

曲面を有する鋼製橋脚の耐震性に関する実験的研究

湾岸管理部 保全課 徳 林 宗 孝
工務部 設計課 水 谷 治 弘

要 旨

本論文は、コーナー部に曲率を有する鋼製橋脚（以下「R付き橋脚」という）を対象とし、その地震時の耐荷力および変形性能を把握するため、コンクリート充填高さの異なる2体の供試体を用いて実施した実験的研究について述べるものである。

実験は供試体に一定軸力を載荷した状態で、供試体天端に静的漸増繰返し変位荷重を載荷することにより行った。実験から、コンクリートを充填したR付き橋脚はコンクリートを充填しない鋼製橋脚に比べ、優れた耐荷力と変形性能を有していることがわかった。しかし、コンクリートを充填したR付き橋脚は充填コンクリート高さが十分でない場合には変形性能が劣る場合もあるため、最低限必要とされる充填コンクリート高さについての検討を行った。さらに、縦補剛材の適切な配置についても検討を行った。

キーワード：鋼製橋脚，R付き橋脚，充填コンクリート，漸増繰返し変位載荷実験，耐荷力，変形性能

はじめに

R付き橋脚は、阪神高速道路公団において平成元年頃から景観を配慮した新しい橋脚構造の一つとして提案され¹⁾、その設計・施工法を確立すべく種々の検討がなされた^{2)~5)}。そしてそれら研究成果の集約として、平成6年3月には「曲面を有する鋼製橋脚（R付き橋脚）の設計・施工の手引き（案）」⁶⁾が作成された。しかし、同設計・施工の手引き（案）は主に静的単調漸増荷重による耐荷力実験結果^{4),5)}に基づくものであり、震度法を前提とした許容応力度法のフォーマットに従いR付き橋脚の耐震設計要領を示すに留まっている。

ところが、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震により、鋼製橋脚をはじめとする鋼構造物に多大な被害がもたらされ、以後この種の強地震動下における橋梁構造物の終局限界状態に対する安

全性の照査の必要性が指摘されるようになった。平成8年12月には道路橋示方書（以下「道示」という）がV耐震設計編を中心に大幅に改訂され、その中で、コンクリートを充填しない矩形断面の鋼製橋脚の脆性的な崩壊を防止するための構造細目の一つとしてR付き橋脚が提示されている⁷⁾。このように、R付き橋脚についても今後の建設・耐震補強にあたっては、その耐震性、特に耐荷力と変形性能を明確にし、R付き橋脚の耐荷力算定公式および変形性能を考慮した耐震設計法を確立することが重要課題となっている。

これまでのコンクリートを充填しないR付き橋脚についての静的単調漸増載荷実験⁴⁾や漸増単調あるいは漸増繰返し変位載荷実験⁶⁾によれば、R付き橋脚は耐荷力および変形性能に優れていることが明らかにされている。これとは反対に、R付き橋脚は圧縮フランジに座屈が発生すれば繰返し

変位載荷による断面変形が著しくなり、通常の矩形断面橋脚よりも耐荷力あるいは変形性能がなくなるという研究成果もある^{9)~11)}。

以上の研究経緯から、R付き橋脚の耐荷力・変形性能の向上法としては柱部材の断面変形を抑制することも含めコンクリートを基部に部分的に充填した（以下「部分充填」という）合成柱とするのが望ましい^{9),10)}と思われる。そこで本研究では、縦方向補剛材を有する部分充填供試体を用いて静的漸増繰返し変位載荷実験を行い、R付き橋脚の耐震性について検討を行ったので報告する。

1. 実験計画

1-1 実験の目的

本実験は以下の事項を研究目的として行った。

1) 部分充填 R 付き橋脚は、断面に座屈現象が発生しにくいこと、シェイプ・ファクターが大きいこと、およびコーナー部の応力集中による角割れが生じないため通常のコンクリートを充填した矩形断面橋脚よりも耐荷力・変形性能（塑性率）に優れることを明らかにする。

2) 充填コンクリート高さが不足した場合、柱基部の合成断面でない鋼製柱としての単独断面（以下「鋼単独断面」という）部分に局部座屈が発生するため、このような R 付き橋脚の耐荷力・変形性能についても明らかにし、断面の崩壊状況から縦方向補剛材の配置等についても考察する。

3) 実橋脚における充填コンクリート高さの必要値の目安を提示する。

以上の目的を達成するため、本実験では充填コンクリート高さを変えた2体の供試体を作成した。そして、それらの実験結果を比較・考察することにより R 付き橋脚の地震時の耐荷力・変形性能について検討した。

1-2 供試体の製作に用いた材料の特性

(1) 鋼材の機械的性質

耐荷力・変形性能の検討を目的とした実験の供試体は、実橋脚に用いられる鋼板と同様、降伏棚の存在する鋼板で製作する必要がある。そこで、

供試体は降伏棚が存在する最小の公称板厚 6 mm の鋼板を設計板厚 3.5 mm に切削して製作した。

供試体の製作に用いた鋼板 (SM 400) の機械的性質を調べるため、JIS 5号試験片をロール方向およびロール直角方向から各3枚ずつ切り取り引張試験を行った。なお、公称板厚 6 mm の鋼板を 3.5 mm 程度に切削しても鋼材の機械的性質は変化しないことが文献¹²⁾で明らかにされている。したがって本実験では切削する前の公称板厚 6 mm の鋼板のみで引張試験を実施した。また、コーナー部は曲げ加工により降伏点が若干上昇するものと考えられるが、この部分の引張試験片の製作が困難であり、かつコーナー部における降伏点の若干の上昇が繰返し載荷挙動に与える影響は僅少であると考え引張試験は行っていない。

これらの試験から得られた鋼材の機械的性質を表-1に、鋼材の応力-ひずみ曲線の一例を図-1に示す。なお、表-1の諸数値はロール方向の試験片3枚から得られた試験結果の平均値である。

表-1 鋼材の機械的性質

降伏点 σ_{ys} (N/mm ²)	実測板厚 t (mm)	引張強度 σ_{ts} (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	ポアソン比 μ_s	伸び率 (%)
286	5.87	421	2.13×10^5	0.277	42.0

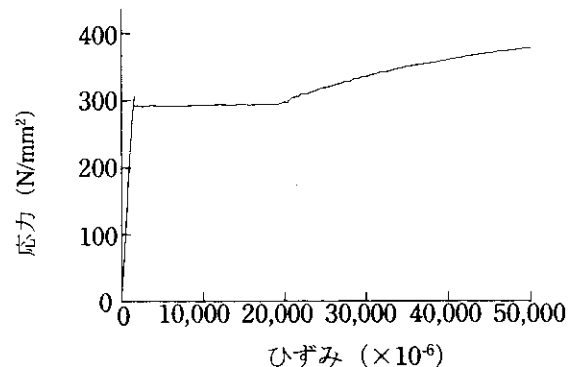


図-1 鋼材の応力-ひずみ曲線の一例

(2) コンクリートの材料特性

充填コンクリートは、車輛衝突による大損傷防止と鋼板の座屈防止を期待するもので、強度部材

としての機能を期待しないため低強度コンクリートを使用することとし、圧縮強度 σ_{ck} は 16.0 N/mm^2 を目標とした⁷⁾。ただし、実験日程の関係で充填コンクリートには早強コンクリートを用いた。供試体の充填コンクリートのまだ固まらない材料特性を表-2に示す。

表-2 コンクリートの材料特性

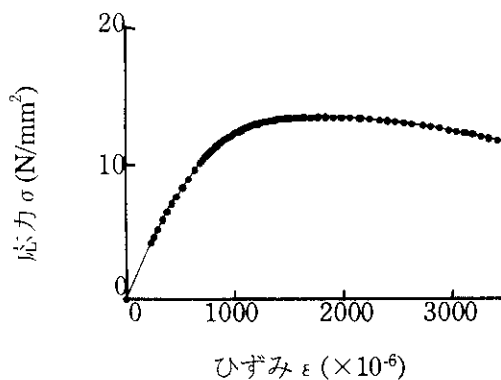
コンクリートの種類	粗骨材の最大寸法(mm)	スランプ(cm)	空気量(%)
早強コンクリート	15	16.9	6.4

供試体に充填した早強コンクリートの強度について調べるため、圧縮試験用および引張試験用の試験体を各12体、合計24体作製した。試験体の寸法はそれぞれ直径10cm・高さ20cm、直径15cm・高さ15cmとした。そして、コンクリート強度の時間的推移を調べるため、材料試験は標準である打設後7日目、28日目と供試体の載荷実験日である22日目、35日目に行った。

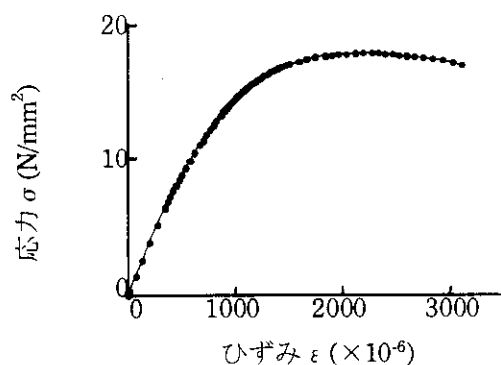
コンクリートの材料試験結果を表-3に、それぞれの材令における応力-ひずみ曲線の一例を図-2に示す。なお、表-3に示すコンクリートの材料試験結果は、それぞれの材令における試験体3体の試験結果から得られた諸数値を平均したものである。また、使用した充填コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} およびヤング係数 E_c の材令による変化状況を図-3に示す。図-2、図-3より充填コンクリートの機械的性質は材令20日程度でほぼ一定値に収束していることがわかる。

表-3 コンクリートの材料試験結果

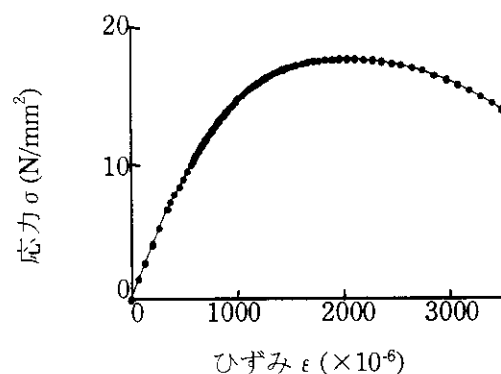
材令(日)	圧縮強度 σ_{ck} (N/mm^2)	引張強度 σ_{ct} (N/mm^2)	ヤング係数 E_c (N/mm^2)	ポアソン比 μ_c
7	12.6	1.25	1.67×10^4	0.186
22	17.3	1.21	1.88×10^4	0.170
28	17.5	1.44	1.93×10^4	0.170
35	17.9	1.31	1.91×10^4	0.193



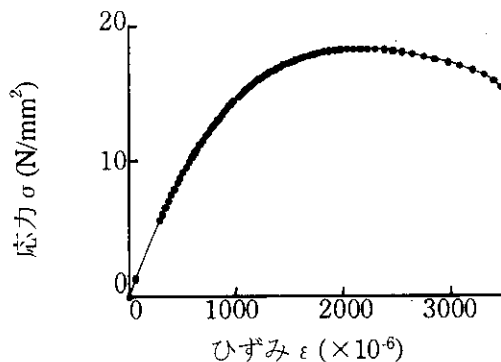
(a) 材令7日



(b) 材令22日



(c) 材令28日



(d) 材令35日

図-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線の一例

リート高さ L_c を設計すると $L_c=L/2$ となり、充填コンクリートの直上の鋼単独断面部が先に局部座屈（降伏）するように設計すると $L_c=L/3$ となった。そのため、供試体の充填コンクリート高さは $L/2$ （供試体名 C-R-L/2-C）、および $L/3$ （供試体名 C-R-L/3-C）とした。

また、充填コンクリートの直上には、コンクリートが閉じこめられ外側の鋼板の座屈防止に効果的に機能するようダイヤフラムを設置した。

1-4 実験装置および実験方法

実験装置の概要を図-5に示す。実験装置は鉛直荷重と水平荷重を独立に、または同時に載荷できるように設計されている。実験では、図-5に示すように、実験装置における水平方向の荷重を最大荷重 980 kN、ストローク 150 mm の定荷重油圧ジャッキにより軸方向圧縮力として載荷する。また、繰返し荷重にあたる鉛直方向の荷重は最大荷重 490 kN、ストローク ± 150 mm のアクチュエーターにより水平荷重として載荷する。供試体は基部を固定端とし頂部をピン結合とするため、供試体・定荷重油圧ジャッキ・アクチュエーターの間に円筒ベアリングを用いて結合している。なお、この載荷装置では水平荷重による変位 δ が大きくなると軸方向力 N の水平方向成分 $N \cdot \sin(\delta/L_0)$ (L_0 : 980 kN 定圧ジャッキの固定間距離) が水平荷重に加算される。この影響は無視できないため、計算により補正することとした。

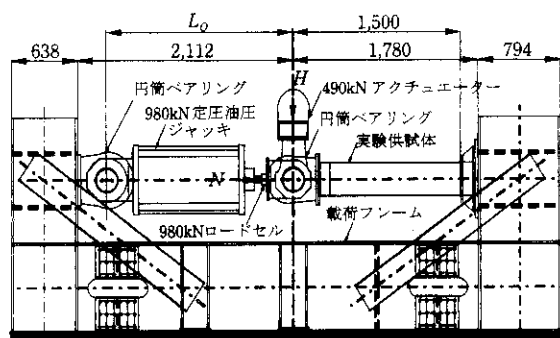


図-5 実験装置の概要（寸法単位：mm）

実験方法は、245 kN を作用軸方向力として載荷し、その作用軸方向力を一定に保持した状態で水平変位制御による漸増繰返し変位載荷を行っ

た。すなわち、水平変位制御は、1回目の変位として降伏水平変位 δ_{ys} を載荷し、これを基準として繰返し回数ごとに変位が降伏水平変位の整数倍に漸増するように載荷した。そして、これを供試体が崩壊に至ったと認められるまで繰返し与える方法を採用した。ただし、ここで用いる降伏水平変位は、供試体基部の弾性固定支持による剛体変位を含む降伏水平変位であり、弾性実験より求めたものである。

1-5 ひずみおよび変位の測定

各供試体においては、曲げにより局部座屈が発生すると想定される。そこで柱基部の直上および合成断面と鋼単独断面の境界面の直上に着目してひずみを測定した。なお、柱基部直上の断面には塑性ひずみゲージを用いた。また、変位としては供試体の中心軸に沿った全体のたわみ、軸方向の縮み量、およびフランジ・プレートの局部座屈に伴う面外たわみを測定した。

2. 弾性範囲内における予備実験

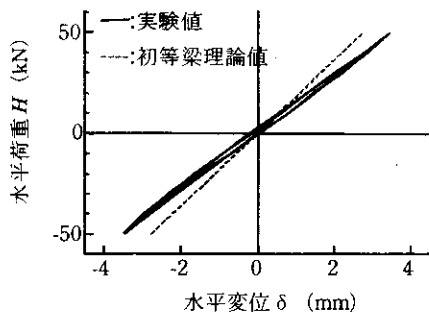
漸増繰返し変位載荷実験に先立ち、載荷装置、ひずみゲージ、および変位計の作動の妥当性を確認するため、ならびに降伏水平変位 δ_{ys} を求めるため水平荷重 ± 49.0 kN（降伏荷重の2分の1）の載荷のもとに弾性実験を行った。

水平荷重 ± 49.0 kN までの漸増載荷で得られた両供試体の水平荷重-水平変位曲線を図-6に、水平荷重-軸方向ひずみ曲線を図-7に示す。

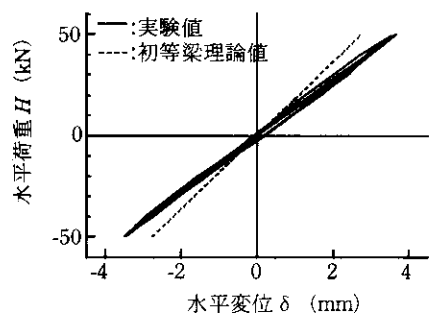
これらの図によれば、水平荷重-水平変位曲線および水平荷重-軸方向ひずみ曲線は各供試体ともに弾性的挙動を呈していることがわかる。ただし、水平荷重-軸方向ひずみ曲線は初等梁理論値と良好に一致しているのに対し、水平荷重-水平変位曲線は供試体の基部が弾性固定支持となっているため初等梁理論値とは一致していない。なお、 δ_{ys} は、供試体 C-R-L/2-C で 6.8 mm、供試体 C-R-L/3-C で 7.0 mm なる値がそれぞれ得られた。

軸方向力 $N=245$ kN を載荷した状態で水平荷重 $H=\pm 49.0$ kN を載荷したときの両供試体の

着目断面の垂直ひずみ分布を図-8に示す。なお、図中のひずみ値は、軸方向力 N によるひずみ値を予め計測時に取り除いたものであり、水平荷重 H

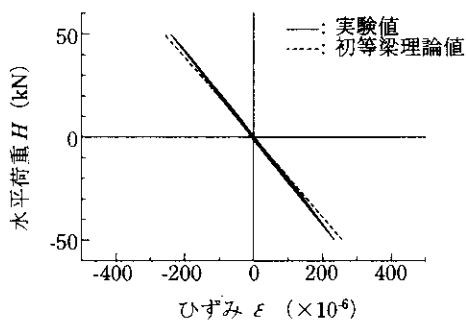


(a) 供試体 C-R-L/2-C

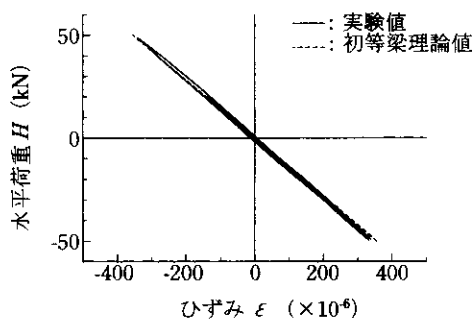


(b) 供試体 C-R-L/3-C

図-6 水平荷重-水平変位曲線

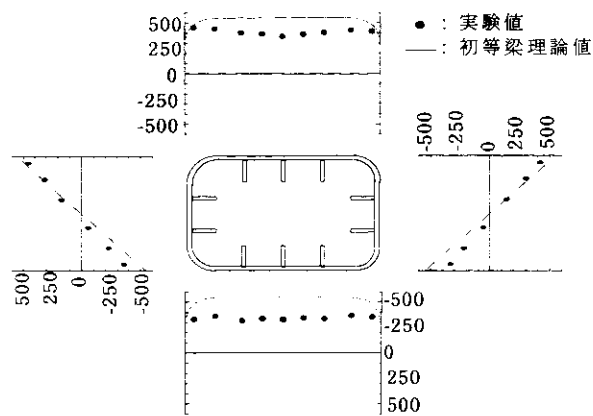


(a) 供試体 C-R-L/2-C



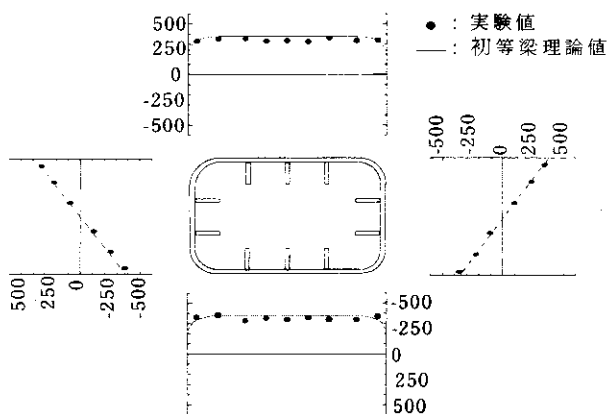
(b) 供試体 C-R-L/3-C

図-7 水平荷重-軸方向ひずみ曲線



(柱基部より 89 mm 上方の断面)

(a) 供試体 C-R-L/2-C



(充填コンクリート天端より 15 mm 上方の断面)

(b) 供試体 C-R-L/3-C

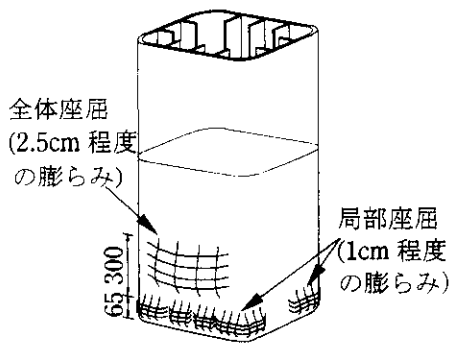
図-8 断面の垂直ひずみ分布 ($\times 10^{-6}$)

のみによる値である。図(a)から柱基部の垂直ひずみ分布は、鋼板と充填コンクリートとの合成効果により充填コンクリートとの合成を考慮しない初等梁理論値よりも小さな値となっていることがわかる。また、鋼単独断面と合成断面との境界面より上方断面、および基部合成断面ともにせん断遅れ現象もほとんど認められていない。また、図(b)によると、鋼単独断面では、垂直ひずみ分布は初等梁理論値と良好に一致している。

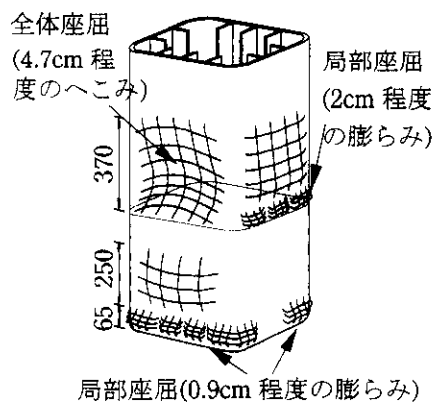
3. 漸増繰返し変位載荷実験結果とその考察

3-1 供試体の崩壊過程および崩壊挙動

実験終了後のフランジ面の崩壊状況のスケッチを図-9に示す。ただし、ここに示す崩壊状況は、



(a) 供試体 C-R-L/2-C



(b) 供試体 C-R-L/3-C

図-9 フランジ面の崩壊状況 (寸法単位: mm)

崩壊後に水平変位 δ を 0 に戻した状態のものである。

(1) 供試体 C-R-L/2-C

崩壊までの挙動は以下のとおりであった。

- 水平変位が $6 \delta_{ys}$ に達したとき、柱基部より上方 200 mm 程度の範囲にかけてフランジ面全体が外側方向に向かって座屈し始めた。
- $7 \delta_{ys}$ のとき、柱基部より上方 65 mm 程度の範囲にかけてフランジ面が縦補剛材間で外側方向に向かって局部座屈し始めた。
- $9 \delta_{ys}$ のとき、柱基部より上方 65 mm 程度の範囲にかけて、曲面部分が外側方向に向かって局部座屈し始め、その崩壊モードはシェル構造特有の「象の足状」の座屈を呈した。
- 最後に $11 \delta_{ys}$ のとき、柱基部のフランジ面に亀裂が生じ崩壊に至った。

なお、水平変位が $10 \delta_{ys}$ のとき、水平荷重 H が最大値 204 kN となった。また、実験は $13 \delta_{ys}$ まで

行った。

実験終了後、供試体の外側の鋼板をガスで切断し、充填コンクリートおよび縦補剛材の崩壊状況を調べたところ、縦補剛材は充填コンクリートで覆われているにもかかわらず、柱基部より上方 100 mm 程度の位置で局部座屈していた。さらに、充填コンクリートは表面に多数のクラックが発生しており、その結果、砂状化することによって外側鋼板の変形に追従していることがわかった。なお、鋼単独断面と合成断面との境界面より上方の範囲には座屈変形などは認められなかった。

(2) 供試体 C-R-L/3-C

崩壊までの挙動は以下のとおりであった。

- 水平変位が $5 \delta_{ys}$ に達したとき、柱基部より上方 65 mm 程度の範囲にかけてフランジ面が縦補剛材間で外側方向に向かって局部座屈し始めた。
- $6 \delta_{ys}$ のとき、鋼単独断面と合成断面との境界面より上方 60 mm 程度の範囲にかけてフランジ面が縦補剛材間で内側方向に向かって局部座屈し始めた。
- $8 \delta_{ys}$ のとき、鋼単独断面と合成断面との境界面より上方 150 mm 程度の範囲のフランジ面全体が内側方向に向かって座屈し始めた。
- $9 \delta_{ys}$ のとき、境界面の上方 60 mm 程度の位置にて曲面部分が外側方向に向かって局部座屈し、曲面部分の座屈モードはシェル構造特有の「象の足状」の座屈を呈した。
- 最後に $10 \delta_{ys}$ のとき、鋼単独断面と合成断面との境界面より上方 350 mm 程度の範囲（ダイヤフラムまで）にかけて、フランジ面全体に著しい座屈が生じ崩壊に至った。

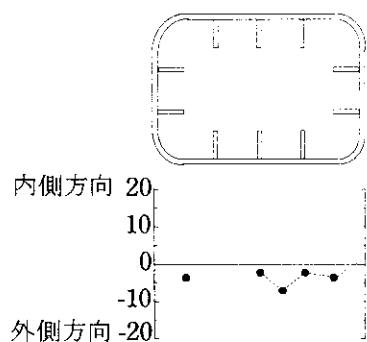
なお、水平変位が $9 \delta_{ys}$ のとき、水平荷重 H が最大値 207 kN となった。また、実験は $11 \delta_{ys}$ まで行った。

実験終了後、供試体の外側の鋼板をガスで切断し、充填コンクリートおよび縦補剛材の崩壊状況を調べたところ、充填コンクリートは表面に多数のクラックが発生していたが、砂状化には至っていなかった。また、柱基部において縦補剛材の局部座屈などは発生していなかった。鋼単独断面に

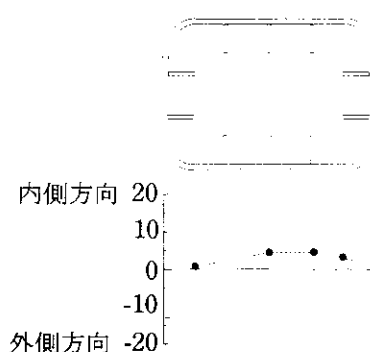
においては鋼単独断面と合成断面との境界面の上方 20 mm 程度の位置において縦補剛材が局部座屈していた。また、縦補剛材全体には横ねじれ座屈が発生していた。

3-2 圧縮補剛板の最高荷重時近傍における崩壊状況

各供試体の圧縮補剛板の最高荷重時近傍における面外たわみを図-10 に示す。なお、供試体 C-R-L/2-C の面外たわみは水平変位 δ が $-8 \delta_{ys}$ に達したとき柱基部の上方 50 mm の断面において計測されたものである。また、供試体 C-R-L/3-C の面外たわみは水平変位が $-9 \delta_{ys}$ に達したとき鋼単独断面と合成断面との境界面の上方 190 mm の断面において計測されたものである。



(a) 供試体 C-R-L/2-C



(b) 供試体 C-R-L/3-C

図-10 面外たわみ (寸法単位: mm)

図によると、この荷重レベルになると供試体 C-R-L/2-C の基部合成断面では縦方向補剛材間の板パネルに断面の外側への局部座屈が発生していること、供試体 C-R-L/3-C の合成断面と鋼単独断面との境界面直上の鋼単独断面では補剛板全体

の座屈が断面の内側方向に発生していることがわかる。ここで、2体の供試体の圧縮補剛板の座屈モードとその進展状況（両試体とも曲面部分の局部座屈が最後に発生したこと）から設計・施工の手引き（案）⁶⁾に規定された縦補剛材の配置方法が適切かつ妥当であることが確認された。

3-3 水平荷重-水平変位曲線

各供試体の水平荷重-水平変位曲線を図-11 および図-12 に示す。ただし、これらの図において水平変位 δ_0 は静的漸増繰返し変位載荷実験で変位制御に用いた水平変位から実験供試体の下端部が弾性支持されていることによって生じる剛体水平変位を取り除いたものである。また、これらの水平荷重-水平変位の履歴曲線の形状は、繰返しサイクルの前半部分と後半部分とで明らかに異なっていたため、前半部分と後半部分との2つのループに分けてプロットしている。

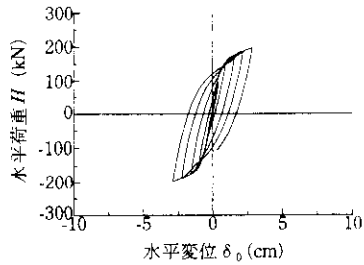
図-11 によると、供試体 C-R-L/2-C は、水平変位が $5 \delta_{ys}$ の前後で鋼断面特有の紡錘型の履歴特性から RC 断面特有の S 字型へと移行し、崩壊に至っていることがわかる。そして、最大水平荷重以降の耐荷力は徐々に低下している。一方、図-12 によると、供試体 C-R-L/3-C は S 字型への履歴特性の移行もやみられるが、最終的に紡錘型に近い形で崩壊に至っていることがわかる。そして、最大水平荷重以降の耐荷力は急速に低下している。

3-4 水平荷重-軸方向変位曲線

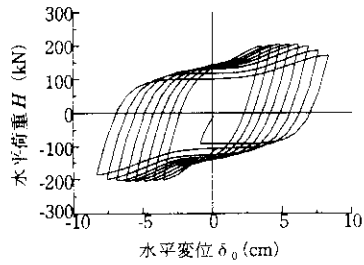
供試体の水平荷重-軸方向変位曲線を図-13 に示す。この図から、供試体 C-R-L/2-C および C-R-L/3-C の柱基部に局部座屈が生じる程度の荷重までは水平荷重-軸方向変位曲線はほぼ類似の挙動を呈していることがわかる。また、供試体 C-R-L/2-C ではほぼ一定の割合で軸方向変位が大きくなっている。これに対し、供試体 C-R-L/3-C は鋼単独断面と合成断面との境界面の上方のフランジプレートに局部座屈が発生し始めてから繰返し回数ごとの軸方向変位が著しく増加している。

3-5 水平方向のたわみ曲線

各供試体について水平荷重が最大値に達するま

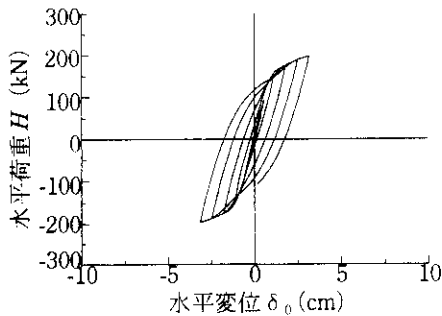


(a) $-5 \delta_{ys} \leq \delta \leq 5 \delta_{ys}$ のループ

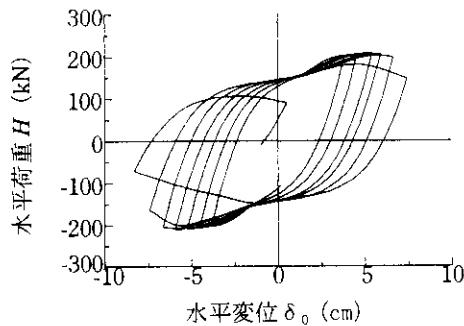


(b) $\delta \leq -6 \delta_{ys}$ および $6 \delta_{ys} \leq \delta$ のループ

図-11 水平荷重-水平変位曲線 (C-R-L/2-C)



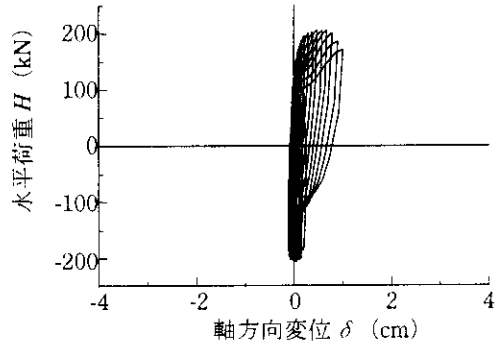
(a) $-5 \delta_{ys} \leq \delta \leq 5 \delta_{ys}$ のループ



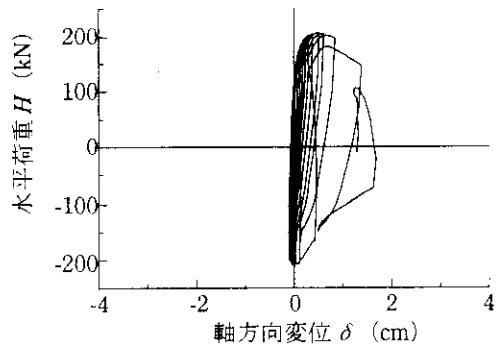
(b) $\delta \leq -6 \delta_{ys}$ および $6 \delta_{ys} \leq \delta$ のループ

図-12 水平荷重-水平変位曲線 (C-R-L/3-C)

での各漸増変位ごとの最大水平変位載荷時における水平方向のたわみ曲線を図-14に示す。この図より、供試体 C-R-L/2-C では柱基部において断面の全塑性化により回転変形が発生し、たわんで



(a) 供試体 C-R-L/2-C



(b) 供試体 C-R-L/3-C

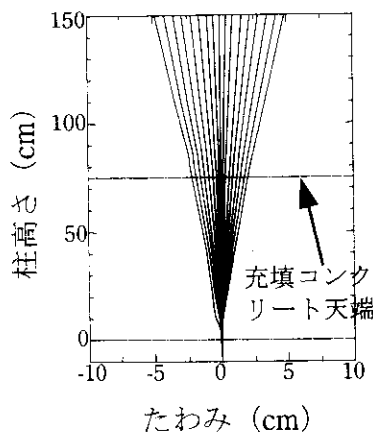
図-13 水平荷重-軸方向変位曲線

いることがわかる。これに対し、供試体 C-R-L/3-C では柱基部および充填コンクリート直上の鋼単独断面部においてそれぞれ断面の全塑性化により回転変形が発生し、たわんでいる。

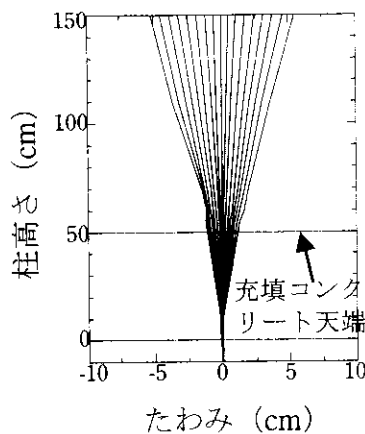
3-6 耐荷力及び変形性能

各供試体の水平荷重-水平変位の包絡線(各漸増変位荷重の最高荷重点を結んだ線)を図-15に示す。なお、図の横軸には水平変位 δ_0 を降伏水平変位 δ_{yso} (δ_{yso} : 基部の弾性固定支持による剛体水平変位を差し引いた降伏水平変位) で無次元化した値を、縦軸には水平荷重 H を降伏水平荷重 H_{ys} (H_{ys} : 充填コンクリートを無視した柱基部の鋼断面の圧縮縁が降伏に達するときの水平荷重) で無次元化した値をそれぞれ用いている。

図によると、各供試体は、終局限界状態(最大水平荷重時)に達するまで、ほぼ類似の挙動を呈していることがわかる。すなわち、供試体 C-R-L/2-C および C-R-L/3-C の終局限界状態における曲げモーメント M_0 はそれぞれ $306 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、 311



(a) 供試体 C-R-L/2-C



(b) 供試体 C-R-L/3-C

図-14 水平方向のたわみ曲線

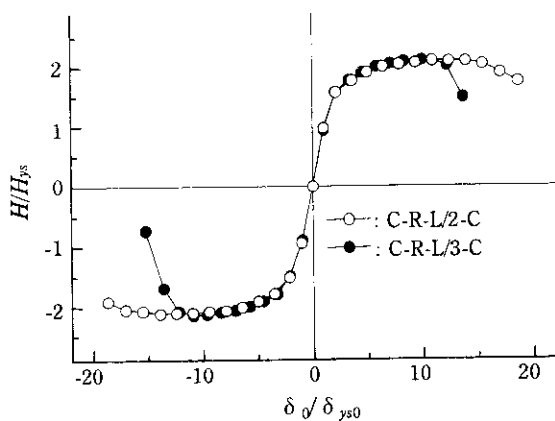


図-15 各実験供試体の包絡線

kN・mとなり、各供試体の耐荷力はほぼ等しくなった。しかし、供試体 C-R-L/2-C および C-R-L/3-C の塑性率 μ (最大水平荷重点における水平変位 δ_{u0} を降伏水平変位 δ_{ys0} で無次元化した値) は、それぞれ 13.4 および 10.9 となった。したがってコンクリートを充填している柱基部のみが大き

く塑性変形した供試体 C-R-L/2-C は、柱基部以外のコンクリートを充填していない鋼単独断面部も局部座屈した供試体 C-R-L/3-C と比べ変形性能に優れていることがわかる。また、供試体 C-R-L/3-C は最大水平荷重以降の繰返し変位載荷による耐荷力の低下が著しく、座屈後の変形性能に劣ることがわかる。

4. コンクリートの必要充填高さに関する考察

各供試体の終局限界状態における曲げモーメント図を図-16 に示す。ここで柱基部の終局曲げモーメント M_u は、実験から得られた最大作用曲げモーメントである。

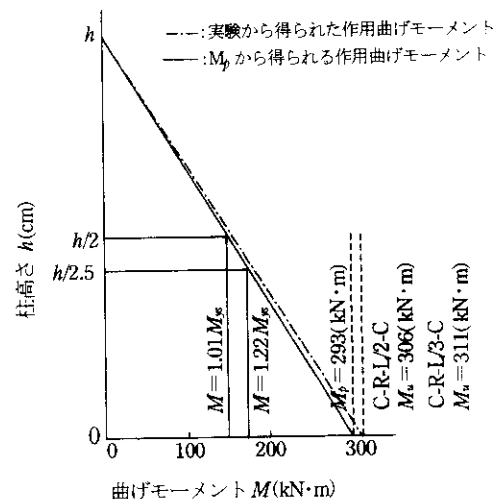


図-16 終局限界状態における曲げモーメント図

図より、この終局曲げモーメント M_u の値は、供試体に充填したコンクリートの圧縮強度 σ_{ck} を用いて算出した柱基部の合成断面の全塑性曲げモーメント M_p の 1.04 および 1.06 倍であり、全塑性曲げモーメント M_p によって柱基部の終局曲げモーメント M_u を精度よく推定できることがわかる。

各供試体の終局曲げモーメントがほぼ等しいことおよび供試体 C-R-L/3-C では柱基部と充填コンクリート直上の鋼単独断面部との両方で局部座屈が発生したことから、供試体 C-R-L/3-C の充填コンクリート高さ $L/3$ がほぼ最適充填高さで

あったと考えられる。しかし供試体 C-R-L/3-C は、最終的に鋼単独断面が座屈崩壊して終局限界状態に至ったことおよびその後の耐荷力の低下が著しいことより、実用的な必要充填コンクリート高さは、鋼単独断面部に局部座屈を発生させないように、 $L/2 \sim L/2.5$ 程度とするのが妥当であると考えられる。

このときの充填コンクリート高さと柱基部の合成断面の全塑性曲げモーメント M_p から得られる作用曲げモーメント M 、および鋼断面の降伏曲げモーメント M_{ys} ($M_{ys} = 144.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$) との関係も図-16 に示す。この図によると、充填コンクリート高さが $L/2 \sim L/2.5$ の場合、柱基部の合成断面が全塑性曲げモーメント M_p に達したとき、充填コンクリート直上の鋼断面では、作用曲げモーメント M が $1.01 M_{ys} \sim 1.22 M_{ys}$ となる。ただし、 $1.01 M_{ys} \sim 1.22 M_{ys}$ の範囲内で鋼断面の強度をどの程度に設定するかは、設計の対象とする鋼断面の座屈強度、および変形性能に応じて決定すべきである。

まとめ

本研究の主な結論を以下に示す。

1) 鋼単独断面部に局部座屈が発生しない高さまでコンクリートを部分充填した R 付き橋脚は、断面に座屈現象が発生しにくいこと、シェイプ・ファクターが大きいこと、および鋼板と充填コンクリートとの合成效果が期待できることにより、優れた耐荷力・変形性能を有する。すなわち、通常コンクリートを充填した矩形断面橋脚の塑性率は 5 ~ 10 程度、またコンクリートを充填せず、縦補剛材の剛比を高めた補剛 R 付き橋脚の塑性率は 6 程度であるのに対して、部分充填 R 付き橋脚の場合は、10 以上の塑性率が期待できることがわかった。

2) 充填コンクリート高さが不足し、鋼単独断面部に局部座屈が発生して崩壊に至る R 付き橋脚は、座屈後の断面変形が著しくなり、変形性能に劣る。この結果は、文献 9)、10) などの研究結果

と一致する。

3) 部分充填 R 付き橋脚の終局曲げモーメント M_u は、充填コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} を用いて算出した合成断面の全塑性曲げモーメント M_p により、精度よく求めることができる。

4) R 付き橋脚の実用的な必要充填コンクリート高さは $L/2 \sim L/2.5$ 程度であり (L : 柱基部から水平地震力の作用位置までの距離)、断面の座屈強度、および変形性能に応じて充填コンクリート直上の鋼単独断面での作用曲げモーメント M が $1.01 M_{ys} \sim 1.22 M_{ys}$ となるように設定すればよい。

5) 2 体の供試体の圧縮補剛版の座屈モードおよびその進展状況から、設計・施工の手引き (案) に規定された縦補剛材の配置方法は適切かつ妥当であることがわかった。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、中井博福井工業大学教授、北田俊行大阪市立大学教授をはじめ「曲面を有する鋼製脚の設計手法に関する検討会」の委員各位に多大なご指導・ご助言をいただいた。ここに記して、深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 中井博・山内幸裕・松浦健二・宮村重範・田中実雄：半径 500 mm の曲面を持つ鋼製橋脚の設計・施工、橋梁と基礎、pp.17-22, 1987. 2.
- 2) 中井博・北田俊行・松本雅治・坂口三代治：コーナー部を円弧状とした薄肉鋼箱断面梁のせん断遅れ特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38 A, 土木学会、pp.1121-1129, 1992. 3.
- 3) 中井博・北田俊行・松本雅治・坂口三代治：コーナー部を円弧状とした柱をもつ鋼製ラーメン橋脚の梁・柱隅角部の応力性状に関する実験的研究、土木学会第 47 回年次学術講演会

- 講演概要集, 第 I 部門, pp.378-379, 1992. 9.
- 4) 中井博・北田俊行・松本雅治・坂口三代治・田畑繁樹：コーナー部を円弧状とした鋼製橋脚柱の終局曲げ耐荷力特性に関する実験的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 I 巻, 日本鋼構造協会, pp.577-584, 1993. 7.
 - 5) 中井博・北田俊行・松本雅治・坂口三代治・武井昭洋：コーナー部を円弧状とした柱部材の圧縮耐荷力に関する実験的研究, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, 第 I 部門, pp.160-161, 1993. 9.
 - 6) 阪神高速道路公団大阪第一建設部：曲面を有する鋼製橋脚（R 付き橋脚）の設計・施工の手引き（案）, 1994. 3.
 - 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.162-175, 1996.12.
 - 8) 渡邊英一・杉浦邦征・森忠彦・鈴木巖：補剛 R 付き箱型断面短はり一柱の強度と変形性能, 構造工学論文集, Vol.38 A, 土木学会, pp.143-154, 1992. 3.
 - 9) 中西克佳・中井博・北田俊行・杉山功・河野康史：コンクリートを充填した R 付き断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, 第 I 部門, pp.1148-1149, 1993. 9.
 - 10) 中井博・北田俊行・中西克佳・杉山功・河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱（充填形式）の耐荷力, および変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.40 A, 土木学会, pp.1401-1412, 1994. 3.
 - 11) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（III）, 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 第 180 号, 1997. 4.
 - 12) 阪神高速道路公団・(財)災害科学研究所：既設橋脚の補剛版の耐震補強に関する研究報告書, 1998. 3.
 - 13) 阪神高速道路公団工務部・(財)災害科学研究

所：曲面を有する鋼製橋脚の設計法に関する研究業務報告書, 1999. 3.