50	22.35	26.01	—	7.43	—	—
2	23.25	20.64	25.95	26.32	7.92	19.39	2.45	10.83
3	22.24	20.63	29.07	26.30	5.92	63.40	10.71	10.83
4	23.51	20.64	26.62	26.32	7.17	25.20	3.51	10.83
5	23.25	21.69	30.36	27.40	5.93	73.41	12.38	11.22

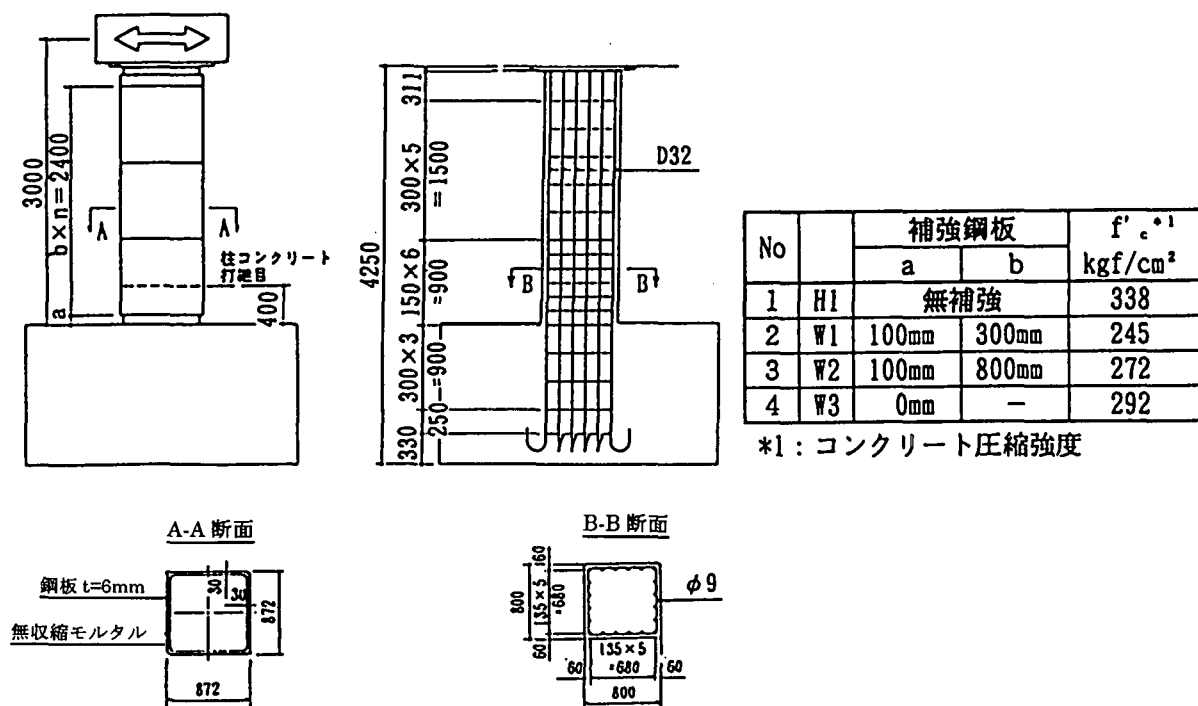


図 2.1.2-19 供試体の形状、寸法^{A36)}

表 2.1.2-7 実験結果 ^{A38)}

No	実験値(tf)		計算値(tf)		$\frac{P_y}{P_{yc}}$	$\frac{P_{max}}{P_{maxc}}$	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ
	P_y	P_{max}	P_{yc}	P_{maxc}					
1	80.8	86.9	68.4	83.8	1.18	(1.04)	21.0	43.6	2.1
2	75.3	95.5	66.9	79.4	1.13	1.20	18.5	173.2	9.4
3	75.7	95.0	67.6	81.1	1.12	1.17	18.9	159.2	8.4
4	79.5	105.2	72.1	87.9	1.10	1.20	17.0	209.0	12.3

()は、せん断破壊したため参考値

表 2.1.2-8 供試体概要 ^{A35)}

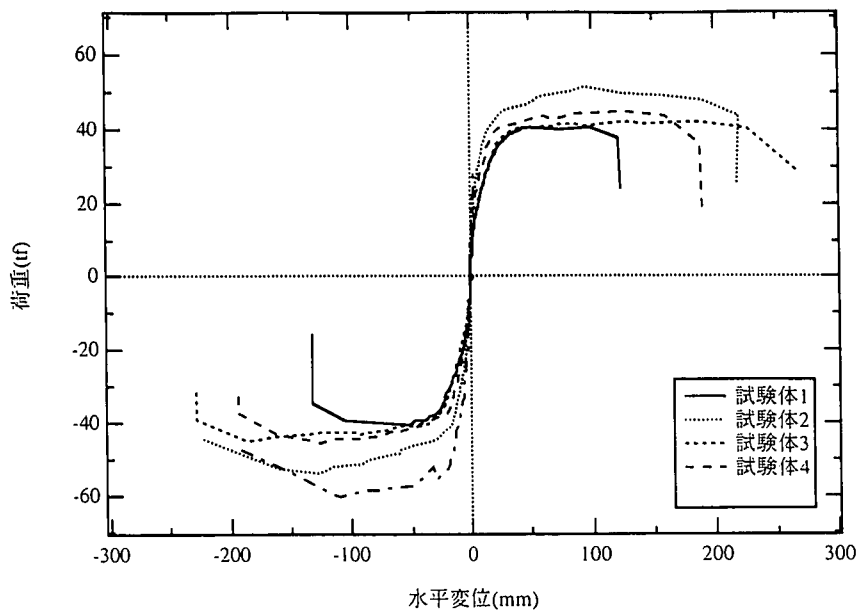
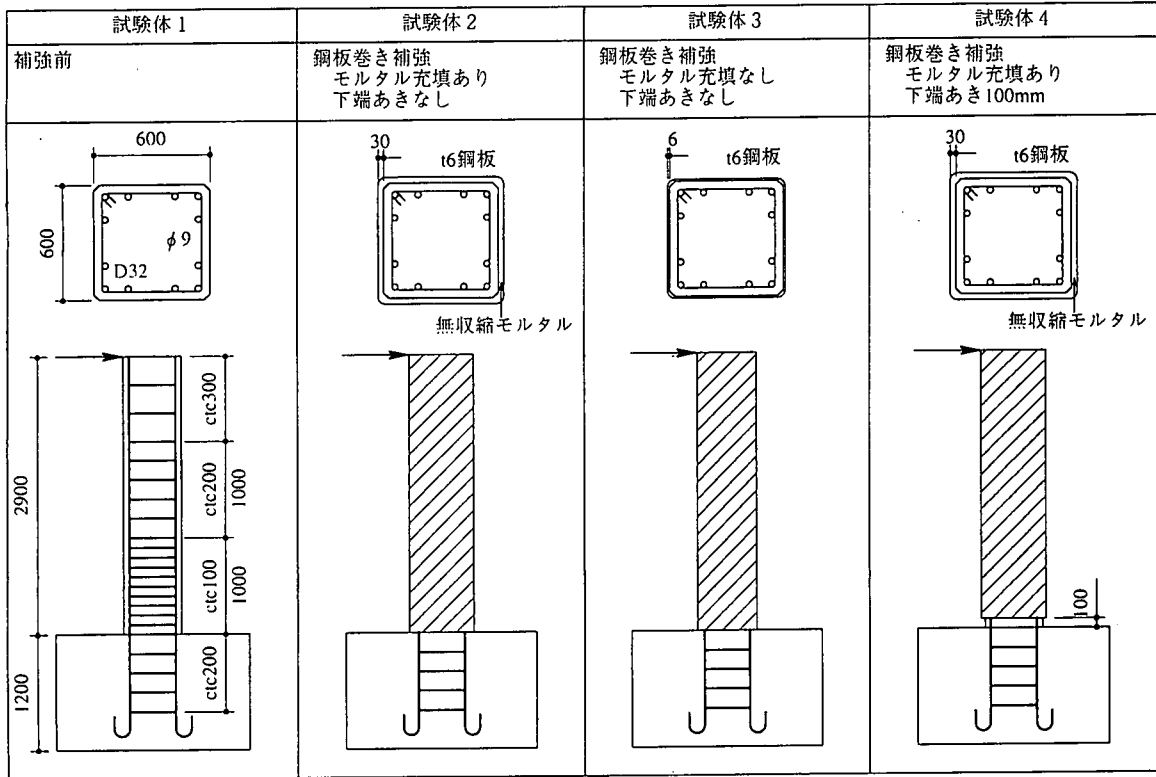


図 2.1.2-20 荷重—変位包絡線 ^{A35)}

2.2 コンクリート橋脚等への連続繊維補強

2.2.1 概要

新素材の耐震補強への適用研究が始まって10年余りになる。特に道路橋橋脚については主筋段落し部の補強の必要性が指摘され、当初はこの方面での研究が中心であった。段落し部で曲げ補強をした後、基部をせん断補強して靱性能を高める。その点で段落し部では曲げ補強と繊維の定着方法が、基部ではせん断補強とじん性補強が問題になる。一方耐震補強とは別に、設計活荷重が見直された関係上、桁や床版の曲げ補強の問題もその間生まれてきた。また兵庫県南部地震以降、各関係省庁より出された復旧仕様を受け、せん断は勿論、じん性或いは耐力増加を組み合わせた耐震補強研究が進められることになった。

このような背景のもと、本節では耐震補強だけにとらわれず補強内容別に今日までの研究状況を概説する。すなわち1)梁や桁を主として対象とした曲げ補強と、2)橋脚基部の耐力補強、3)段落し部の曲げ補強、4)せん断補強、そして5)じん性補強に分けて、これまでの代表研究を紹介するものである。対象となる補強材料については、シート状、テープ状或いはストランド状の炭素繊維が圧倒的多数を占めるが、近年アラミド繊維についても積極的導入の機運にあり研究が急増している。連続繊維として用いられるこれら2材料を中心に概説することになるが、ガラス系の短繊維を樹脂とともに吹き付けたFRP材の適用研究もあり、紹介に努める。

2.2.2 曲げ補強

我が国で連続繊維が初めて補強材料として使われたのは、鉄筋コンクリート梁や煙突を対象に炭素繊維を用いた実験が最初であろう^{B93),B94)}。中央部2点加力の矩形断面梁型試験体を用い、引張側にUD(Uni Directional)テープ、或いはクロスを貼り付けその効果を確認している。曲げ補強を図る際には特に炭素繊維とコンクリートとの一体化が重要であり、接着用のエポキシ樹脂は勿論のこと、下地処理に留意を要する。コンクリート表面塗布材として普通プライマーより浸透性プライマーが優れているとしている。

この接着性については実用上、長期性能を把握しておく必要がある。また繰返し活荷重を受ける道路橋桁部材の補強などに適用するには、疲労による劣化も考えられる。文献B79では、引張面に炭素繊維シートを貼り付けたプレストレストコンクリート梁の200万回曲げ疲労試験の後、静的破壊試験を行って疲労無し試験体との比較で十分な補強効果を有することを確認している。また耐久性については、炭素繊維シートを貼り付けたコンクリートブロック供試体(図2.2.2-1)の4000時間促進暴露試験を行い、接着強度の低下を調べた。平均接着強度は最大13%低下するが実用上は問題にならないとしている。

近年需要の増大とともに、同様の梁型模型による炭素繊維による曲げ補強実験が各所で実施されている^{B14),B15),B43),B47),B54)}。剥離破壊するものが多く、付着・定着の考え方や手法に論点の中心があるようである。文献B54では多積層の炭素繊維シートを貼り付けた梁の曲げ試験を行い、剥離破壊は層数と付着面積によって支配され、平均的な付着強度としては実用上5kgf/cm²程度をとればよいとしている。なお炭素繊維シートが破断する場合、実験結果はその全強度をみた梁理論計算耐力の80%程度であると報告している。また文献B43では同様に炭素繊維シートを用い下地処理方法をパラメータにした実験を行い、付着性状はこれによっても支配されることを述べている。すなわちコンクリート表面をウォータージェットとサンダー処理した場合を比較した。いずれにせよ剥離で耐力は決定するが、前者の場合はその度合いに拘わらず後方より一体性が向上するとしている。

これらは炭素繊維シート自身の付着力で定着させる方法であるが、別に定着を設ける考え方もある。文献B47では炭素繊維テープ(シート5層接着重ね合わせて裁断したもの)を梁引張面に配置し、両端部をシート巻付けして定着を図ったもので、炭素繊維テープをボンドとアンボンドとした試験を実施している。降伏耐力からはボンド試験体が優れているが、部材のエネルギー吸収性能や靱性能面からはアンボンド状態が優れている。長期耐久性ということも考慮すると、定着が図れる限りアンボンドを指向するのがよいと結論づけている。

アンボンドとして設計することも場合により効果的且つ容易であろう。しかしながら一般には特別な定着を施すのが施工上難しく、付着に期待する場合の多いことも事実であろう。その点で連続繊維シートの付着強度を含む付着メカニズムを明らかにすることが、曲げ補強設計の根本となる。文献B52では付着性能を調べ定着法を探る意味で炭素繊維シートをコンクリートに貼り付けた供試体を作製し(図2.2.2-2)、引張試験法を提案するとともにひずみ分布性状から付着特性を検討している。付着破壊が順次進行するため、定着長を長くとっても付着耐力には自ずと限界があること、曲げ引張に対する付着はコンクリート面での押しつけ効果もあり一般に強度は増大すること、定着部直交方向に炭素繊維シートを巻き付けることで母材破断を導ける結果を

述べている。また文献B7では純引張試験結果に対してFEMによる付着挙動解析を行っている(図2.2.2-3)。樹脂層ではなく、樹脂-コンクリートからなる界面層の破壊と考え、この層に τ - S 関係を仮定してそのメカニズムの解明を図っている。

2.2.3 橋脚基部曲げ補強

兵庫県南部地震直後建設省通達として出された復旧仕様²⁾に従い、じん性のみで対応できない橋脚については耐力補強を組み合わせる必要がある。その点で当地震以降橋脚基部の曲げ補強研究の必要性が増加している。これについても現時点公表のものは炭素繊維シートのみでアラミド等他の連続繊維に関するものは見あたらない。

連続繊維シートにより橋脚基部を曲げ補強する場合、その定着方法が問題となる。大きく分けて2通りの方法がある。一つは曲げ応力は基本的に炭素繊維シートでとらせ適当な定着方法でそのパフォーマンスを保証するもの、もう一つは比較的上方部分で鋼板など他の塑性材料に接着しその鋼板をフーチングに定着させるタイプのものである。後者については、塑性ヒンジ部分では大きな引張塑性ひずみが必要となり、その部分は塑性ひずみを期待できる鋼板に委ねようとするものである。

文献B25では炭素繊維シートを直接根巻きコンクリート中に定着させる工法を対象に、はり型試験体を用いて実験的研究を行っている(図2.2.3-1)。橋脚部巻付け有無、根巻きコンクリートの炭素繊維シート巻付け有無などをパラメータに単調載荷したものである。根巻きコンクリート外側にもシートを巻いた場合は新旧コンクリートの一体化、およびシートの定着が図られ結果的にシートが破断し、理論値を上回る耐力に達している。なお破断後は急激に耐力低下し無補強試験体の耐力に沿って変形が増大する。文献B24では図2.2.3-2に示すように、PPモルタルによる勾配定着部に炭素繊維シートを定着させる方法を考案している。フーチング上面部でアンカーボルトと鋼板を使用して押さえ込んだ場合には剥離は起こらなくなり、比較的大変形域でシートが破断すると報告している。また文献B30では図2.2.3-3に示すような必要最小限の増打コンクリート内にシート定着用鋼板とアンカー筋を使って定着する方法を考案している。試験の結果、炭素繊維シートは破断ひずみに達する前に増打部上面で破断した。骨材などによる損傷を考慮し定着部に於けるシートの保護法や、交番曲げ圧縮引張応力の作用下でのシートの強度低下の可能性などが今後の検討課題と報告している。

文献B20では上記のような高応力が作用し損傷が大きくなる部分での炭素繊維シートの使用への懸念から、シートはフーチングにアンカーボルト定着された鋼板とやや上方で接着し、外側から巻き付ける方法(図2.2.3-4)を提案している。曲げ圧縮下で鋼板が局部座屈するが耐力低下はなく、主鉄筋の座屈が顕著となる $6\delta_y$ 以降で荷重が低下したと報告している。なお無補強試験体に比較すると、20~30%耐力は増加し目標耐力に達している。

文献B3では図2.2.3-5に示すように、同様な鋼板を用い正方形断面を有する実橋脚の1/5模型の正負交番載荷試験を行っている。但しこの試験体は既存橋脚基部に円形ケーシングを施し外側を炭素繊維シートで巻き付けじん性補強を組み合わせたものである。軸方向炭素繊維シートと鋼板はボルト接合しこれをコンクリート内部にアンカーしている。この点が接着のみとした文献B20の方法と異なっている。実験では所定通りの耐力増加を実現できたと報告している。

2.2.4 段落し部補強

連続繊維による段落し部補強の研究は1990年前後より始まっている。文献B81では炭素繊維UDテープを段落し部分の材軸方向に貼り付けることで同部の曲げ耐力を増加させ、その結果基部降伏先行に移行させ、基部には炭素繊維ストランドを巻き付けてせん断破壊を防止、じん性を向上させる耐震補強工法を提案した(図2.2.4-1)。本工法は橋脚模型を使った正負交番載荷試験で実証された^{B82)}。その後文献B76では同様に段落しを有する同様の橋脚模型の静的および動的載荷試験を行っている。同様の補強を行うことで基部降伏先行型に移行させ、靱性能が改善できることを静的試験で確認している。同様の試験体を用いた動的試験では耐力は上昇し、靱性能は低下する結果を得ている。これは、ひずみ速度の影響により基部耐力が増加し、結果的に段落し部への作用力が増加したためと報告している。さらに実験を追加し、塑性ヒンジ部でのコンクリート終局ひずみをパラメータとした解析を行ってこの種の橋脚のじん性率にも検討を加えている^{B71)}。これらの成果は他の一連の基礎的実験と併せ、段落しを有する既存橋脚の耐震補強に関する研究としてとりまとめ²⁾、炭素繊維シート補強量およびその定着長さを含め設計法を提案している。

アラミド繊維を用いた耐震補強研究も近年始まっている。文献B36では、アラミドテープを段落し部に巻き付ける補強方法に関し、橋脚断面寸法比 $B/D=0.5\sim 2.0$ および補強量などをパラメータにした静的単調載荷試験を行っている(図2.2.4-2)。補強によりせん断破壊は防止でき、靱性能を向上させることが出来たと報告している。また文献B37では同様の正方形断面試験体を用い、正負交番載荷試験を行ってその効果を確認している。試験ではアラミドの他に体積補強比を同一にした($\rho_{cf}=\rho_{ar}=0.16\%$)炭素繊維テープも用いて効果を比較している。靱性能については炭素繊維の方が良好な結果を与えるが、最終的にはコーナー部で破断している。炭素繊維の方が高弾性率であり、拘束剛性は高いが破断ひずみが小さいことと因果関係があると思われる。また文献B34では衝撃的地震荷重を想定した載荷試験を行って同様の効果を確認している。いずれにせよこれらの補強方法は主筋段落し部にアラミド繊維を巻立てるもので、材軸方向には補強を行っていない。従って段落し部での降伏先行を許容しじん性を向上させる補強方法をとっている。その点で文献B71,B81,B82などの補強方法と考え方を異にしているのであろう。

2.2.5 せん断補強

炭素繊維を鉄筋コンクリート柱の外周に巻き付け、せん断およびじん性補強効果を調べたのは文献B87が最初であろう。炭素繊維強度を2/3に低減し、建築学会終局強度型指針式³⁾を用いることでせん断耐力を評価出来るとした。

$$Q_{su}=b \cdot j_t \cdot p_{wf} \cdot \sigma_{wf} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_{B/2} \quad (1)$$

$$\sigma_{wf} = \sigma_{cf} \times 2/3 (\sigma_{cf}: \text{炭素繊維ストランドの引張強度})$$

炭素繊維は局部的な折れ曲げ加工に弱く、図2.2.5-1に示すような装置を用いてコーナー部面取り半径に関する実験も行い、最小面取り半径として30mm以上を確保すればよいとの結果を得ている(図2.2.5-2)。この実験ではストランド状炭素繊維が用いられたが、その後文献B60では炭素繊維ストランドとシート補強の梁型試験体を用いてせん断耐力に対する補強効果を調べた。両者の間で補強効果に大した差はなく、上記の強度低減を施せば既往の基準式で安全側に評価できるとしている。

文献B46では同様の炭素繊維シートを梁外周にゼブラ状或いは前面に巻き付けた曲げせん断実験を行った。補強量が多くなると若干効果は落ちる傾向にあり、炭素繊維引張強度低減係数のとりかたに留意する必要があるとしている。この実験では、アルカリ骨材反応膨張により損傷を受ける橋脚などの補強も意識し、膨張剤を添加した試験体の補強実験も行っている。通常のものと同様で、この種の損傷部材のせん断補強にも有効であることを述べている。なお本実験での補強効果は次式により比較しているが、補強量が多い領域では実験値は危険側になる傾向を述べている。

$$p_w \cdot \sigma_w = p_s \cdot \sigma_s + n \cdot p_{cf} \cdot \sigma_{cf}' \quad (\sigma_{cf}' = \lambda \sigma_{cf}) \quad (2)$$

ここに、 p_s および p_{cf} はスターラップおよび炭素繊維の補強比、 n は炭素繊維のスターラップに対する弾性係数比である。 σ_s および σ_{cf} は各々の降伏、引張強度であるが、炭素繊維強度の低減係数 λ として文献B87と同様2/3を用いている。

一方梁側面のみを前面貼り付け、或いは梁下面を介してU字型補強する考え方もある^{B32),B39),B72)}。文献B39ではU字型貼り付け補強実験を行っている。最終的に剥離破壊し、耐力評価のために付着を考慮した炭素繊維シートの負担せん断力算定の考え方を示している。文献B32では側面接着と全周巻付け補強の比較を行っている。前者はやはり剥離してしまい後者より補強効果が落ちると報告している。これらの実験で分かるように全周巻付けの方が補強効果の上がることは自明であり、ひとえに定着の取り方がポイントとなる。しかしながらスラブ直下の梁や桁直下のラーメン上梁のせん断補強を考える時、施工空間からも事実上不可能となる場合が多い。文献B35では鋼板とボルトで定着を確保するU字型貼り付け補強工法を考案し(図2.2.5-3)、閉鎖型と同様の補強効果を確認している。

炭素繊維シートでのせん断補強メカニズムは、それが応力再配分の効きにくい弾性材料であること、弾性係数は鋼材と同様でも補強量は事実上極めて少なく拘束剛性がかなり低いこと、そして母材強度と付着強度の関係

などによって決まってくる。従来補強設計における炭素繊維の強度低減は、主としてノッチ効果に対する配慮とされているが、このような要因にもよっているのであろう。文献B1では炭素繊維シートを鉄道高架橋柱に巻き付けたせん断補強実験を行った後、シートの付着を考慮したFEM解析を行っている(図2.2.5-4)。補強量によって炭素繊維が破断するせん断引張破壊と、コンクリート圧縮縁が破壊するいわゆるせん断圧縮破壊に分類し、実用範囲である前者に対し炭素繊維シート引張強度の低減を表す補正係数として $K=0.8$ を提案し、その結果は指針に取り入れられている⁵⁾。

$$V_{cf} = A_{cf} \cdot K \cdot f_{cfud} \cdot (\sin \theta_{cf} + \cos \theta_{cf}) / S_{cf} / (\gamma_{bcf} / Z) \quad (3)$$

ここに、 V_{cf} ：設計補強せん断耐力

- A_{cf} ： 角度 θ_{cf} で配置される単位幅当たりの炭素繊維シートの断面積
- K ： 炭素繊維シートの強度補正係数(=0.8)
- f_{cfud} ： 炭素繊維シートの設計強度
- θ_{cf} ： 炭素繊維シートが部材軸となす角度
- S_{cf} ： 炭素繊維シートの単位幅
- γ_{bcf} ： 部材係数(1.15)
- Z ： 圧縮合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離

アラミド繊維を用いた鉄筋コンクリート部材のせん断補強についても研究が始まっている。文献B27,B36では段落し部を有する矩形柱のほぼ全高にアラミド繊維テープを巻いた供試体の静的単調載荷下のせん断強度に注目した研究を行っている。実験変数としては、図2.2.5-5,図2.2.5-6に示すように矩形断面の縦横比、アラミド繊維テープの巻付け量とともに巻付け間隔を考えているのが特徴である。断面隅角部の処理は特に何も行ってない。結論としては、アラミド繊維テープの巻付け量を多くするとせん断強度とじん性も向上するというもので、(3)式と同様にトラス機構を考え、せん断強度の増加分を表す式として次式を与えている。

$$V_{sd} = A_w F_F \gamma (\sin \alpha + \cos \alpha) / s Z \quad (4)$$

- ここに、 V_{sd} ： アラミド繊維テープによるせん断強度の増加分
- A_w ： アラミド繊維テープの断面積
- F_F ： アラミド繊維テープの引張強度 (=29,000 kg f/cm²)
- γ ： 低減係数 (=0.3)
- α ： 巻付け方向と部材軸のなす角度
- s ： アラミド繊維テープの巻付け間隔
- Z ： 柱断面高さの1/1.15

式(4)の特徴は、せん断強度の増加に有効なアラミド繊維テープの強度を表すのに、実験結果に基づき、0.3を用いていることにあり、式(4)による推定結果と実験結果の比較は図2.2.5-7に示す。この他に、アラミド繊維テープの補強量が同じでも、テープの間隔が小さな方が補強効果が高いと結論しているが、式(4)ではそれは考慮されていない。また断面の縦横比の差による補強効果の差はないとしている。

文献B8は、梁にアラミド繊維シート、炭素繊維シートを巻立て、単調載荷時のせん断耐力の向上に注目した研究である(図2.2.5-8参照)。断面隅角部の処理として、1辺1cmの直角2等辺三角形形状に面取りをしている。多くの供試体は、斜め引張破壊により最大耐力を迎えた後、シートのひずみがさらに増加し、最終的にはシートの破断により耐荷力を失った(図2.2.5-9,図2.2.5-10参照)。シート補強によるせん断耐力の増加は式(4)と同様に考え、実験結果はアラミド繊維シートの場合、低減係数が0.45~1.23の範囲、炭素繊維シートの場合、0.30~0.73となっている(図2.2.5-11参照)。この結果から、低減係数の設計用値として0.4を推奨している。また土木学会の連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)⁸⁾中の連続繊維補強棒材用のせん断耐力式を使うと耐力を過度に評価するとしている。

文献B10では、正方形断面の橋脚模型供試体(図2.2.5-12)に、炭素繊維シートもしくはアラミド繊維シートを巻立て、一定軸方向圧縮力下で正負交番載荷を与え、シート補強によるせん断耐力、じん性の増加に注目

している。せん断破壊を起こした場合、シートによる補強を行っていない供試体の耐力からの増加分を式(4)を用いて表現すると、炭素繊維シートの場合低減係数が0.95であり、アラミド繊維シートが0.69となったとしている。一方曲げ降伏が先行する場合は曲げ降伏後にRC部の負担せん断力が減少し、その分シートの負担せん断力が増加する。軸方向筋の座屈によって耐力が失われる時には、RC部の負担せん断力がシート補強していない供試体のせん断耐力の約8割に低下していることを述べ、設計ではこの点を考慮し、シート量を定める必要があるとしている。終局変位はどちらの場合にもアラミド繊維シートの方が大きかったとしている。

文献B53では、正方形断面柱をアラミド繊維テープもしくは炭素繊維テープを螺旋状に巻き付け、正負交番載荷もしくは単調載荷を与え、せん断強度の増加に注目した研究を行っている(図2.2.5-13参照)。断面隅角部の処理として、炭素繊維テープの場合のみ、1辺1cmの直角2等辺三角形に面取りしている(図2.2.5-13参照)。結論としては、せん断耐力は補強量に応じて増加し(図2.2.5-14参照)、せん断破壊はコーナー部のテープ破断によって生じていること、補強量の増加に伴い変形性能が向上するとともに曲げ耐力も若干上昇すること(図2.2.5-14参照)をあげている。また既存のせん断強度式(荒川mean式、建築学会指針式)のせん断補強筋の寄与分を表す項に、以下のように繊維の効果を考慮することにより、安全側に強度を推定できることを示している(図2.2.5-15参照)。

$$p_w \sigma_{wy} = p_w' \sigma_{wy}' + \alpha_f p_w f_{\sigma_{wy}} \quad (5)$$

ここに、
 f_{p_w} : 巻付け繊維テープのせん断補強筋比
 $f_{\sigma_{wy}}$: 繊維直線部の引張強度
 p_w' : 既存RC部せん断補強筋比
 σ_{wy}' : 既存RC部せん断補強筋引張強度
 α_f : 低減係数 (=1/3)

式(5)中の低減係数は、鉄筋と繊維のヤング係数の違いやコーナー部での繊維破断を考慮したものとしている。その他興味有る結論として、テープとの付着がない方が最大耐力、変形性能とも劣ること、補強量(繊維量)が同じ場合、炭素の方が耐力が高くなること、テープの間隔を小さくした方が最大耐力、変形性能が若干向上していることを示している。

文献B9では、正方形断面柱に炭素繊維シートもしくはアラミド繊維シートを螺旋状に巻立て(図2.2.5-16参照)、一定軸方向圧縮力下で正負交番載荷を与え、せん断耐力、じん性の増加に注目した研究を行っている。供試体は、1体を除き曲げ降伏前のせん断破壊で終局に至っている。最大耐力時にはテープは破断せず、テープのひずみが補強量が異なっても、アラミドでも炭素でもほぼ0.6%であるという観察結果に基づき、せん断耐力推定式として、既存の式(修正荒川式)のせん断補強筋の寄与分を表す項として、以下の式を提案し、この式が実験結果の傾向をよく捉えているとしている(図2.2.5-17参照)。

$$\Sigma p_w \sigma_{wy} = p_w \sigma_{wy} + p_{TW} E_T \epsilon_T \quad (6)$$

ここに、
 p_w : 既存RC部せん断補強筋比
 σ_{wy} : 既存RC部せん断補強筋降伏強度
 p_{TW} : 巻付け繊維テープのせん断補強筋比
 E_T : 繊維テープのヤング係数
 ϵ_T : 繊維テープの横拘束限界ひずみ (=0.6%)

早期施工性の観点からガラス繊維系のFRP版巻付けによる補強方法の開発も進められている。文献B40ではポリプロピレン樹脂にガラス短繊維を混入したFRP版を隅角部で機械接合したもの、両者を混合しつつ吹き付けたもの、吹き付けた樹脂上から長繊維シートを巻き付けた鉄筋コンクリート梁を製作し曲げせん断試験を行っている。いずれの試験体もせん断破壊から曲げ破壊型にすることができたが、機械接合したものについては同部で破壊するためその強度確保が課題であると述べている。

2.2.6 じん性補強

炭素繊維によるじん性補強効果を確認したのは文献B102の研究であろう。円形断面を有する既存鉄筋コンクリート柱を対象に、炭素繊維ストランドを巻き付けることで十分な靱性能を確保できることを示した。本実験ではボンドタイプのものと同様にボンドを切ったものをも比較しており、ボンドタイプは強度改善効果に、アンボンドタイプは靱性能改善効果に優れていることを述べている。さらに矩形断面を有する柱試験も行っており^{B98)}、アンボンド試験体の場合直巻きと下地処理をした後巻き付けたものとの差の無いことを述べている。下地処理をなくすことは経済性、早期施工と密接に関連するからである。この後小畠、勝俣らはこれらの実験結果を含めて検討し、横補強量で表した終局部材角評価式を与えた^{B87)}。

$$R_u = (3.2 \sum p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot 3.5) / 1000 \text{ rad.} \quad (\sum p_w \cdot \sigma_{wy} : \text{kgf/cm}^2) \quad (7)$$

さらに、せん断スパン比と補強量をパラメータにした実験を追加し、せん断耐力と曲げ耐力の比であるせん断余裕度で整理し、最終破壊タイプ別に終局部材角評価式を提案している^{B50),B59)}。

$$\text{せん断破壊型} \quad : R_{us} = 5R_0 (Q_{su}/Q_{mu}) \cdot 3R_0 \quad (8)$$

$$\text{主鉄筋座屈破壊型} \quad : R_{us} = 2.5R_0 (Q_{su}/Q_{mu}) + 0.5R_0 \quad (9)$$

ここに、 Q_{su} : せん断耐力、 Q_{mu} : 曲げ耐力、 R_0 : 基準部材角 (1/150)

兵庫県南部地震での経験後大規模地震に対する設計荷重が大幅に引き上げられ、呼応してじん性設計が積極的に導入される機運にある。道路橋の場合横拘束量によってコンクリートの応力-ひずみ関係を規定し、部材断面のモーメント-曲率関係から決まる終局曲率でじん性を規定している⁴⁾。その点で連続繊維による道路橋橋脚補強についても、横拘束されたコンクリートの応力-ひずみ挙動に関するいくつかの研究がみられる。

文献B69では矩形断面供試体 (150×150×H300) の外周に炭素繊維シートあるいはテープを巻き付けて1軸圧縮応力-ひずみ挙動を調べた。体積補強比 ρ_{cf} =0~0.3%の範囲内で、強度の増加は比較的少なく、炭素繊維の破断で決まる終局ひずみおよび軟化域は増大する結果を得た。文献B31では大型および小型の円形および正方形断面供試体 (ϕ 500×H1500, ϕ 200×H600, D500×H1500, D200×H600) 外周に炭素繊維シートを巻付け、同様の試験を行っている。最大強度およびその時のひずみについて増大させる効果はやはり少なく、終局ひずみを増大させる効果があること、前者に対して効果の少ないのは実際補強量としては少なくなる炭素繊維の引張剛性の問題であると述べている。文献B19では高弾性シート ($E=4.42 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$, $f_{cf}=25,600 \text{kgf/cm}^2$) と高強度シート ($E=2.5 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$, $f_{cf}=37,500 \text{kgf/cm}^2$) を用いた同様の試験を行っている。圧縮強度増大には弾性係数の大きな高弾性シートが、終局ひずみの増大には破断ひずみの大きな高強度シートが効果的と述べている。すなわち強度増加には拘束材料の剛性が、終局ひずみには破断ひずみが当然深い因果関係を持つことを裏付けている。

文献B12では円形断面、矩形断面 (1:1断面、1:2断面) の柱供試体にアラミド繊維シートを巻付け (図2.2.6-1参照)、軸方向に載荷し、シート補強によるコンクリートの応力-ひずみ関係に与える拘束効果を明らかにしている。円形断面の方が矩形断面より耐力の増加、最大応力以降の応力の低下の遅れが著しいこと (図2.2.6-2, 図2.2.6-3参照)、矩形断面では1:1断面の方が1:2断面より拘束効果が表れることを示している。

炭素繊維シート補強による応力-ひずみ関係の指針化が急がれる一方で、文献B16では軟化域を直線でモデル化するHognestad式をベースにした応力-ひずみ関係を用い、ニュージーランドコードで規定される塑性ヒンジ領域を仮定した靱性評価法を提案している。すなわち応力-ひずみ関係については、強度および強度時ひずみに対する補強効果は無視する。既往の1軸圧縮試験結果をもとに、終局ひずみ ϵ_{cu}' と横拘束力の効果の関係を整理し、対数関数で回帰した式を提案し、安全側で使える評価法としているのである。

$$\epsilon_{cu}' = 0.0038 \cdot [2.78 + 0.45 \cdot \ln(\rho_{cf} \cdot f_{cf}/f_{cc} + 0.019)] \quad (10)$$

ここに、 ρ_{cf} : 炭素繊維シートの体積補強比
 f_{cf} : 炭素繊維シートの引張強度、 f_{cc} : 無拘束コンクリートの1軸圧縮強度

兵庫県南部地震以来、耐震補強が急速に進められる背景もあり新素材によるじん性補強研究は急増している。文献B29では拘束効果が弱くなる比較的幅広の橋脚 (B/D=1.5&3.0) への適用も意識し、擬似動的実験を行って補強効果を確認している。すなわち実橋脚 8 層程度に相当する $\rho_{cf}=0.1\%$ で十分なじん性が確保されたと述べている。要求される靱性能にもよるが、壁式橋脚への適用の可能性を示唆している。文献B23では首都圏で用いられる代表的な橋脚を対象に、1)炭素繊維シート、2)鋼板と炭素繊維シートの重ね巻き、3) 2)と同様であるが、鋼板を楕円形と外側に炭素繊維シートを巻き付けたものに関し、正負交番実験を行った。橋脚基部でH形鋼や円形鋼板巻立てが施工上困難な箇所では、炭素繊維巻きや楕円鋼板を組み合わせた補強も有効であると述べている。

橋脚基部を巻立てる場合、矩形断面橋脚については幅中央部に拘束を与えるのが難しい。一方円形断面の場合には巻立て材料の円周方向に比較的一様な軸応力が作用し、大きな拘束を与えることが出来る。文献B3ではこのような効果を利用し、基部に円形のコンクリートケーシングを配しその外周を炭素繊維シートで巻立てた試験を行い、靱性能が著しく改善された結果を報告している。

上記は道路橋橋脚の研究開発動向であるが、鉄道関係でも活発に実験が行われ、実用化段階に達している。文献B2では鉄道高架橋柱の炭素繊維シート巻立て工法を対象に、実大模型による高軸力下 ($\sigma_0=40\text{kgf/cm}^2$) 正負交番載荷試験を行っている。補強量が比較的少ない場合は炭素繊維の破断でじん性が決定するが、多量になると破断せずコーナー部のコンクリートが先に圧壊するモードとなる結果を得ている。なお炭素繊維ストランドを巻立てたものも試験しており、同量のシートに比較し高い靱性能を得ている。ストランドの場合エポキシ樹脂に含浸させたものを巻き付けているだけであり、コンクリートとの付着がシートに比べ小さくひずみが緩和され易いことであろう。施工性や経済性も考慮する時、炭素繊維シートの前面接着は本当に必要か、再考する余地がある。いずれにせよこれらの実験をもとにじん性評価式が提案され、せん断試験の実施検討と併せ指針化をみることになった⁵⁾。

$$\mu_{cfd} = 2.8 + 1.15 \cdot (V_{cfyd} \cdot la) / M_{cfud} < 10 \quad (11)$$

ここに、 μ_{cfd} : 柱部材の設計補強じん性率、 V_{cfyd} : 柱部材の設計補強せん断耐力
 M_{cfud} : 柱部材の設計補強曲げ耐力

なおアラミド繊維シートについても同様の実験が行われ指針化をみている⁶⁾。

$$\mu_{afd} = 2.2 + 3.2 \cdot (V_{afyd} \cdot la) / M_{afud} < 10 \quad (12)$$

ここに、各記号は炭素繊維の場合と同様である。

炭素繊維シートは地下鉄中柱のような高軸力を受ける部材の補強にも適用されている。文献B4では $\sigma_0/f'_c=0.33$ とした高軸力柱を対象に正負交番載荷試験を行い、終局部材角評価式を提案した。地下構造物の場合、一般に作用力より地盤の応答変位で決まる。その意味でじん性率より、軸力に対する支持能力を喪失することなく地盤変位に追随出来るかが問題となるのである。これらの実験研究を通し高架橋柱の場合と同様指針化をみることになった⁷⁾。

$$\theta_{cfud} = \theta_{cfuk} / \gamma_b = |3.9 \cdot 8.3 \cdot \eta + 0.3 \cdot (V_{cfyd} \cdot la) / M_{ud}| / 100 \quad (13)$$

ここに、 θ_{cfud} : 補強保有部材角、 γ_b : 部材係数 (1.3)、 η : 軸力比 (σ_0/f'_c)
 V_{cfyd} : 設計補強せん断耐力、 M_{cfud} : 設計曲げ耐力、 la : せん断スパン

これまで触れたようにせん断補強についてはせん断力を負担する力の能力の問題であり、じん性については拘束力を与える剛性の問題に起因する場合が多い。文献B5では鋼板と炭素繊維シートを組み合わせた効果的な補強方法を提案している。すなわち、せん断力負担を多く期待するウェブ部分には炭素繊維シートを、拘束剛性を期待するフランジ部分には鋼板を使用し、コーナー部を介し両者を接着定着しようとするものである (図 2.2.6-4 参照)。小野等の行った試験のうち同様の試験体 (B/D=2) で比較を行っている。但し炭素繊維補強量は半分、軸力レベルは $\sigma_0/f'_c=0.49$ とより高くしている。実験では、耐力変形能とも小野等の実験より良

好な結果を得たと報告している。

炭素繊維の他、アラミド繊維でもじん性補強への適用の動きがみられる。文献B28とB37（もしくは文献B11）では、段落し部を有し一定の軸方向圧縮力を受けている正方形断面柱に、その全高にわたってアラミド繊維テープ、炭素繊維テープを巻付け（図2.2.6-5、図2.2.6-6参照）、正負交番荷重下での靱性能を無補強供試体と比較することにより論じている。但し断面隅角部の処理はアラミド、炭素繊維とも特に何も行っていない。結論としては、アラミド繊維テープ、炭素繊維テープともにじん性を向上させる効果があること（図2.2.6-7参照）、耐力低下はアラミドの場合軸方向筋の座屈で、炭素テープの場合はコーナー部のテープ破断で生じることを明らかにしている。

文献B13では、段落し部を有し一定の軸方向圧縮力を受けている正方形断面柱に、その全高にわたってアラミド繊維テープを巻付け（図2.2.6-8参照）、正負交番荷重を与え、その段落し部のせん断強度の増加と柱全体の靱性能について論じている。この研究の特徴は繊維の方向が部材軸と45度をなしている点である。結論として、段落し部のせん断強度は増加し、破壊は段落し部のせん断破壊から基部の曲げ破壊に移行し、靱性能も向上したとしている（図2.2.6-9参照）。

その他文献B24では衝撃的な地震荷重を想定し、衝撃荷重を受ける矩形柱（図2.2.6-10、図2.2.6-11、図2.2.6-12参照）のアラミド繊維テープ補強効果を調べている。また文献B48では正方形断面柱にアラミド繊維テープを巻付け、耐衝撃性について論じている。補強量が多いほど損傷が軽微になること、軽微な損傷を受けた後アラミドテープにより補強しても補強効果は十分期待できるとしている。

以上はテープ、あるいはシートによる補強であるが、連続繊維ロッドの適用の機運もある。文献B21では断面縦横比1:5の壁式橋脚を対象に、アラミドロッドを壁内に貫通させ外周の鋼板を介して基部を拘束する補強方法を検討している。なお本試験体ではアラミドロッドに緊張力は導入されていない。高引張強度を利用し、ピッチを極力大きくとり削孔を減らし、施工手間を軽減する実務からの期待がある。

ガラス繊維系FRPについても適用開発が進められている。文献B6では図2.2.6-13に示すように、ガラス繊維をコンクリート表面に吹き付けてGFRP補強する工法と、スチールクロスに合成樹脂を含浸させつつ巻き付けてSCRП補強する工法を組み合わせることで高施工性効果的補強が実現できるとしている。すなわち強度は高いが剛性の低いGFRPは一般部せん断補強に、構成や伸び能力の大きなSCRПは基部の巻立て補強に使用とするものである。

参考文献

- 1) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様および関連資料、1995年2月
- 2) 緒方等：炭素繊維による段落し部を有する既存RC橋脚の耐震補強に関する研究、土木学会論文集、No.540/VI-31、1996年6月、pp85-104
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990年11月
- 4) (社) 道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、1996年12月
- 5) (財) 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針、1996年7月
- 6) (財) 鉄道総合技術研究所：アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針、1996年12月
- 7) (財) 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる地下鉄RC柱の耐震補強工法設計・施工指針、1997年1月
- 8) 土木学会：連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー88、1996年9月

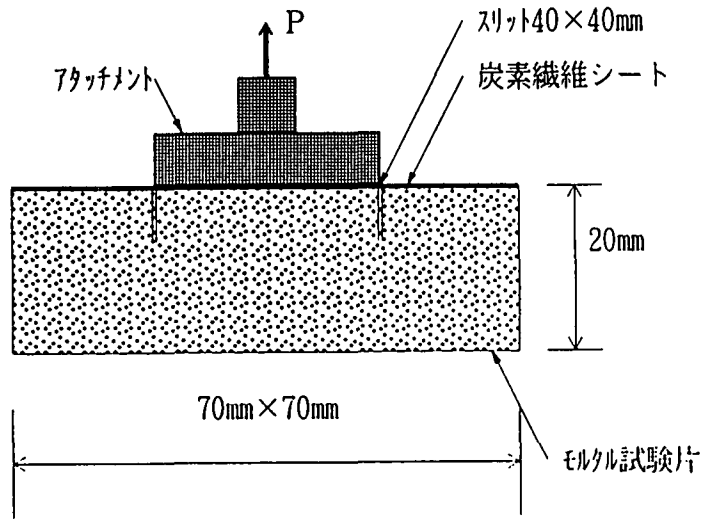


図2.2.2-1 接着強度試験方法（モルタル試験片の例） B79)

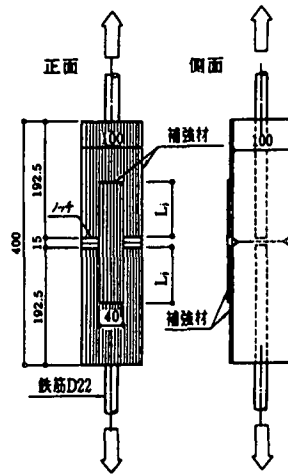


図2.2.2-2 試験体の形状・寸法（重ね継手長さ） B52)

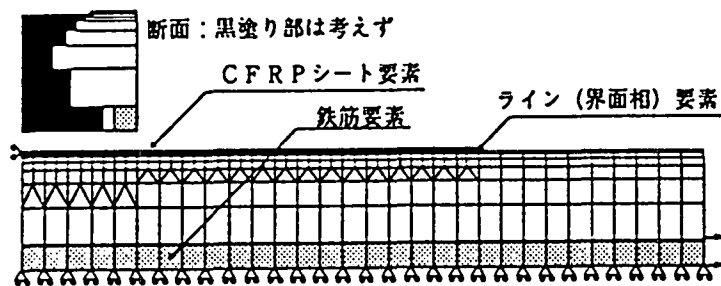


図2.2.2-3 FEM付着挙動解析 B7)

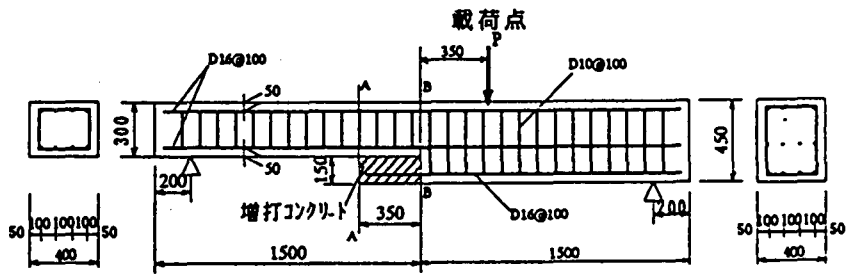


図2.2.3-1 供試体概要図 B25)

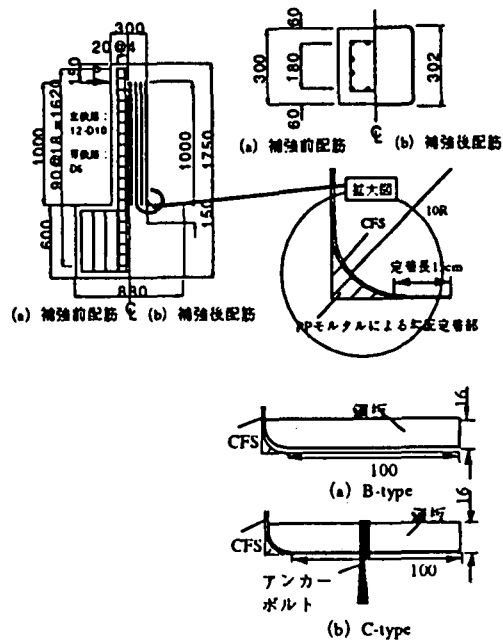


図2.2.3-2 CFSの基部定着部 B24)

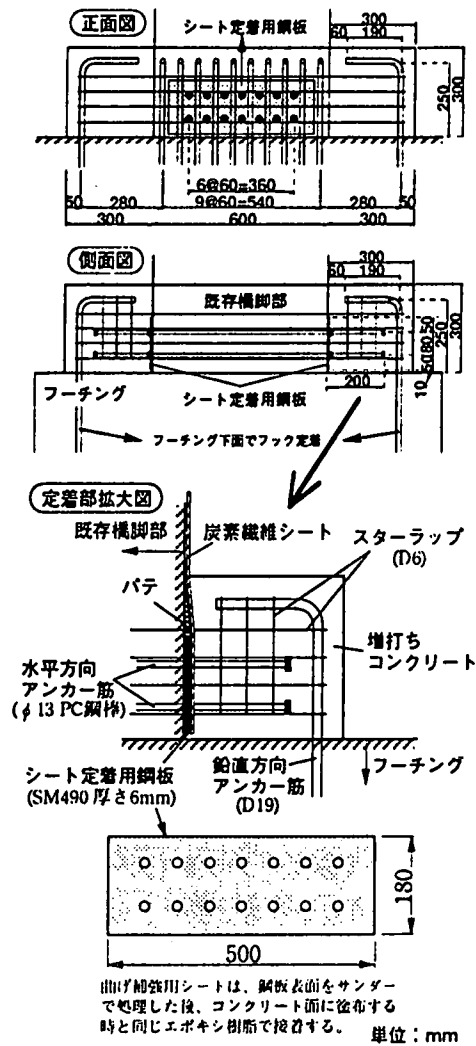


図2.2.3-3 曲げ補強用シートの定着 B30)

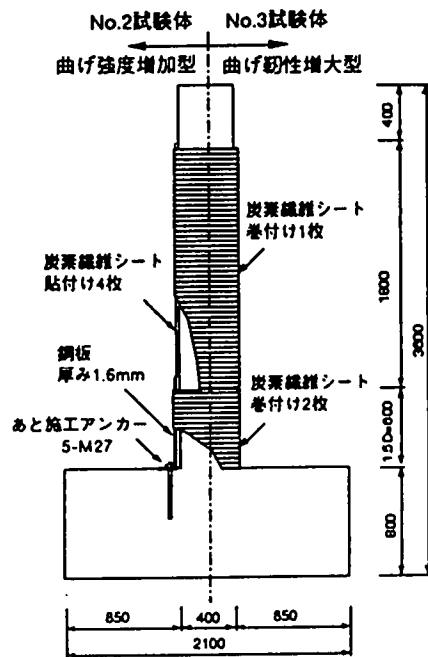


図2.2.3-4 補強概要 B20)

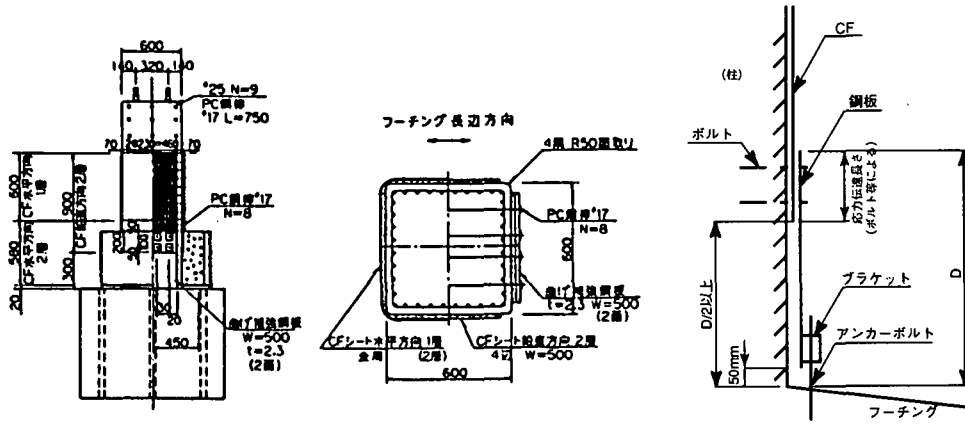


図2.2.3-5 実験供試体 B3)

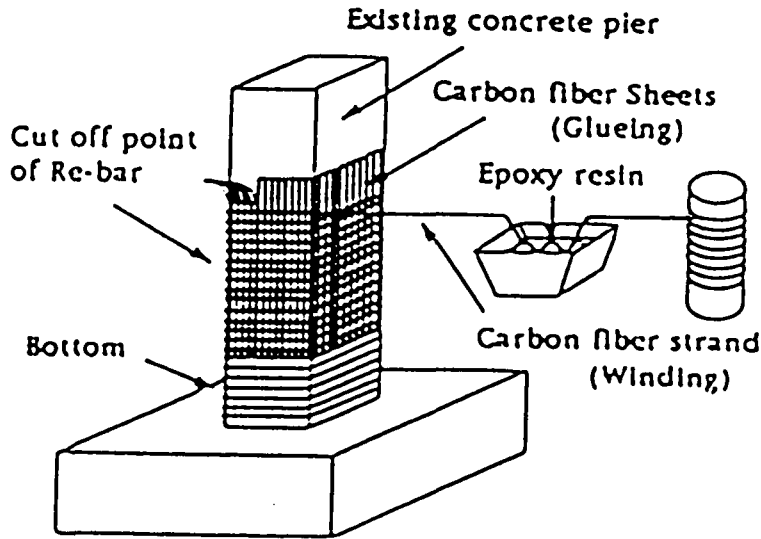


図2.2.4-1 主筋段落しを有する橋脚の耐震補強工法 B81)

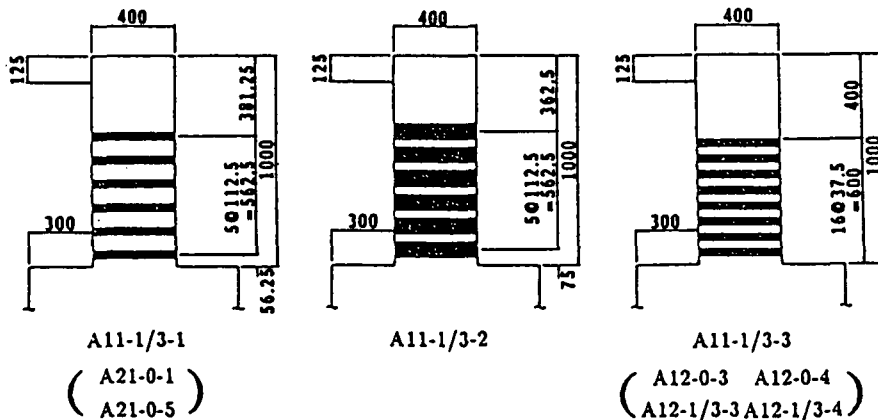


図2.2.4-2 アラミドテープ巻き付け状況 B36)

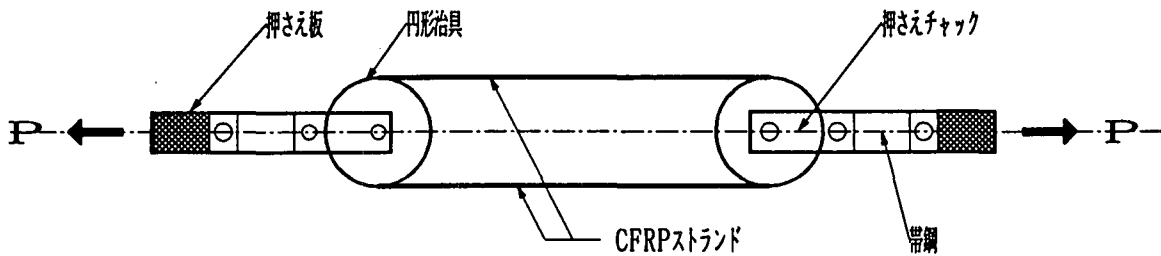


図2.2.5-1 試験方法 B87)

引張強度比

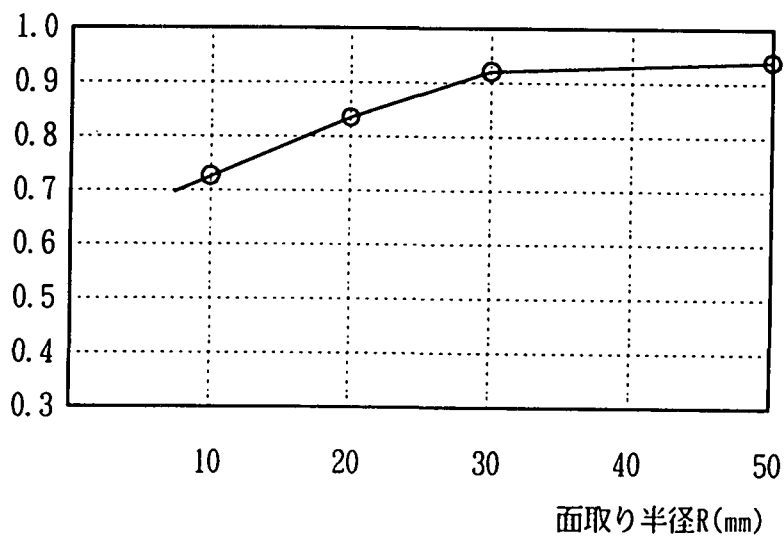


図2.2.5-2 引張強度比と曲げ内半径（面取り半径）の関係 B87)

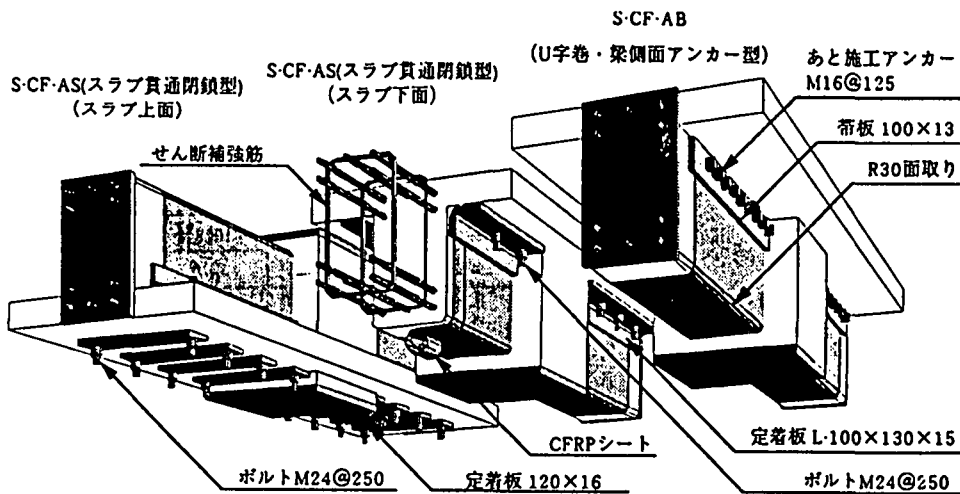


図2.2.5-3 CFRPシートのアンカー方法 B35)

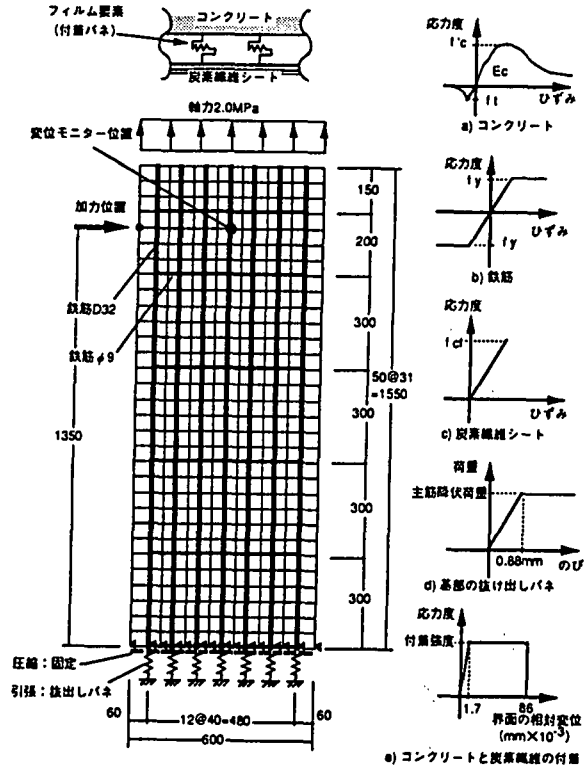


図2.2.5-4 解析モデル B1)

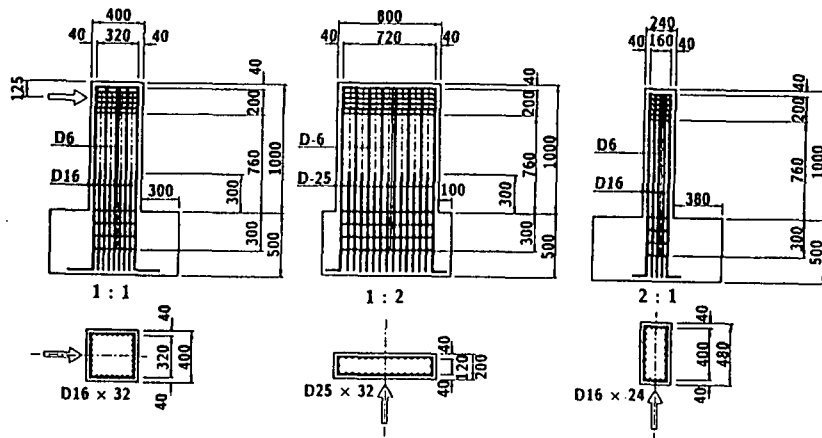


図2.2.5-5 試験体断面寸法及び配筋図 B36)

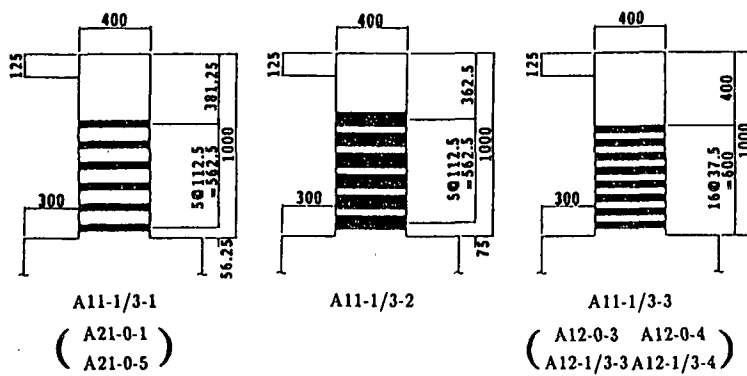


図2.2.5-6 アラミドテープ巻き付け状況 B36)

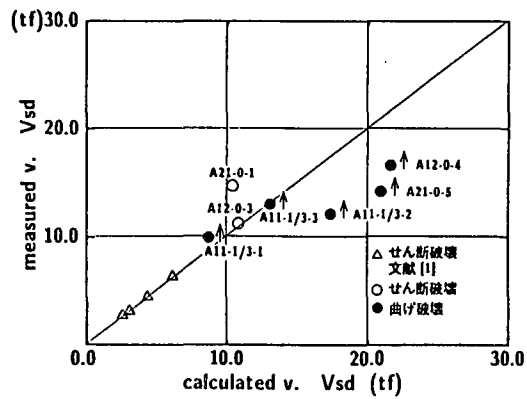


図2.2.5-7 計算値と実測値の関係 B36)

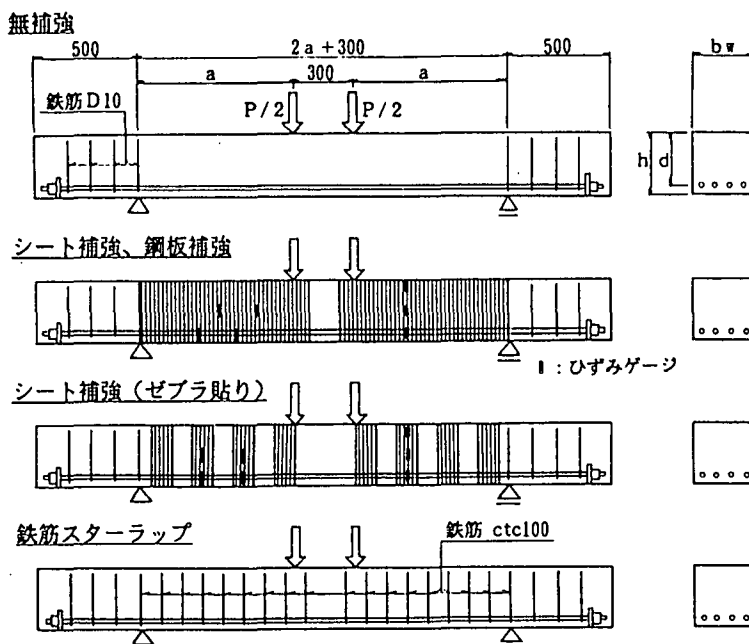


図2.2.5-8 試験体形状 B8)

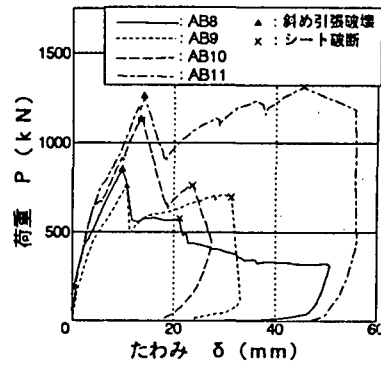


図2.2.5-9 アラミドシート大型試験体の荷重と支間中央たわみの関係 B8)

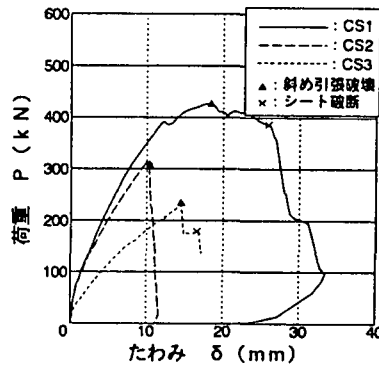


図2.2.5-10 炭素繊維シート大型試験体の荷重と支間中央たわみの関係 B8)

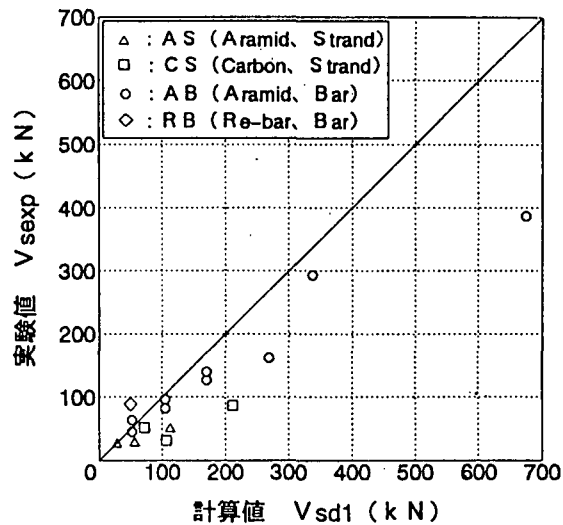


図2.2.5-11 シートによるせん断耐力負担分の計算値と実測値の関係 B8)

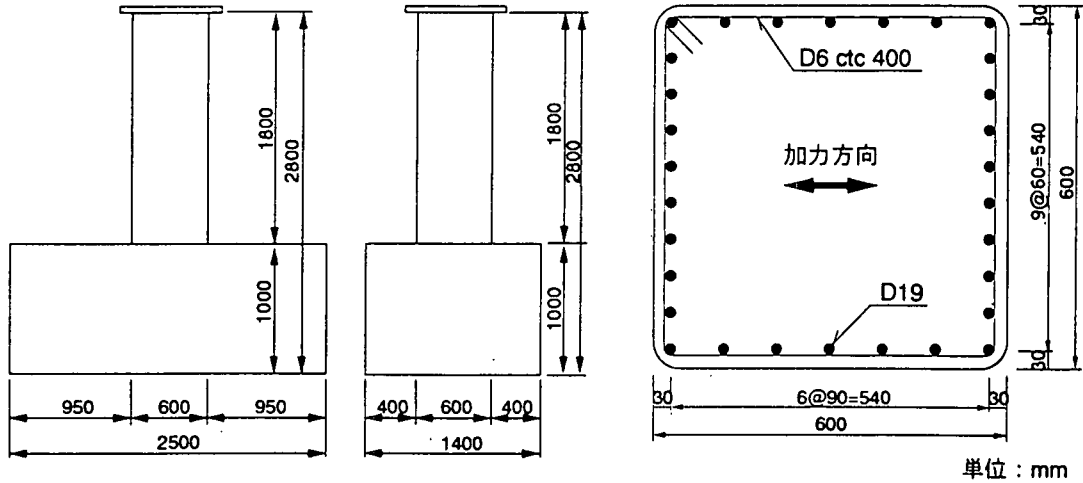


図2.2.5-12 試験体形状と配筋 B10)

単位 : mm

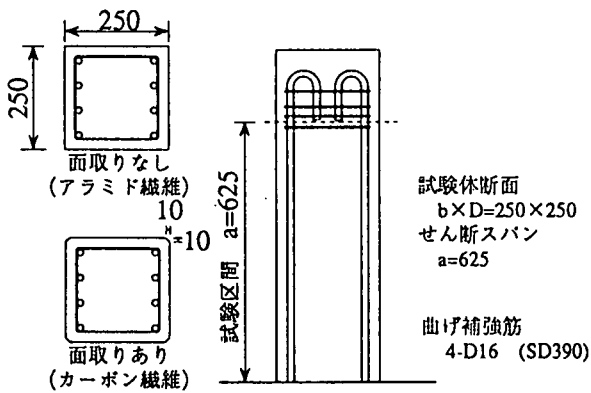


図2.2.5-13試験体 B53)

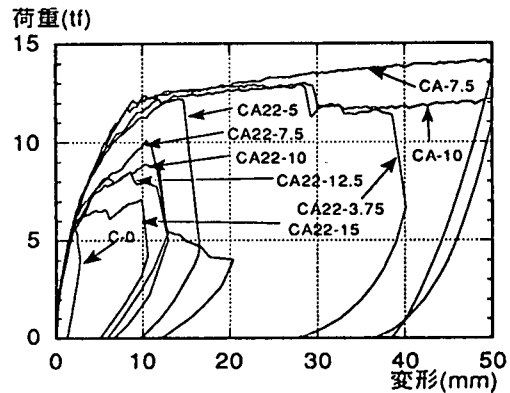
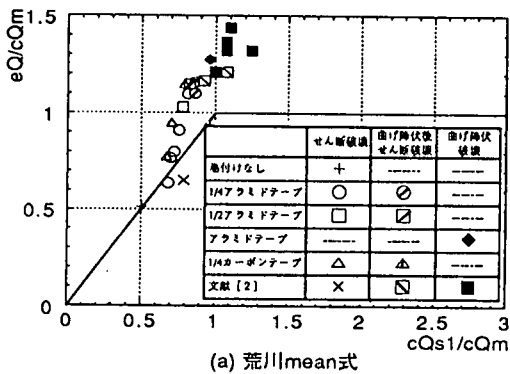
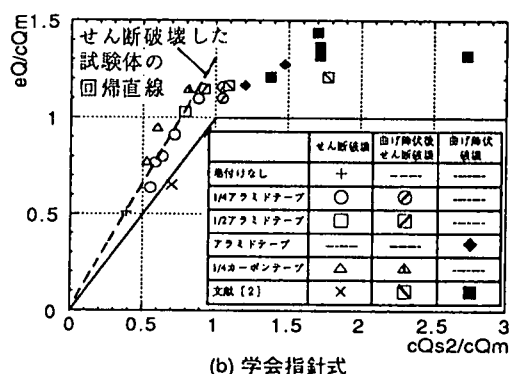


図2.2.5-14 巻き付け繊維量による荷重-変位関係の比較 B53)



(a) 荒川mean式



(b) 学会指針式

図2.2.5-15 せん断余裕度-最大耐力/曲げ耐力関係における 計算値と実測値との比較 B53)

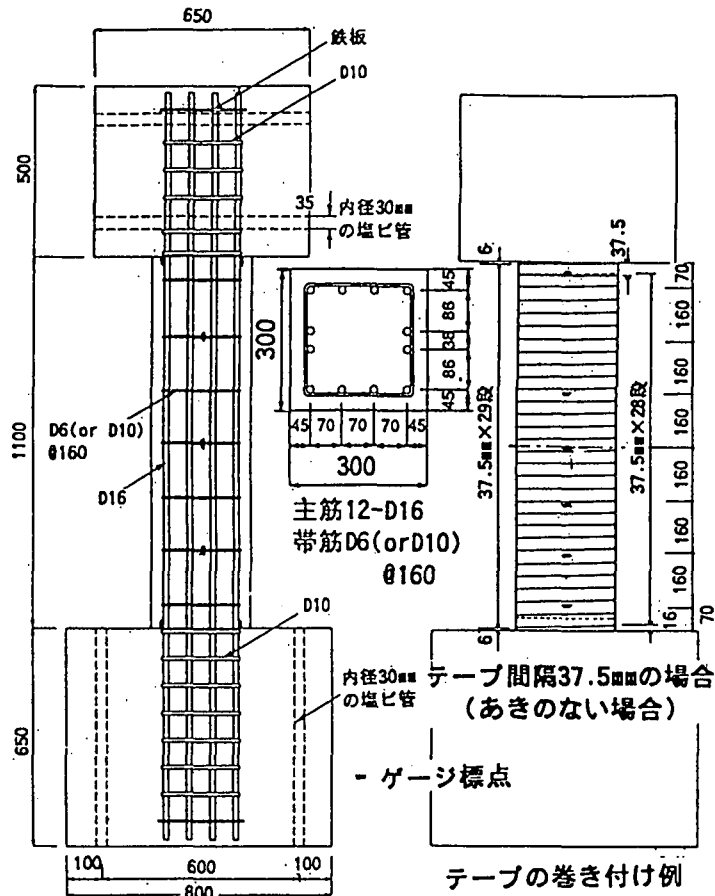


図2.2.5-16 試験体 B9)

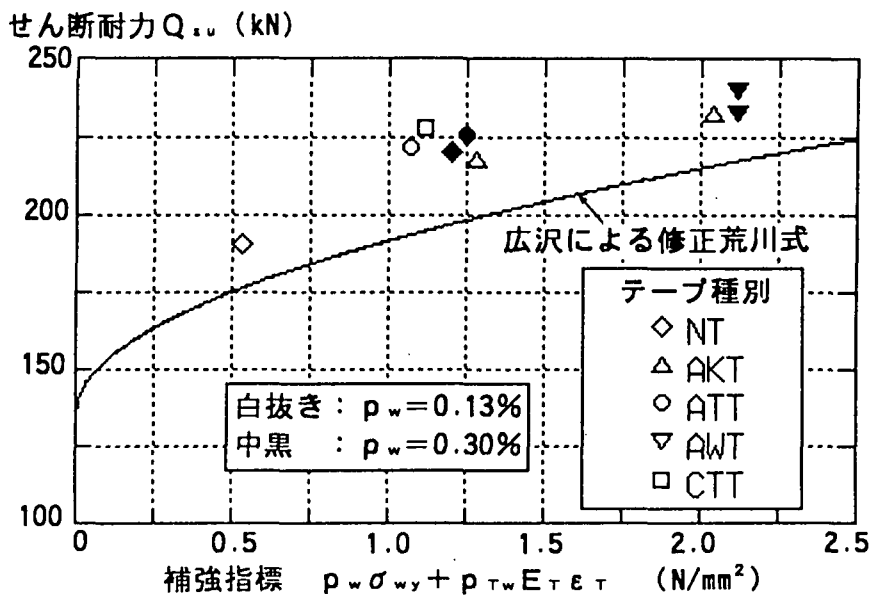
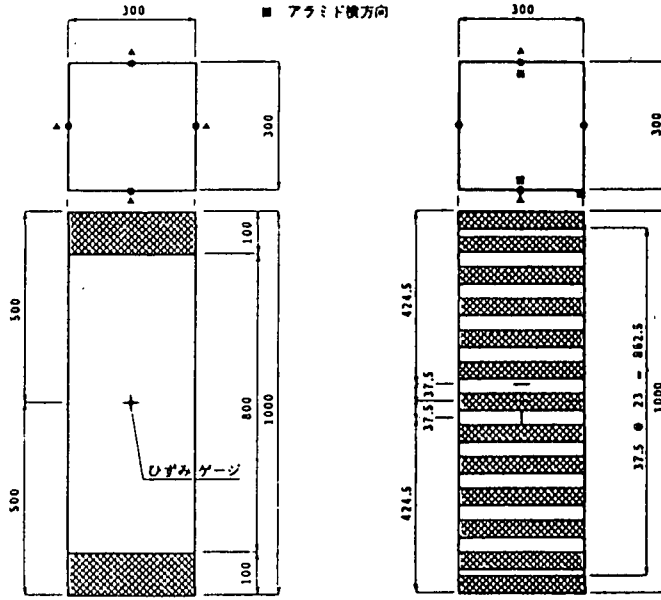


図2.2.5-17 拘束限界ひずみを0.6%とした補強指標とせん断耐力 (計算値及び実測値) との関係 B9)

< 凡例 >

- コンクリート軸方向
- ▲ コンクリート横方向
- アラミド横方向



(a) 無補強・アラミド全巻き (b) アラミド補強1層・2層

図2.2.6-1 試験体の寸法とゲージ位置 (B12)

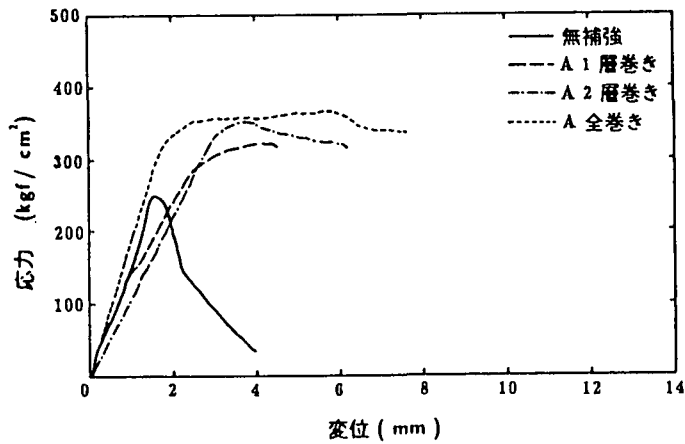


図2.2.6-2 円形断面の場合の応力-変位関係 (B12)

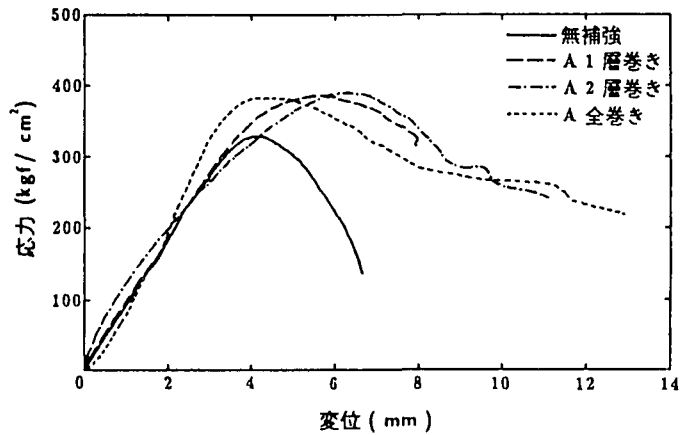


図2.2.6-3 矩形断面の場合の応力-変位関係 (B12)

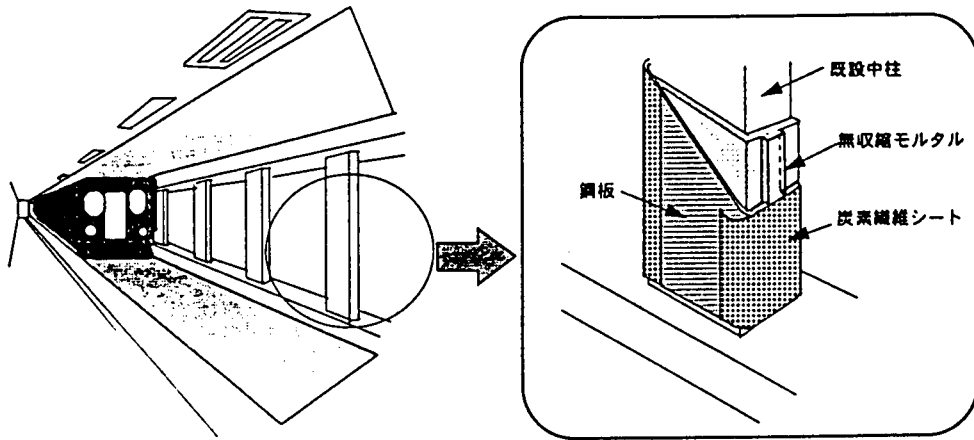


図2.2.6-4 炭素繊維シートと鋼板の併用補強工法の概要 B5)

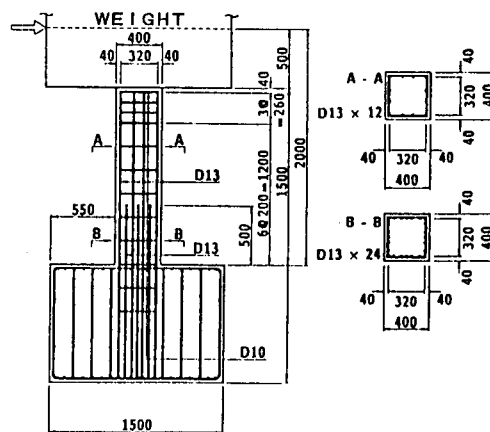


図2.2.6-5 試験体寸法及び配筋図 B37)

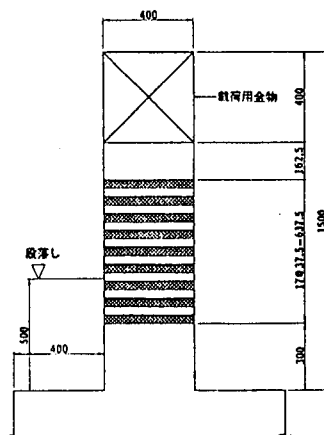


図2.2.6-6 補強状況図 B37)

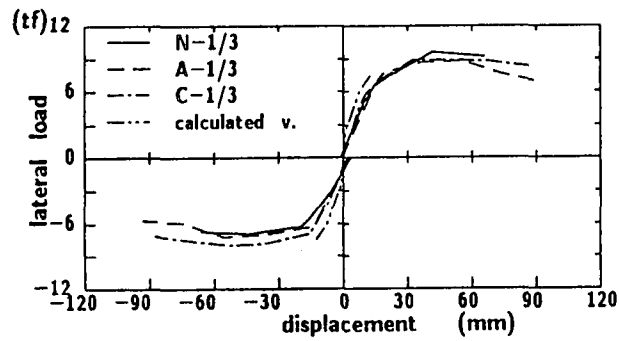


図2.2.6-7 荷重-変位関係の包絡線の実測値及び計算値 B37)
(N-1/3：無補強, A-1/3：アラミド, C-1/3：炭素)

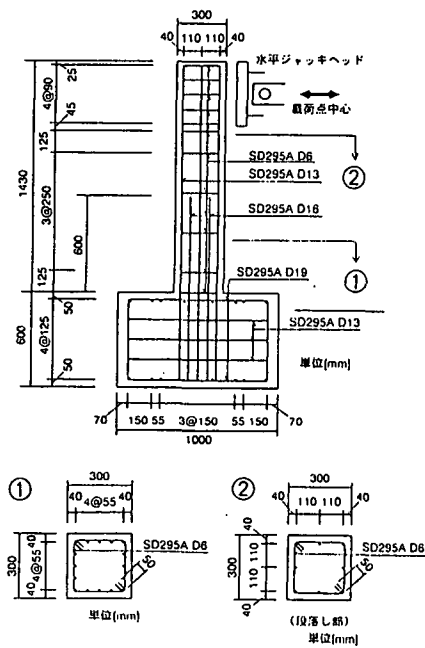


図2.2.6-8 試験体 B13)

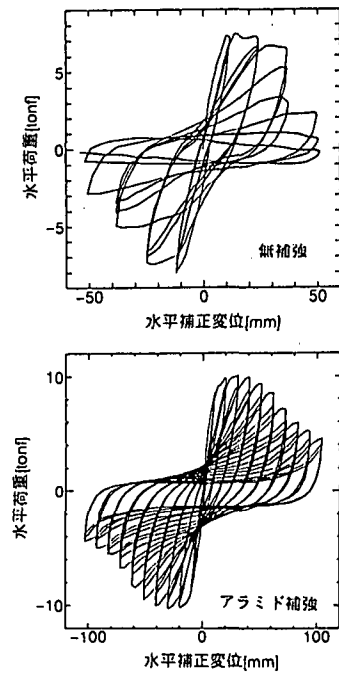


図2.2.6-9 荷重-変位関係 B13)

2. 3 鋼製橋脚等へのコンクリート充填補強

2. 3. 1 概要

鋼製橋脚には供用中の車両衝突事故を想定して、低強度のコンクリートを中詰めすることが多い。この充填コンクリートはいわゆる捨てコンクリートとして設計上強度部材とされていないが、鋼製橋脚の弱点である座屈後の耐力低下を補う手段として、積極的に橋脚内部へコンクリートを充填して塑性変形性能を向上させる研究が、あまり数は多くないものの兵庫県南部地震以前より実施されてきている。なお、鋼製橋脚のじん性を向上させる手段としては、コンクリート充填以外にも鋼断面の幅厚比、径厚比の制限、あるいは矩形断面における角部プレート補強、円形断面における隙間あけ鋼管巻き立てなどの鋼材を適用した工法が研究されているが、ここでは合成構造を対象にコンクリート充填工法に関する研究成果をまとめた。

2. 3. 2 実験的研究

(1) 水平交番載荷試験に基づく研究

文献 C1、C2、C3 は鋼製橋脚のコンクリート部分充填による変形性能向上効果を実験的に検討したものである。この研究では図 2. 3. 2-1 および表 2. 3. 2-1 に示す諸元の小型供試体（補剛タイプならびに無補剛タイプ）を用いて交番載荷試験を実施し、最大耐力ならびに変形性能に与える充填コンクリート高さ、コンクリート上端でのダイアフラムの有無、補剛パネルの幅厚比などの影響を評価している。使用したコンクリート強度は $240\text{kg}/\text{cm}^2$ 、載荷サイクルは各変位（ $\delta y \times 1, 2, 3 \dots$ ）で 3 回繰り返すことを基本としている。なお、コンクリートを充填した供試体における破壊モードは、基部（充填部）での補剛パネルの外側への座屈、あるいは充填コンクリート直上の中空鋼断面の局部座屈のいずれかであり、これらの部位の耐力とそこに作用する外力モーメントとのマージンによっていずれの破壊モードとなるかが決定される。

a) 充填コンクリート高さの影響

無補剛断面、補剛断面ともに、橋脚基部に部分充填されたコンクリート高さが高いほど最大耐力、変形性能ともに上昇する。充填率（充填高さ／橋脚高さ）30%と 50%とで比較すると、補剛断面の場合、充填前に比べて、最大耐力にして 30%で 1.4 倍、50%で 1.5 倍、また、最大耐力に対応する変形量にして 30%で 1.7 倍、50%で 2.8 倍となった（いずれもダイアフラム付き供試体）。

b) 補剛パネルの幅厚比の影響

充填前の鋼断面の幅厚比によって充填後の橋脚のじん性率が変化する。鋼断面の幅厚比パラメータを 0.9 から 0.7 にすると（充填率 50%）、最大耐力が 1.1 倍、対応する変位も 2.5 倍となった。

c) 充填コンクリートの拘束状態の影響

無補剛断面では、充填コンクリート上端にダイアフラムを設けることでコンクリート拘束効果が向上し、ダイアフラムのない場合に比べて最大耐力で 1.2 倍、変形量で 1.3 倍となる。ただし、ダイアフラムのない場合でも、充填前に比べてじん性率は 1.9 倍に増加しており、コンクリート充填によって補剛パネルの内側への局部座屈を防止して変形性能を向上させるという耐震補強効果が期待できる。

なお、補剛断面においては、縦補剛材とコンクリートとの付着、ならびにある程度の間隔で配置された水平補剛材がコンクリートとのずれ留めとして機能することから、ダイアフラムの有無によるダクティリティの差は補剛断面ほど大きくはないものと考えられる。

文献 C4 および C5 はすでに地震が作用してある程度の荷重履歴を受けたコンクリート充填橋脚に、再度地震荷重が負荷された場合の強度、変形性能の変化を研究したものである。文献 C5 では図 2. 3. 2-3、表 2. 3. 2-2 に示す無補剛断面に、また文献 C4 では図 2. 3. 2-5、表 2. 3. 2-3 に示す断面にそれぞれ $300\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $350\text{kg}/\text{cm}^2$ の強度のコンクリートを全充填した小型供試体を用いた。実験は、静的正負繰返し載荷、あるいは疑動的載荷（ハイブリッド実験）によって地震履歴を付与した供試体に、再度 $3.5 \delta y$ までの静的交番繰返し載荷し、かく繰返しサイクルでの耐力の低下状況から変形性能を評価している。

その結果、コンクリートを全充填した場合、①コンクリートが密閉されて見かけのコンクリート強度が上昇するとともに、補剛パネルの内側への座屈が防止されるために鋼材の圧縮強度が上昇することなどから、合成構造と見なした全塑性水平力を 15%程度上回る耐力を有している、②補剛パネルにスタッドジベルを設けて補剛パネ

ルの外側への座屈も遅延させることでよりいっそう耐力、変形性能が向上する、ことなどを明らかにした。また、補剛パネルの降伏までの静的繰返し載荷、あるいは、補剛パネルの降伏加速度の1.7倍までのハイブリッド載荷に相当する地震荷重履歴は、その後の耐力、変形性能にほとんど影響を及ぼさない。

(2)ハイブリッド実験（疑似動的載荷実験）に基づく研究

橋脚の耐震性能を評価する手法として、変位を漸増させる静的水平繰返し載荷試験が鋼製橋脚、コンクリート橋脚のいずれについても一般的である。しかし、塑性化に伴う減衰の増加、あるいは、地震波の周波数特性など動的な挙動も含めて耐震性を検討する手法として、地震時応答を逐次解析しながら変形制御で疑似動的に載荷するハイブリッド実験も近年盛んに実施されてきている。文献C6、C7、C8はコンクリートを部分充填した鋼製橋脚を対象としたハイブリッド実験によって、コンクリート充填による耐震性能の向上効果を研究した例である。

文献C8では、小型の無補剛あるいは補剛断面に、コンクリートを部分充填（30%および50%）した供試体（図2.3.2-7、表2.3.2-4）を対象に、土研Level 1（弾性応答解析用）、Level 2（地震時保有水平耐力照査用）の地震波を入力したときに弾塑性応答を求めている。

その結果、①コンクリート充填により、応答変位、とりわけ残留変位を大きく抑制できる、②コンクリート充填による残留変位抑制効果は連続して複数の地震波を入力した場合により顕著に現れる、③コンクリート充填率を30%から50%に上げて最大応答変位、残留変位とも20%程度の減少しか期待できない、④静的水平繰返し載荷から得られるじん性率とハイブリッド実験から得られる最大応答変位、残留変位の間には相関関係がある、⑤コンクリート充填高さ、あるいは補剛パネルの幅厚比の値によって、破壊はコンクリート充填された橋脚基部での補剛パネルの局部座屈、もしくは充填コンクリート直上の鋼断面での局部座屈のいずれかとなり、水平繰返し載荷実験、ハイブリッド実験ともに同一の破壊モードとなる、⑥エネルギー一定則から算定される非線形応答変位とハイブリッド実験から得られる最大応答変位は概略一致する、ことなどが明らかにされている。

文献C7では、図2.3.2-9および表2.3.2-7に示すように、実橋脚をモデル化した基部を有する補剛断面を対象に、コンクリート部分充填供試体、ならびにダメージを受けた鋼製橋脚にコンクリートを充填して補強を施した供試体を用い、建設省土木研究所によって提案されたLevel 2地震波¹⁾（以下、Level 2地震波）によるハイブリッド実験を実施している。

その結果、①ダメージを受けた鋼製橋脚にコンクリートを充填することで、その後の地震動を受けたときの最大応答変位、残留変位を小さく抑えることができる、②コンクリート充填補強後の橋脚の強度は、Level 2クラスの地震波を複数回入力しても大きく低下しないとともに、4回の連続入力でも低サイクル疲労に基づく鋼材のクラックは観察されなかった、③補剛断面においてもエネルギー一定則に基づく応答変位はハイブリッド実験での最大変位によく一致し、エネルギー一定則の適用性が高い、ことなどを明らかにしている。なお、本研究において、Level 2地震波を連続して載荷しても低サイクル疲労による橋脚基部でのクラック進展による破壊モードが生じていないことから、従来から実施されてきている各変位での10サイクル繰返し載荷する静的繰返し実験は、Level 2地震動に比べてかなり厳しい載荷条件であることが示唆される。

文献C6では兵庫県南部地震で観測された地震波（神戸海洋気象台、JR警報地震計[鷹取]、東神戸大橋）を用いたハイブリッド実験が実施されている。供試体として、図2.3.2-10および表2.3.2-9に示す補剛断面を用い、充填コンクリートの有無で動的挙動の比較を行ったものである。

その結果、①兵庫県南部地震観測地震波による応答は、Level 2地震波による応答に比べて橋脚の固有周期によっては3倍程度の大きな最大応答変位が生じる。②特に、神戸海洋気象台地震波では、高周波数成分が卓越することから、充填コンクリートによって固有周期が短くかつ剛性が上昇するコンクリート充填供試体の方が鋼製供試体よりも大きな最大変位が生じたが、残留変位はコンクリート充填によって4割程度抑制される、③他の地震波では最大変位、残留変位ともにコンクリート充填による抑制効果が大きい、④直下型極大地震に対しても、コンクリートの充填によって、柱基部での局部座屈進展に伴う急激な耐力低下を抑制することができるとともに、基部でのクラックの発生は認められない、ことなどが明らかにされている。

2.3.3 解析的研究

文献 C9 および C10 ではコンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚の耐力、変形性能の解析を行っている。文献 C9 では、無補剛断面を対象に鋼材の局部座屈を無視したモーメント～曲率関係を用いて、橋脚の高さ方向に積分する 1 次元解析手法を、また、文献 C10 では、補剛断面までを対象とすべく、2 次元弾塑性有限変位解析によって局部座屈の影響を考慮する手法が提案されている。いずれの手法においても、鋼材では降伏後のひずみ硬化を考慮した応力歪み関係（図 2.3.3-1）を、また、コンクリートでは引張強度を無視するとともに、鋼板による拘束効果により歪 0.6% まで破壊が生じないとした構成則（図 2.3.3-2）を仮定している。さらに、いずれもコンクリートと鋼板とは終局状態まで平面保持が保たれるとしている。

上記の解析手法から得られた水平荷重～変形関係を実験結果と比較すると、無補剛断面に関しては最大耐力、およびそれに対応する変形量ともに、解析値は実験結果をよくシミュレートする。補剛断面については、最大耐力は実験結果とよく一致するとともに、対応する変形量に関して解析値は実験とのばらつきが大きいものの、安全側の評価を与える結果となった（表 2.3.3-1）。

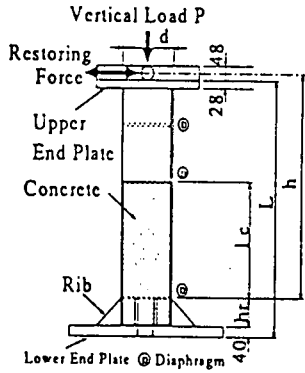
なお、参考までに道路橋示方書²⁾に規定されるコンクリート充填鋼製橋脚に関する鋼材およびコンクリートの応力歪み関係を図 2.3.3-3、図 2.3.3-4 に示す。文献 C9、C10 のものも含めて、鋼板による中詰めコンクリートへの大きな拘束効果を考慮した構成則となっており、2.1 で述べた RC 橋脚に関する応力歪み関係とは明確な相違が見られる。

参考文献

- 1) (財) 土木研究センター：建設省道路橋の免振設計マニュアル（案），1992，12 月。
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996，12 月。

表 2.3.2-1 静的載荷試験パラメータ⁽¹⁾

Specimen	R_f	λ	l_c/h	N	P/P_y	γ/γ^*
UU0	0.70	0.40	—	3	0	—
UU1	0.70	0.40	—	3	0.2	—
UU2	0.70	0.40	0.3	3	0.2	—
UU3	0.70	0.40	0.5	3	0.2	—
UU4	0.70	0.40	0.5	5	0.2	—
UU5	0.70	0.60	0.3	3	0.2	—
UU6	0.90	0.40	—	3	0.2	—
UU7	0.90	0.40	0.3	3	0.2	—
UC70-40-3[0]	0.70	0.40	0.3	0	0.2	—
U70-25[3]	0.70	0.25	—	3	0.2	—
UC70-25-3[0]	0.70	0.25	0.3	0	0.2	—
UC70-25-3[3]	0.70	0.25	0.3	3	0.2	—
UC70-25-5[3]	0.70	0.25	0.5	3	0.2	—
UC70-25-3[3]D	0.70	0.25	0.3	3	0.2	—
UC70-25-5[3]D	0.70	0.25	0.5	3	0.2	—
UC90-40-5[3]	0.90	0.40	0.5	3	0.2	—
SS1	0.45	0.50	—	3	0.2	3.0
SS8	0.45	0.50	0.3	3	0.2	1.0
SS9	0.45	0.50	0.5	3	0.2	1.0
S45-25[3]	0.45	0.25	—	3	0.2	3.0
SC45-25-3[0]	0.45	0.25	0.3	0	0.2	1.0
SC45-25-3[3]	0.45	0.25	0.3	3	0.2	1.0
SC45-25-5[3]	0.45	0.25	0.5	3	0.2	1.0
SC60-35-3[3]	0.60	0.35	0.3	3	0.2	1.0
SC60-35-5[3]	0.60	0.35	0.5	3	0.2	1.0



(a) Side View of Concrete-Filled Specimen

図 2.3.2-1 載荷試験体⁽¹⁾

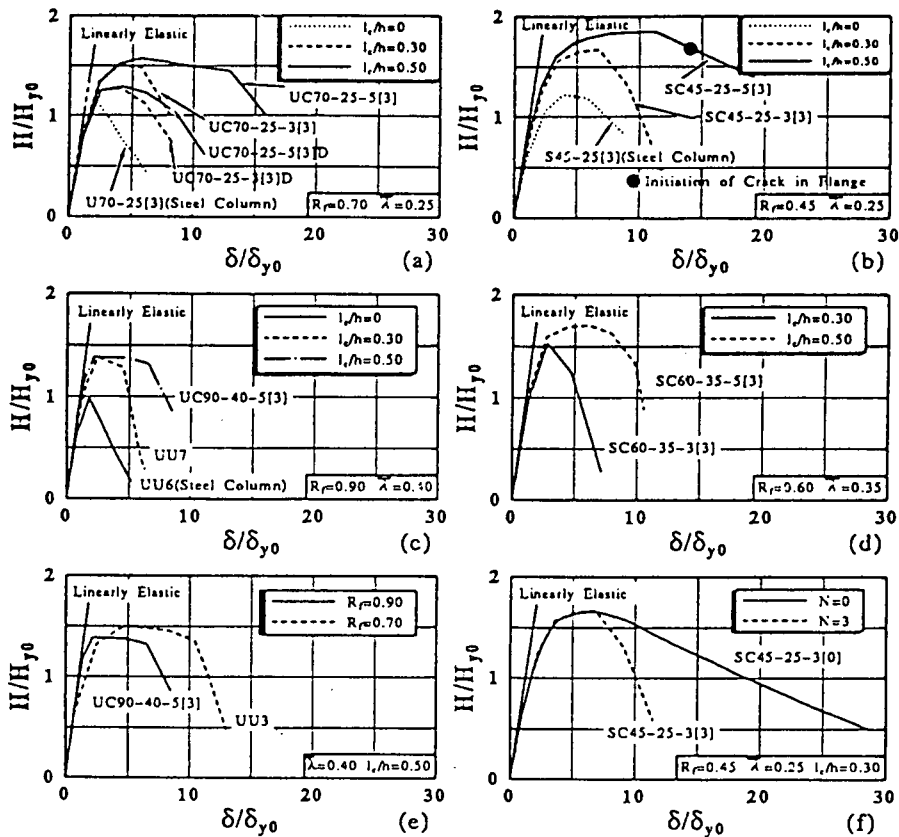


図 2.3.2-2 繰返し載荷試験結果 (水平荷重～水平変位関係の包絡線)⁽¹⁾

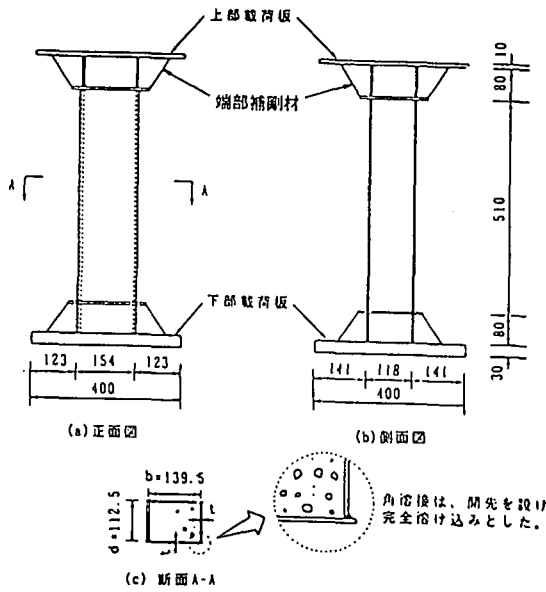


図 2.3.2-3 実験供試体 (mm) ⁽⁵⁾

表 2.3.2-2 実験供試体の内訳 ⁽⁵⁾

種別	No.	供試体名	軸方向圧縮荷重 P/N.	過大外力の与え方	γ	備考
合	1	R-2-01	0.274	なし	-	静的繰り返し載荷
	2	R-2-02	0.274	なし	-	
成	3	R-1-0	0.137	なし	-	
	4	R-2-S	0.274	静的繰り返し載荷	-	
	5	R-2-G1	0.274	地震波	1.7	
柱	6	R-2-G2	0.274	地震波	1.0	
	7	R-1-G3	0.137	地震波	1.0	
	8	R-1-G4	0.137	地震波	1.7	
鋼製	9	S-1-01	0.137	なし	-	
	10	S-1-02	0.137	なし	-	
柱	11	S-2-0	0.274	なし	-	

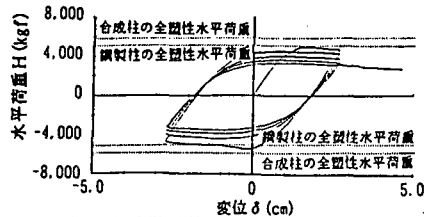


図-21 実験供試体S-1-02の荷重-変位曲線

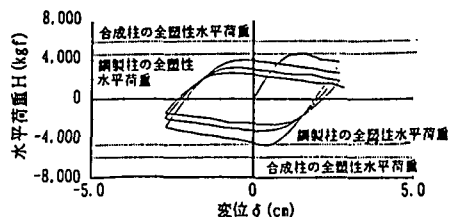


図-22 実験供試体S-2-0の荷重-変位曲線

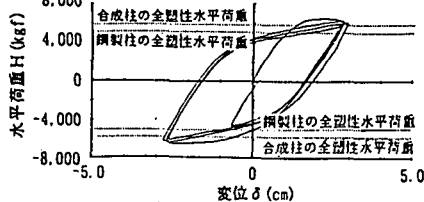


図-23 実験供試体R-1-0の荷重-変位曲線

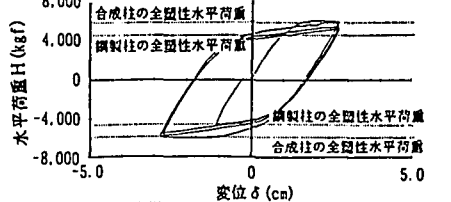


図-24 実験供試体R-2-02の荷重-変位曲線

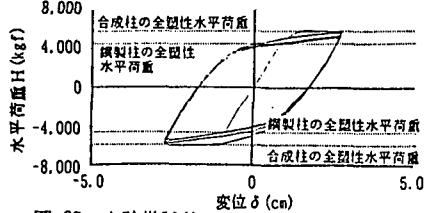


図-25 実験供試体R-2-G2の荷重-変位曲線 (過大外力載荷後)

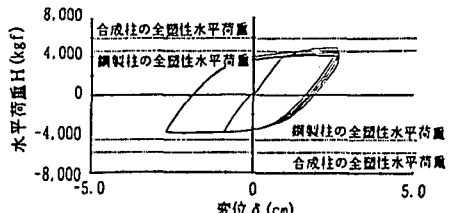


図-26 実験供試体R-2-G1の荷重-変位曲線 (過大外力載荷後)

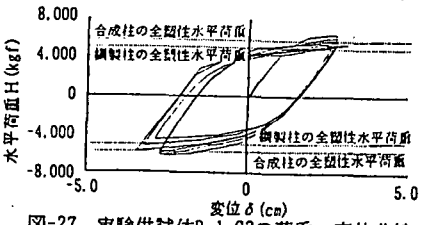


図-27 実験供試体R-1-G3の荷重-変位曲線 (過大外力載荷後)

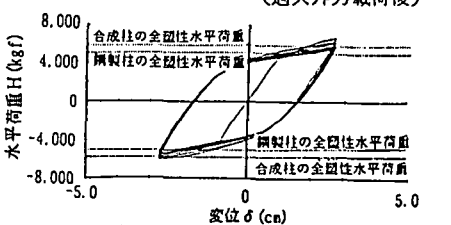


図-28 実験供試体R-1-G4の荷重-変位曲線 (過大外力載荷後)

図 2.3.2-4 各実験供試体の水平荷重～水平変位関係 ⁽⁵⁾

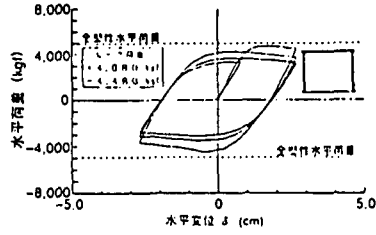


図-25 実験供試体S-1-G3の水平荷重-水平変位曲線(地震荷重載荷後)

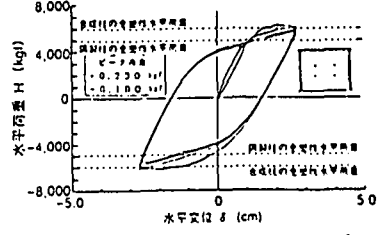


図-26 実験供試体R-D-G0の水平荷重-水平変位曲線

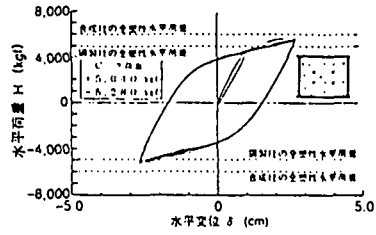


図-27 実験供試体R-D-G4の水平荷重-水平変位曲線(地震荷重載荷後)

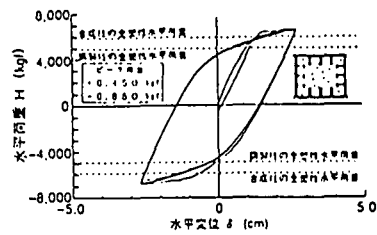


図-28 実験供試体R-S-G0の水平荷重-水平変位曲線

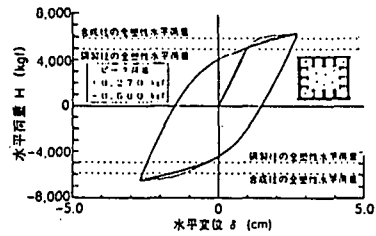


図-29 実験供試体R-S-G4の水平荷重-水平変位曲線(地震荷重載荷後)

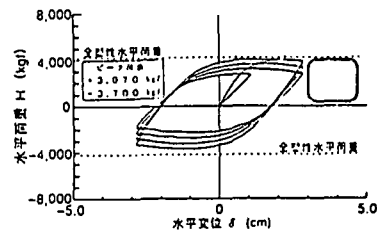


図-30 実験供試体S-R-G0の水平荷重-水平変位曲線

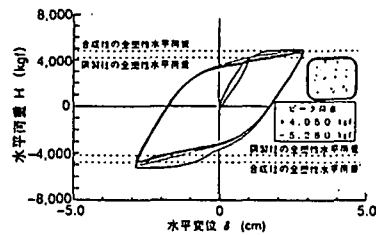


図-31 実験供試体R-R-G0の水平荷重-水平変位曲線

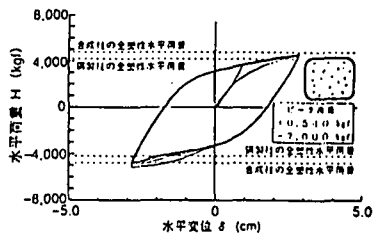


図-32 実験供試体R-R-G9の水平荷重-水平変位曲線(地震荷重載荷後)

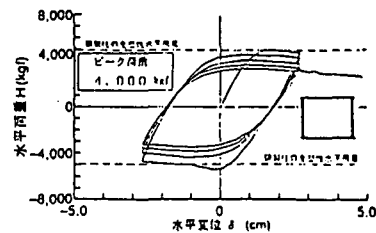


図-33 実験供試体S-1-02の水平荷重-水平変位曲線(文献2)

図 2.3.2-6 実験供試体の水平荷重~水平変位曲線⁽⁴⁾

表 2.3.2-4 供試体実測寸法 (図 2.3.2-7 参照) ⁽⁸⁾

Specimen	L (mm)	h (mm)	h _c /h	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b _s (mm)	t _s (mm)	γ/γ*	λ̄	R _f	H _{y0} (kN)	δ _{y0} (mm)
U70-40H[A]	1351	1211	—	234	156	6.17	—	—	—	0.386	0.640	55.0	7.01
UC70-40-3H	1351	1215	0.3	235	155	5.97	—	—	—	0.401	0.685	56.1	7.49
UC70-40-5H	1351	1211	0.5	235	156	6.04	—	—	—	0.397	0.677	57.4	7.39
UC90-40-3H	1753	1571	0.3	297	202	5.56	—	—	—	0.403	0.947	67.1	9.81
SC45-35-3H	1954	1748	0.3	438	272	5.97	42.0	6.00	1	0.341	0.442	140.9	9.12

表 2.3.2-5 静的実験による塑性率と最高水平荷重 ⁽⁸⁾

Specimen	R _f	λ̄	P/P _y	ε _{in} /ε _y	H _{max} /H _y
U70-40	0.704	0.406	0.2	2.61	1.65
UC70-40-3	0.664	0.362	0.2	5.78	1.93
UC70-40-5	0.664	0.362	0.2	6.74	1.88
UC90-40-3	0.854	0.381	0.2	2.45	2.16
SC45-50-3	0.429	0.490	0.2	6.15	1.91
SC45-25-3	0.480	0.244	0.2	5.45	2.15

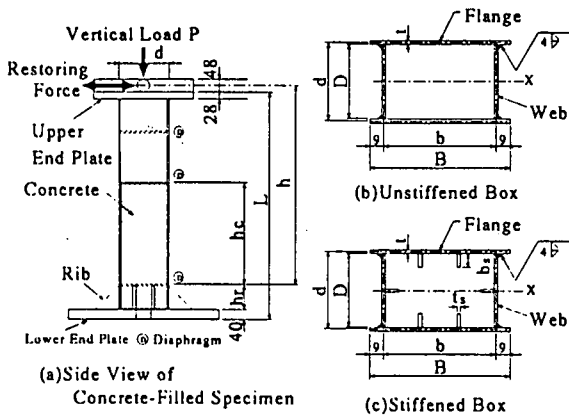
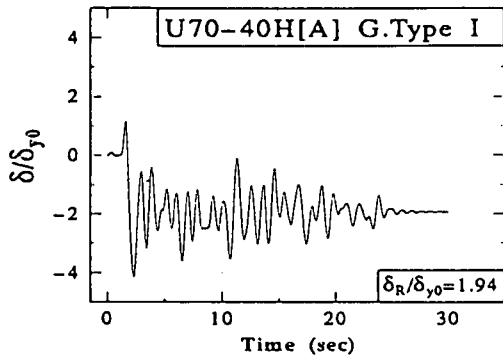


図 2.3.2-7 実験供試体 ⁽⁸⁾

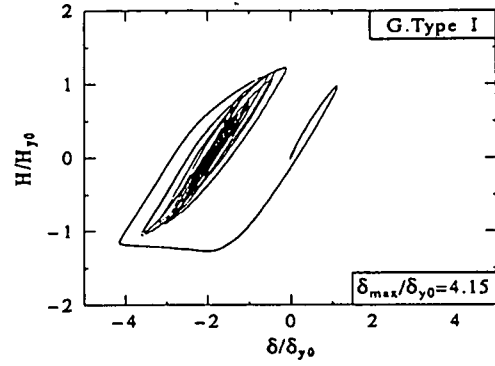
表 2.3.2-6 連続的に地震波を入力した場合の地震応答値 ⁽⁸⁾

Specimen	Input Ground Motion			H _y /H _{y0}	E _c (kN · cm)	Each Loading			Cumulative Value			Degree of Buckling
	Sq.	G.T.	A _{1max}			ε _H /h	ε _{max} /ε _y	E _L /E _c	∑ ε _H /h	∑ ε _{max} /ε _y	∑ E _L /E _c	
U70-40H[A]	1	I	360.0	0.83	12.2	0.011	5.37	34.3	0.011	5.37	34.3	H2
	2	I	410.0	0.83	12.2	0.032	8.90	50.2	0.043	11.4	84.5	B2
	3	I	410.0	0.83	12.2	0.063	14.2	36.6	0.106	23.9	121.1	B2
UC70-40-3H	1	I	360.0	0.83	13.7	0.004	4.26	25.8	0.004	4.26	25.8	N
	2	I	360.0	0.81	13.0	0.007	5.46	43.0	0.011	6.39	68.8	N
	3	I	360.0	0.81	12.8	0.007	5.74	47.5	0.019	8.23	116.4	B1(S,B)
	4	I	360.0	0.78	12.0	0.012	7.00	56.4	0.031	11.2	172.8	B2(S,B)
UC70-40-5H	1	I	360.0	0.83	13.7	0.003	3.38	25.8	0.003	3.38	25.8	N
	2	I	360.0	0.81	12.8	0.006	5.15	41.8	0.009	5.91	67.6	N
	3	I	360.0	0.87	15.0	0.006	4.86	37.5	0.015	6.71	105.1	B1(B)
	4	I	360.0	0.85	14.3	0.011	6.00	48.8	0.026	9.03	154.0	B2(B)
UC90-40-3H	1	I	360.0	0.68	11.5	0.003	4.25	29.1	0.003	4.25	29.1	B1(S)
	2	I	360.0	0.63	11.8	0.054	16.5	55.5	0.057	17.6	84.6	B2(S)
SC45-35-3H	1	I	360.0	0.81	44.8	0.004	3.76	25.4	0.004	3.76	25.4	N
	2	I	360.0	0.78	41.1	0.005	4.78	33.3	0.009	5.75	58.7	N
	3	III	442.9	0.81	44.9	0.003	5.30	140.4	0.012	7.36	199.1	N
	4	I	460.0	0.78	41.1	0.013	7.44	55.7	0.024	10.2	254.7	B1(B)

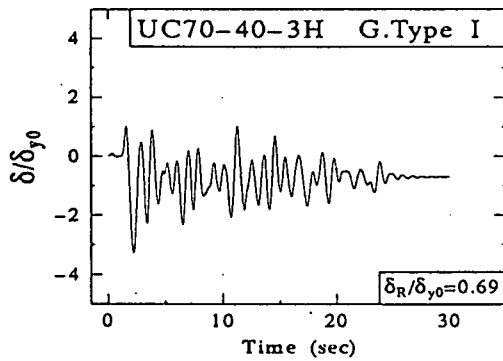
Note: Sq. = Sequence, G.T. = Ground Type, H_y/H_{y0} = δ_y/δ_{y0}, E_c = H_y · δ_y/2
 Degree of Buckling: N = None, B1 = Slightly Buckled, B2 = Severely Buckled
 (B) = Buckled at Column Base, (S) = Buckled at Hollow Section



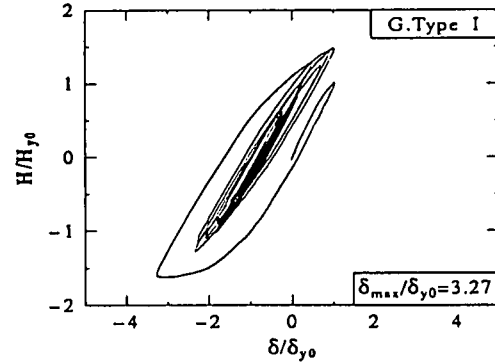
(a) 応答変位(Steel)



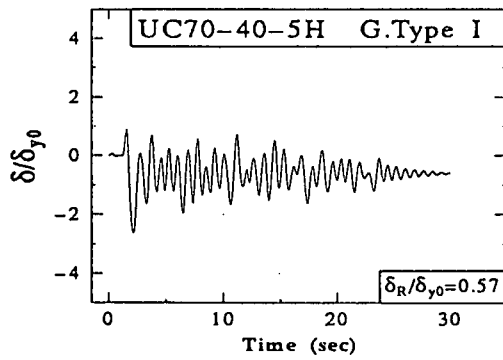
(b) 復元力履歴ループ(Steel)



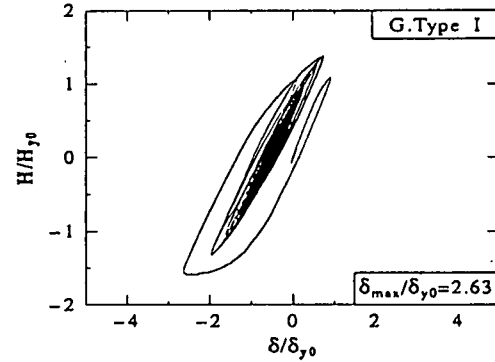
(c) 応答変位(Concrete 30%)



(d) 復元力履歴ループ(Concrete 30%)



(e) 応答変位(Concrete 50%)



(f) 復元力履歴ループ(Concrete 50%)

図 2.3.2-8 コンクリート充填率の違いによる比較⁽⁸⁾

表 2.3.2-7 試験体実測寸法⁽⁷⁾

Specimen	R_f	λ	L (mm)	h (mm)	t (mm)	b (mm)	d (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	l_d (mm)	γ/γ'
SC45-32-5BH	0.43	0.32	1954	1660	6.07	421	279	46	6	743	1
SC45-32-5BRH	0.43	0.32	1954	1610	6.12	420	276	46	6	743	1
S30-50H	0.29	0.51	1754	1580	6.16	278	184	53	6	273	3
SC30-50-2H[R]	0.29	0.51	1754	1580	6.16	278	184	53	6	273	3

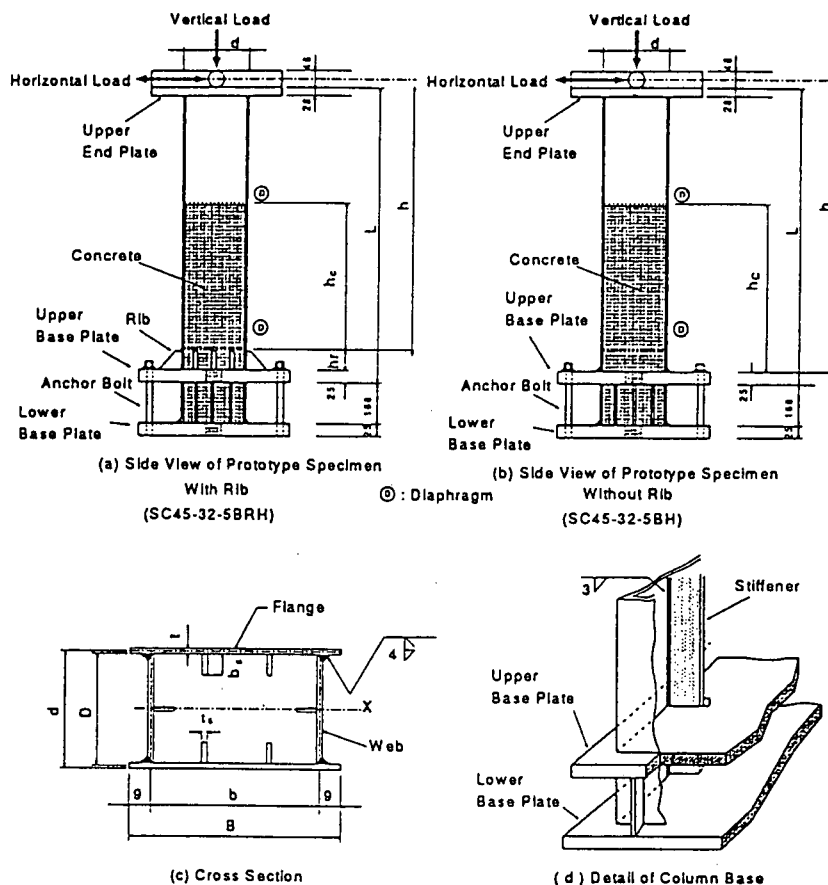


図 2.3.2-9 橋脚試験体形状⁽⁷⁾

表 2.3.2-8 残留変位および最大応答変位⁽⁷⁾

Test Specimen SC45-32-5BH						
Load Sequence	G.T.	δ_R (cm)	δ_R/h	δ_{max} (cm)	δ_{max}/δ_y	E_i/E_c
1st	III	0.272	0.0016	2.51	5.06	124
2nd	III	-0.017	-0.0001	2.37	3.73	99.4
3rd	III(+100gal)	-0.240	-0.0014	3.14	4.86	155
4th	III(+200gal)	0.017	-0.0001	4.26	6.54	228
5th(I.A.)	—	—	—	8.07	12.80	635
Test Specimen SC45-32-5BRH						
1st	III	-0.212	-0.0013	1.94	3.82	65.5
2nd	III	-0.188	-0.0012	2.14	3.58	64.0
3rd	III(+100gal)	-0.306	-0.0019	2.51	4.04	124
4th	III(+200gal)	-0.395	-0.0025	3.40	5.58	210
5th(I.A.)	—	—	—	7.50	12.46	654
Note : δ_R = Residual Displacement . h = Height of Column δ_{max} = Max. Response Displacement . δ_y = Deflection of Column Top at H_y $E_c = H_y \cdot \delta_y / 2$						
Test Specimen SC30-50-2H[R]						
Load Sequence	G.T.	δ_R (cm)	δ_R/h	δ_{max} (cm)	δ_{max}/δ_y	E_i/E_c
1st(steel)	I	-1.68	-0.011	4.03	4.13	20.6
1st(Concrete-Filled)	I	-0.70	-0.004	3.54	3.94	20.2
2nd(Concrete-Filled)	I	-0.70	-0.004	3.80	3.82	20.0
3rd(Concrete-Filled)	I	-0.64	-0.004	3.83	3.81	20.2

表 2.3.2-9 供試体実測寸法⁽⁶⁾

Specimen	L (mm)	h (mm)	h _c /h	B (mm)	D (mm)	t (mm)	bs (mm)	ts (mm)	γ/γ°	λ	R _f	H _{y0} (kN)	δ _{y0} (mm)
S45-35H	1153	973	—	285	172	4.31	42	4.31	14.1	0.380	0.480	110.5	6.67
S30-25H	754	598	—	220	130	4.76	39	4.76	2.7	0.281	0.298	100.9	2.69
S30-60H	1655	1436	—	220	130	4.79	39	4.79	2.7	0.673	0.296	42.3	15.50
SC45-25-25H	1051	904	0.25	321	197	5.00	43	5.00	2.4	0.262	0.404	139.3	3.74
SC45-35-20H	1449	1265	0.20	321	197	4.71	43	4.71	2.7	0.374	0.436	95.4	7.59
SC45-60-20H	1653	1434	0.20	220	130	5.05	30	5.05	2.3	0.619	0.400	37.4	13.88

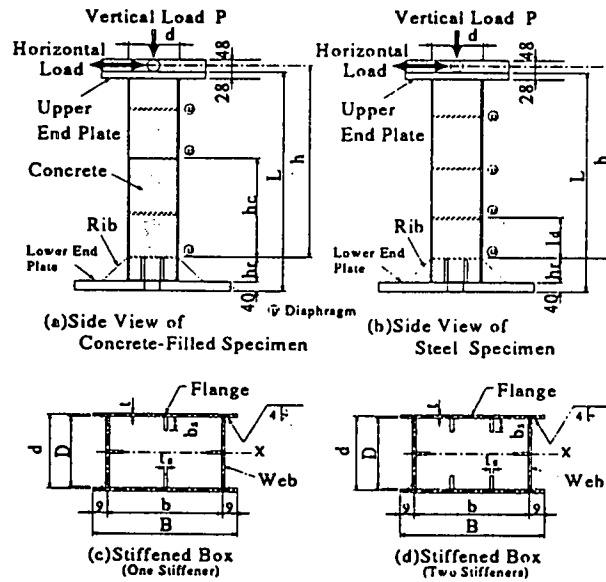


図 2.3.2-10 実験供試体⁽⁶⁾

表 2.3.2-10 載荷順序および実験結果⁽⁶⁾

Specimen	Sq.	G.T.	Accel.	$\frac{P}{F_y}$	T (sec)	$\frac{H_y}{H_{yu}}$	E_c (kN · cm)	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\sum E}{E_c}$
S45-35H	1	III	Higashi-Kobe	0.143	0.746	0.890	29.7	1.22	3.30	12.9
	2	I	JMA	0.199	0.878	0.832	29.2	1.77	3.75	46.4
	3	II	JR-Takatori	0.167	0.829	0.866	28.1	5.34	10.61	95.7
S30-25H	1	I	JMA	0.226	0.574	0.774	9.5	6.39	13.46	165.6
	2	II	JR-Takatori	0.191	0.551	0.809	10.4	2.58	9.88	105.4
S30-60H	1	I	JMA	0.133	1.307	0.867	25.4	0.06	2.66	11.2
	2	II	JR-Takatori	0.091	1.301	0.909	27.9	1.44	5.24	48.8
	3	III	Higashi-Kobe	0.077	1.207	0.923	28.8	0.02	2.32	5.0
SC45-25-25H	1	III	Higashi-Kobe	0.172	0.509	0.828	16.3	0.10	2.40	9.2
	2	I	JMA	0.235	0.635	0.765	15.8	2.18	9.52	132.6
	3	II	JR-Takatori	0.199	0.605	0.801	18.7	1.43	10.12	93.7
SC45-35-20H	1	III	Higashi-Kobe	0.130	0.752	0.870	25.3	0.90	3.42	12.8
	2	I	JMA	0.182	0.930	0.818	24.5	1.17	4.44	45.3
	3	II	JR-Takatori	0.152	0.852	0.848	26.5	2.63	9.75	95.2
SC45-60-20H	1	III	Higashi-Kobe	0.081	1.056	0.919	20.4	0.89	3.03	7.5
	2	I	JMA	0.129	1.365	0.871	19.3	0.38	2.78	17.1
	3	II	JR-takatori	0.096	1.211	0.904	22.0	0.44	5.43	61.8

Notes : Sq. = Sequence, G.T. = Ground Type, Accel. = Accelerogram, $E_c = \frac{1}{2} H_y \cdot \delta_y$

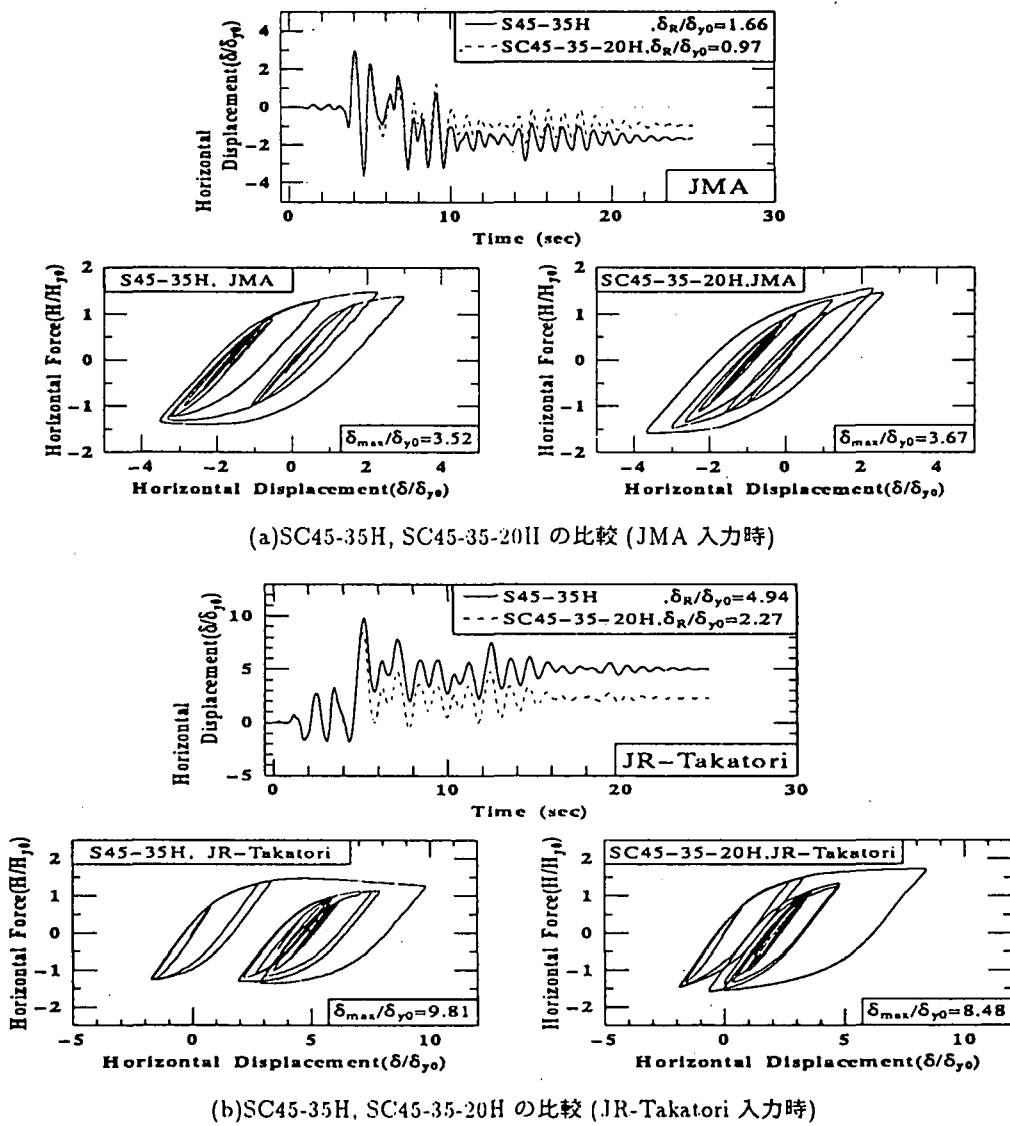


図 2.3.2-11 鋼柱とコンクリート充填柱の実験結果の比較⁽⁶⁾

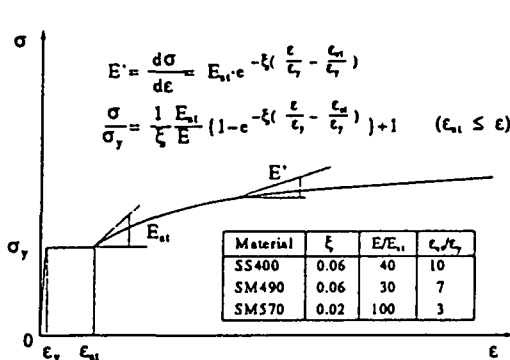


図 2.3.3-1 鋼材の応力歪み関係(引張側、圧縮側とも)⁽¹⁰⁾

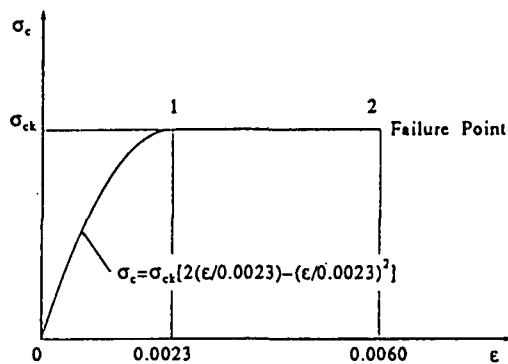


図 2.3.2-2 コンクリートの応力歪み関係⁽¹⁰⁾

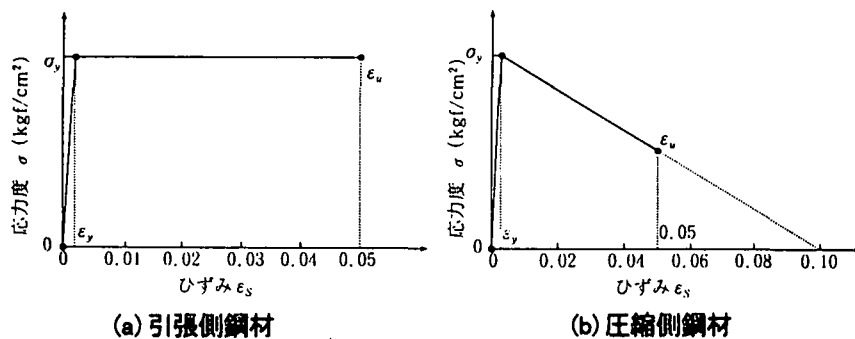


図 2.3.3-3 鋼材の応力歪み関係²⁾

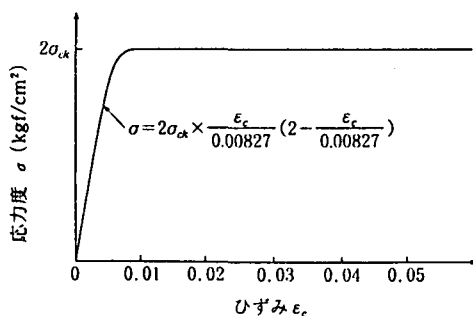


図 2.3.3-4 コンクリートの応力歪み関係²⁾

表 2.3.3-1 実験結果と解析値との比較—強度および塑性率⁽¹⁰⁾

Specimen	H_{max}/H_{y0}			δ_m/δ_{y0}			Failure mode	
	Test (1)	Calculation (2)	(1)/(2)	Test (3)	Calculation (4)	(3)/(4)		
Unstiffened Section	UU2	1.54	1.47	1.05	4.62	4.01	1.15	S
	UU3	1.50	1.49	1.01	5.39	4.26	1.27	C
	UU5	1.43	1.32	1.08	2.78	3.20	0.87	S
	UU7	1.38	1.40	0.99	2.45	3.04	0.81	S
	UC70-25-3[0]	1.51	1.49	1.01	4.63	4.59	1.01	C
	UC70-25-5[3]	1.57	1.50	1.05	5.66	4.39	1.29	C
	UC70-40-3[0]	1.44	1.36	1.06	4.40	3.24	1.36	C
Stiffened Section	UC90-40-5[3]	1.39	1.43	0.97	2.17	3.59	0.60	C
	SS8	1.53	1.47	1.05	4.92	3.28	1.50	S
	SS9	1.53	1.48	1.03	5.05	4.24	1.19	C
	SC45-25-3[3]	1.68	1.54	1.09	6.77	4.01	1.69	S
	SC45-25-5[3]	1.85	1.66	1.11	11.22	5.78	1.94	C
	SC60-35-3[3]	1.57	1.40	1.12	2.80	1.34	2.09	S
SC60-35-5[3]	1.70	1.59	1.07	6.13	4.26	1.44	C	

Failure mode : S : failure on hollow steel section. C : failure on concrete filled section.