

外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の
開発と実用化に関する研究

村 尾 光 則

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本研究で対象とする橋脚構造	2
1.3 既往の研究	4
1.3.1 代表的な複合構造橋脚事例	4
1.3.2 耐力および変形性能の評価方法	6
1.4 研究目的と確認方法	8
1.5 論文の構成	10
第 2 章 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成はりの耐荷力に関する基礎的研究	13
2.1 はじめに	13
2.2 外面リブ付鋼板とコンクリートの付着試験	13
2.2.1 外面リブの概要	13
2.2.2 実験の概要	15
2.2.3 付着試験結果	20
2.3 合成はりの曲げ試験	23
2.3.1 実験の概要	23
2.3.2 曲げ試験結果	24
2.4 合成はりのせん断試験	26
2.4.1 実験の概要	26
2.4.2 FEM 解析の概要	28
2.4.3 せん断試験結果	29
2.5 まとめ	32
第 3 章 正負交番載荷実験による ML 橋脚の限界変位に基づく耐震性能評価	34
3.1 はじめに	34
3.2 正負交番載荷実験の概要	35
3.2.1 試験体の概要	35
3.2.2 載荷方法	38
3.2.3 計測方法	39
3.3 実験結果及び考察	40
3.3.1 荷重－変位履歴	40

3.3.2	終局変位塑性率	44
3.3.3	曲率分布と塑性ヒンジ長	48
3.3.4	軸方向鉄筋におけるひずみの推移	50
3.3.5	破壊メカニズム	52
3.4	まとめ	55
第 4 章	ML 橋脚の塑性変形性能向上に着目した要因分析とじん性率の直接評価	58
4.1	はじめに	58
4.2	正負交番載荷実験の概要	60
4.2.1	試験体の概要	60
4.2.2	実験結果	62
4.3	終局変位塑性率の評価	70
4.3.1	終局変位塑性率に影響を与える要因の分析	70
4.3.2	要因分析結果	76
4.3.3	鋼管による横拘束効果のメカニズム	77
4.3.4	評価式の提案	79
4.4	終局変位に対する安全率の設定	80
4.5	まとめ	82
第 5 章	適用規模を拡大した大断面 ML 橋脚の適用と鋼管配列の影響に関する 実験的検証	85
5.1	はじめに	85
5.2	正負交番載荷実験結果と考察	86
5.2.1	実験の概要	86
5.2.2	荷重－変位関係と損傷状態	88
5.2.3	鋼管配列と柱基部塑性変形回転角の関係	91
5.2.4	断面ひずみ分布	92
5.2.5	鋼管軸引張ひずみ分布	94
5.2.6	横拘束筋のひずみ分布	95
5.2.7	曲率分布の結果	96
5.3	まとめ	98
第 6 章	施工データに基づく ML 橋脚の合理化検証	99
6.1	はじめに	99

6.2	適用事例	100
6.2.1	工期短縮事例	100
6.2.2	コスト削減事例	102
6.3	デザインビルドにおける急速施工の実現	106
6.3.1	橋梁構造の合理化	106
6.3.2	施工の合理化	110
6.4	マスコンクリート対策	116
6.4.1	鋼管内エアクーリング	116
6.4.2	液体窒素によるプレクーリング	119
6.5	まとめ	122
第7章	結論	124

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

我が国の社会資本は，戦後の高度成長期を経て急速に整備され，国民は今日まで安全で健康で幸せな生活を営んできた．しかしながら，1990 年代のバブル崩壊，2008 年秋におけるアメリカ発の世界同時不況をきっかけに，日本の景気は大きく後退し国内総生産（GDP）世界第 2 位の経済大国であった我が国も，2009 年，急速に成長した中国に第 2 位の座を引き渡す等，その成長に陰りを見せている．このような状況を背景に，国内の公共事業費は，平成 10 年度の 14.9 兆円をピークに，平成 23 年度の 6.2 兆円にまで大幅に削減され，今，我が国の社会資本を取巻く状況は急激な変化に直面している¹⁾．こうした財政悪化に起因する継続的な建設投資抑制の影響は建設労働者の減少を招き，渦中に発生した東北地方太平洋沖地震後に一斉に始まった復興工事に必要な建設労働力不足を深刻化させている．中長期的な少子高齢化の観点からも，限られた人的資源を有効に活用し，建設工事の省力化および合理化を図る工夫と努力が我々シビルエンジニアに求められている．

特に橋梁工事に目を向けると，上部構造については，プレストレストコンクリート構造，鋼とコンクリートの複合構造等，多岐に渡る構造形式の提案に加え，プレキャスト化および合理化施工技術の進展により工事の効率化に向けた積極的な取り組みが実践されている²⁾．これに対し，橋脚構造は，躯体を鉛直方向に真っすぐに構築するという比較的シンプルな施工法ゆえに，古くから経済性の観点から主に鉄筋コンクリート製で建設されてきており，近年においてもその傾向は大きく変わらない．しかしながら，第二東名高速道路をはじめとする各高速道路において，施工難易度の高い山岳部の高橋脚建設工事の需要増加を背景に，1990 年代半ばから，橋脚の合理化施工，コスト削減，耐震性向上に対応すべく，従来の鉄筋コンクリート橋脚に代わる複合構造化への関心が一気に高まった．

橋脚については，一方で，既往の地震により被災した橋脚における損傷データの蓄積や正負交番載荷実験による研究成果等から得られた新しい知見の蓄積により，必要とされる耐震性能を確保する方法も時代とともに変化してきており，その結果，高密度配筋の施工実績が比較的顕著になってきている．また，コスト削減の観点を優先するあまり，橋脚断面寸法を縮小することに設計が注力され，鉄筋への負荷が高まり，鉄筋量増加を招いている事例も多い．例えば，橋梁下部工事においては，山岳橋梁の増加に伴い高橋脚の施工が増えているが，鉄筋の高密度配置によりコンクリートの締固めが充分行えないなど，施工品質不良が顕在化している．兵庫県南部沖地震における橋脚柱の提灯座屈

破壊は比較的記憶に新しいが、この衝撃的な光景は、後の設計地震動の見直し、橋脚のじん性向上のための配筋細目強化により橋脚の耐震性・安全性を高めた一方で、高密度配筋に起因する施工品質懸念の発端となっていると言わざるを得ない。このため、橋脚工事の省力化・合理化を図るには、高密度配筋を解消し、コンクリートの品質を確保するという視点を忘れてはならない。高密度配筋を解消するための配慮として、近年では、材料の高強度化が図られている。コンクリートの設計基準強度 50N/mm^2 、鉄筋の材質 SD490 の組み合わせで使用した実績が比較的多くなっており、更なる技術として、材質 SD685 の超高強度鉄筋や超高強度繊維補強コンクリートを使用した研究^{3),4),5)}も盛んに行われている。しかしながら、これら材料は比較的高価であることに加え、高強度材料が部材断面を縮小する道具として用いられ、結果として鉄筋への依存度が高まり高密度配筋は解消されていない事例も比較的多く存在する等の課題を未だ残している。

以上に述べたことから、橋脚建設における省力化、合理化には、高密度配筋の解消を前提とし、鉄筋コンクリートと鋼を組み合わせた複合構造化による鉄筋量の削減等、新たな視点を含んだ試みにより施工性、経済性の向上に資する技術開発が必要になっていると言える。本研究は、従来から用いられてきた鉄筋コンクリート橋脚を進化させた複合構造を対象としたものであり、建設業の抱える恒常的課題を解決する手段のひとつとして有意義なものであると考える。

1.2 本研究で対象とする橋脚構造

本研究で対象としている合成構造橋脚は、「リブを有する鋼管」を橋脚断面内の主鋼材に適用した初めての研究である。複合 (Multiple) 構造で、柱を輪切りにした断面形状がレンコン (Lotus) に似ていることから、その頭文字を取り、ML 橋脚⁶⁾と呼んでいる (以降、本研究で対象とする構造を「ML 橋脚」と呼ぶ)。図 1.2.1 に示すように、コンクリートとの付着性に優れた外面にリブを有する鋼管を使用している点が最大の特徴であり、軸方向鉄筋、帯鉄筋および中間帯鉄筋とともに構成された外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造である。本構造では、外面リブ付鋼管が以下に示す 3 つの機能を兼用し構造の合理化を図る点に着目した。

- a) 外面リブ付鋼管が軸方向鉄筋の機能を一部代替し、軸方向鉄筋量を低減できる。
- b) 外面リブ付鋼管が帯鉄筋の機能を一部代替し、せん断補強鉄筋量を低減できる。
- c) 外面リブ付鋼管が中空断面鉄筋コンクリート橋脚における内型枠・支保工として機能を兼用するため、煩雑であった内型枠および足場支保工作業が不要となる。

なお、図 1.2.1(a)は、橋脚高さが 20m 程度以下の低橋脚を対象にした柱断面が扁平な場合を例⁷⁾として示している。合成構造橋脚は、一般的に高さ 30m を超える高橋脚への適用が一般的であるが、本研究では、このような小規模橋脚にも採用メリットを見出し

研究範囲に入れて検討を行っている点が特徴的である。

上記に述べた ML 橋脚の長所を実現できれば，従来の鉄筋コンクリート橋脚に比べ以下のような点で有利な構造となる。

(1)コンクリート充填性（品質）が向上する。

上記 a)，b)で述べた通り，外面リブ付鋼管の軸方向鉄筋および帯鉄筋の代替効果により高密度配筋が解消され，コンクリートの充填性（品質）が向上する。

(2)施工時の安全性が向上する。

煩雑な鉄筋組立作業の縮減や中空断面鉄筋コンクリート橋脚で必要であった内型枠・支保工作業がなくなることにより，高所作業が減り施工の安全性が向上する。

(3)工期の短縮およびコスト低減が可能である。

施工が省力化されることにより，工期の短縮およびコストの低減が可能となる。

以上について，ML 橋脚と鉄筋コンクリート橋脚の構造比較表として表 1.2.1 に示した。なお，工期およびコスト比率は，橋脚高さ 40m の橋脚で両構造の耐力を同等とした場合の試算例である。

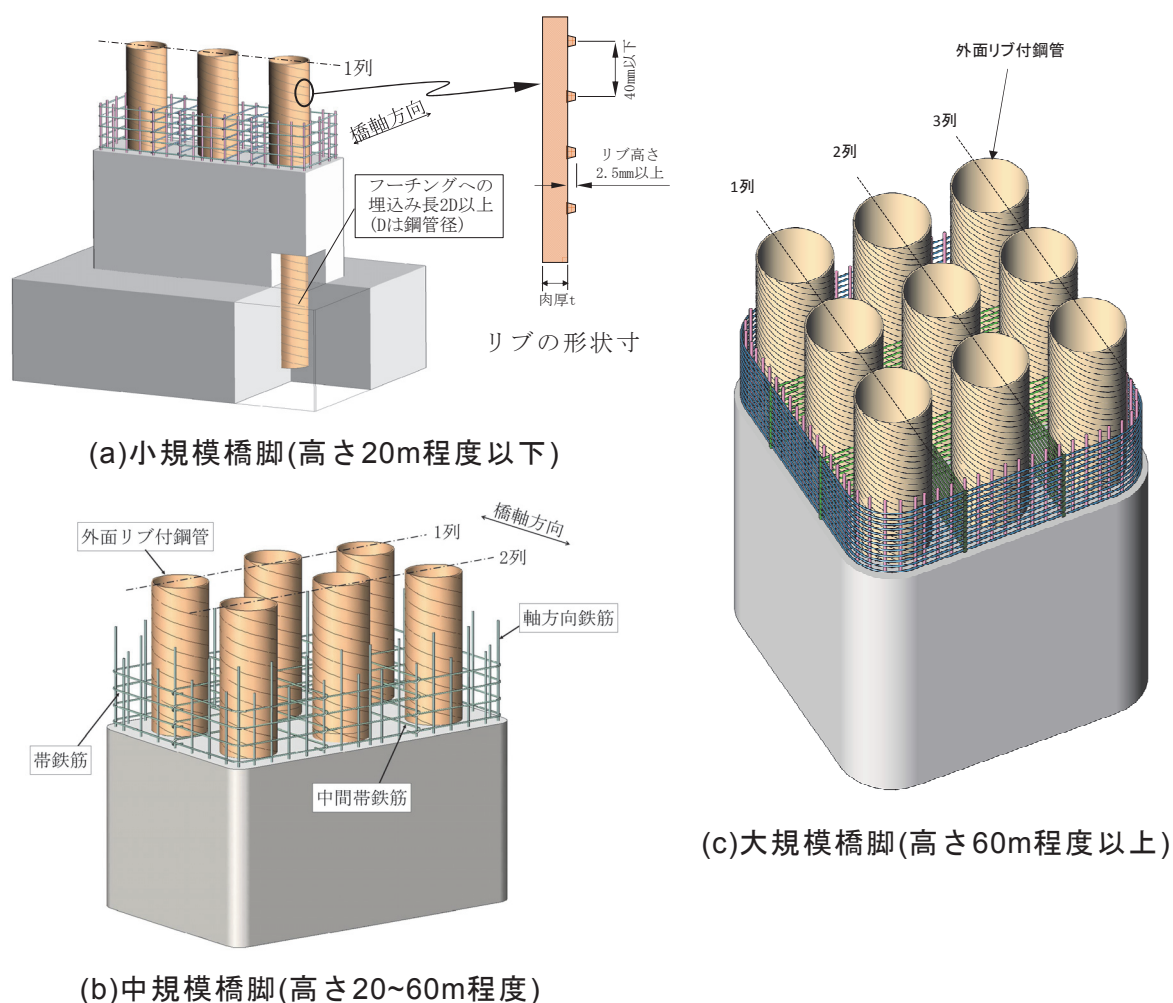


図1.2.1 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の構造概念⁶⁾（本研究）

表1.2.1 ML橋脚とRC橋脚の比較

	外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚（ML 橋脚）	鉄筋コンクリート橋脚（RC 橋脚）
概要図		
経済性	0.9 程度*	1.00
工 期	0.7 程度*	1.00
施工性	外面リブ付鋼管が鉄筋を代替するため鉄筋量を大幅に低減できるため、コンクリート充填性に優れる。	一般に高密度の配筋となり，コンクリートの充填性に細心の注意を払う必要がある。
現場条件	鋼管は大型材料であり，現場搬入時および鋼管建て込み時に留意が必要である。	鋼管等の大型材料の搬入等がない。
安全性	高所での配筋作業が短縮されるとともに，内型枠が不要である。	高所での高密度の配筋，内型枠の設置・脱型作業を行わなければならない。

*橋脚高 40m の橋脚に対する試算結果例

1.3 既往の研究

1.3.1 代表的な複合構造橋脚事例

橋脚の複合構造化の例としては，橋脚断面に鉄骨や鉄筋等の異種材料が組み合わせられ，それらが一体となって外力に抵抗する合成構造が主体である．合成構造橋脚の適用は，先に述べた通り建設業が抱える人材不足や高密度配筋による施工品質不良を背景としている．以下に代表的な合成構造橋脚として，H 形鋼および鋼管を用いた事例を概説する．

① 鉄骨鉄筋コンクリート構造（リブの無い H 形鋼あるいは鋼管）

図 1.3.1 に示す合成構造橋脚は，主鋼材に軸方向鉄筋と鉄骨（H 形鋼あるいは鋼管）を併用した鉄骨鉄筋コンクリート構造⁸⁾である．図は，実績が多い H 形鋼を配置したものを示している．主鋼材としては H 形鋼の量が支配的であり，軸方向鉄筋は高張力鋼からなる角スパイラル筋の 4 隅に配置されている．角スパイラル筋は，断面圧縮力に対してコンクリートを拘束し，部材のじん性を向上させる目的で配置されている．施工面での

特徴としては，H 形鋼の使用による軸方向鉄筋の削減と角スパイラル筋の使用による中間帯鉄筋の省略に伴う配筋作業の省力化が挙げられる．また，帯筋を内蔵したプレキャスト型枠を使用することも可能である．

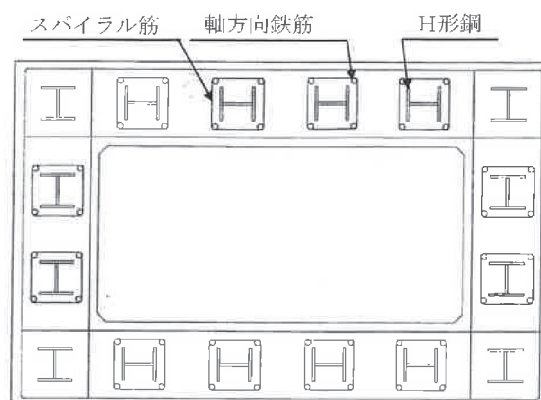


図1.3.1 鉄骨鉄筋コンクリート構造橋脚の概念図⁸⁾（リブが無いH形鋼）

② 鉄骨コンクリート構造（リブを有する H 形鋼）

図 1.3.2 に示す合成構造橋脚は，主鋼材の全てにリブを有する H 形鋼を配置した鉄骨コンクリート構造⁹⁾である．H 形鋼のリブは，フランジ外面にストライプ状に設置された突起であり，この H 形鋼をストライプ H と呼んでいる．躯体表面部には SEED フォームと呼ばれる鋼繊維補強プレキャスト型枠が配置され，耐久性に配慮した構造となっている．施工面での特徴としては，分割された SEED フォームをあらかじめ組立てヤードで函体状に組立て，従来工法において現場作業の大きな部分を占めていた帯鉄筋，中間帯鉄筋およびセパレータの組立てを SEED フォーム函体内で行い，現場での型枠作業および配筋作業の省力化を図っていることが挙げられる．

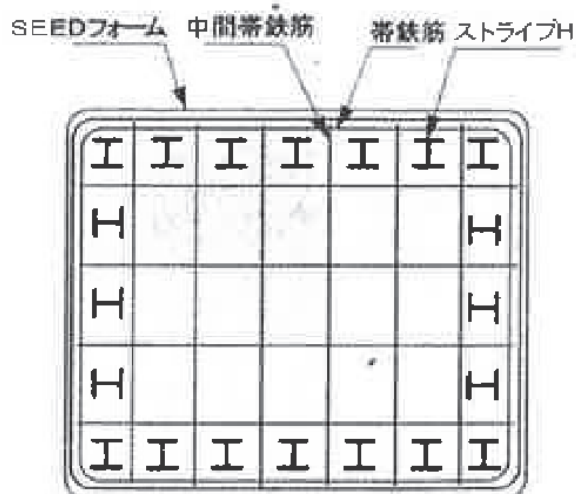


図1.3.2 鉄骨コンクリート構造橋脚の概念図⁹⁾（リブを有するH形鋼）

③ 鋼管を有するコンクリート合成構造（リブの無い鋼管）

図 1.3.3 に示す合成構造橋脚は、主鋼材に大口径の鋼管を使用した鋼管・コンクリート合成構造¹⁰⁾である。鉄筋コンクリート内部に鋼管を配置し、帯鉄筋には PC 鋼より線を巻付けるもので、降伏強度換算した帯鉄筋量で所定のじん性能の確保およびせん断補強を行っているところに特徴がある。また、本構造においては中間帯鉄筋に相当するものは配置されていない。施工面での特徴としては、鋼管の使用による配筋作業の省力化に加え、スリップフォーム工法の採用により型枠作業の省力化等が挙げられる。

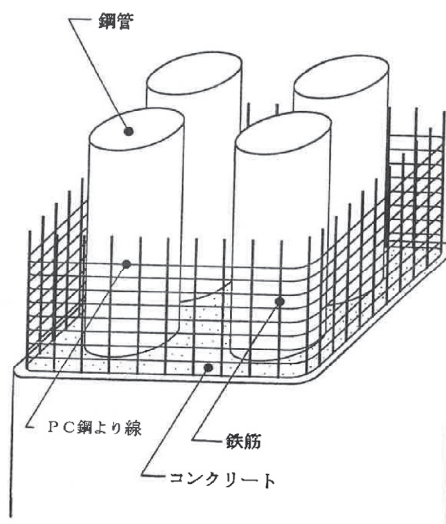


図 1.3.3 鋼管コンクリート合成構造橋脚の概念図¹⁰⁾（リブが無い鋼管）

④ 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造（リブを有する鋼管）

本研究で対象としている「ML 橋脚（Multiple Lotus）」⁶⁾と呼ばれる合成構造橋脚であり、概要は 1.2 で述べた通りである。先に述べた「リブの無い鋼管」を用いた合成構造橋脚との構造上の相違点は、本構造では、「リブを有する鋼管」を使用している点に加え、せん断補強筋は PC スtrandではなく、鉄筋コンクリート橋脚と同様に帯鉄筋と中間帯鉄筋を配置している点にある。

1.3.2 耐力および変形性能の評価方法

前述の通り、合成構造橋脚に配置する主鋼材は H 形鋼と鋼管が主流である。ここでは、部材性能を評価するうえで重要となる、曲げ耐力、せん断耐力および変形性能の評価方法について、表 1.3.1 に示すとともに、以下に概説する。ここに、図 1.3.1 に示す構造を「リブの無い H 形鋼」を用いた構造、図 1.3.2 に示す構造を「リブを有する H 形鋼」を用いた構造、図 1.3.3 に示す構造を「リブの無い鋼管」を用いた構造、図 1.2.1 に示す本研究で対象とする構造を「リブを有する鋼管」を用いた構造、と呼ぶこととした。

表 1.3.1 耐力および変形性能の評価方法

	①鉄骨鉄筋コンクリート構造 (リブの無いH形鋼)	②鉄骨コンクリート構造 (リブを有するH形鋼)	③鋼管コンクリート合成構造 (リブの無い鋼管)	④外面リブ付鋼管コンクリート 合成構造 (リブを有する鋼管)
(1)曲げ耐力算定理論	RC	RC	RC理論×90%	RC
(2)せん断耐力の構成	RC	RC	RC+鋼管($\tau=59\text{N/mm}^2$)	RC+鋼管(全塑性モーメント)
(3)変形性能評価方法	RC	RC(構造補正係数考慮)	実験値の統計($\mu=6.5$)	横拘束鋼材体積比 κ による 評価式

曲げ耐力算定は、H 形鋼および鋼管を鉄筋に置換え、ひずみの平面保持を仮定した鉄筋コンクリートの手法が基本である¹¹⁾。しかしながら、その評価はリブの有無により異なり、例えば、「リブの無い鋼管」を用いた構造では、鋼管と鉄筋コンクリートの合成度の低下がある程度あるため、上記手法で算定した曲げ耐力を 90%に低減する設計手法を採用している¹²⁾。これに対し、本研究では、「リブを有する鋼管」を用いており、コンクリートと鋼管の一体化を期待できるため曲げ耐力の低減は必要なく⁶⁾、リブが無い場合に比べ橋脚断面形状寸法をコンパクトにできるメリットを有する。

せん断耐力については、全般に、H 形鋼および鋼管の合成構造としてのせん断への寄与は未解明な部分があり、せん断に関しては安全側の評価を与えている場合が多く、従来の修正トラス理論に従うせん断補強筋としての鉄筋コンクリート部のみを評価して設計するのが基本である。しかし、土木学会複合構造標準示方書（2009 年制定）¹¹⁾では、断面に単数の H 形鋼を有する充腹形鉄骨構造の場合は、鋼材のせん断降伏強度に H 形鋼ウェブ断面積を乗じた鋼管のせん断耐力を累加してもよいこととなっている。また、「リブの無い鋼管」の場合は、実験における鋼管に発生する最大せん断応力度や FEM 解析により安全側に 59N/mm^2 を鋼管が負担するせん断応力として一律に与えている¹²⁾。「リブを有する鋼管」を用いる本研究では、日本建築学会鉄骨鉄筋コンクリート構造規準・同解説¹³⁾を参考に、鋼管のせん断負担を、曲げ負担力に比例するものとし、終局せん断耐力は断面図心軸回りの鋼管の全塑性モーメントから安全側の評価を与えている¹⁴⁾。

じん性については、従来の鉄筋コンクリート橋脚に比べ合成構造橋脚のほうが比較的大きいことが既往の正負交番載荷実験により明らかになっている^{15),16),17)}。その評価方法は、構造により異なるが、「リブの無い H 形鋼」を用いた構造では、鉄骨を鉄筋に置換え、鉄筋コンクリート構造としてじん性評価している。「リブを有する H 形鋼」を用いた構造では、コンクリートの応力-ひずみ曲線において拘束効果に関する構造補正係数⁹⁾を新たに設定している以外は、鉄筋コンクリート構造と同等のじん性評価手法を採用している。「リブの無い鋼管」を用いた構造では、正負交番載荷実験結果の蓄積により、終局変位塑性率の平均値から標準偏差を差し引いた 6.5 を終局変位塑性率の設計値として固定して設計する経験的手法が取られている¹²⁾。「リブを有する鋼管」を用いる本研究では、じん性に起因する要因分析により相関係数の高い、新たに定義した横拘束鋼材体積比 κ

を用いて、比較的簡単にじん性を評価する方法を提案している¹⁵⁾。

上記耐力およびじん性を確保するためには、H 形鋼および鋼管がフーチングから抜け出さないよう確実に定着されていることが前提である。いずれの構造も、主鋼材に作用する引張力に対して、鋼材とコンクリートとの付着抵抗を考慮した引抜き抵抗力に対して、必要なフーチングへの定着長を決定している。ただし、鋼管を用いた合成構造橋脚の場合は、鋼管リブの有無に関係なく、フーチングへの定着部には必ずリブ付の鋼管を用いることになっており、上記計算とは別に、鋼管直径の 1.5～2.0 程度の最少根入れ長を規定している^{6),12),18)}。

1.4 研究目的と確認方法

外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の開発と実用化を実現するためには、本構造の耐震性能評価方法の構築のほか、施工の省力化、合理化の効果を検証しなければならない。ここでは、3つの目的を掲げ、この目的を確実に実現するための具体的確認方法について、表 1.4.1～表 1.4.3 に整理して示した。

表1.4.1 目的(1)の確認方法

目的	確認方法	
	試験方法	検証方法
(1)外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の曲げおよびせん断耐力の計算方法を確立する。	[曲げ耐力] 外面リブ付鋼板のコンクリートとの付着試験	・外面リブ付鋼管試験片の付着強度が鉄筋と同等あるいはそれ以上であることおよび道路橋示方書の鉄筋の地震時許容付着応力度以上であることを確認する。 (第2章)
	[曲げ耐力] 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成はりの曲げ試験	・鋼管とコンクリートが一体として挙動する平面保持を仮定した計算方法で、鋼管や鉄筋の降伏荷重や曲げ耐力を精度良く推定できることを確認する。(第2章)
	[せん断耐力] 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成はりのせん断試験	・外面リブ付鋼管がせん断力を負担することを、実験による鋼管のひずみと FEM 解析により確認する。(第2章)

表1.4.2 目的(2)の確認方法

目的	確認方法	
	試験方法	検証方法
(2)外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の耐震性能（じん性）の評価方法を確立する．	<p>[耐震性能]</p> <p>外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚模型の「正負交番載荷実験」</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造の変形性能と損傷の関係より，道路橋示方書（平成 24 年版）で示された限界変位により耐震性能を評価する方法を用い，本構造が鉄筋コンクリート橋脚として安全側に耐震性能を評価できることを確認する．（第 3 章，第 5 章） ・外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造の変形性能と損傷の関係を確認し，本構造の終局変位を定義する．（第 4 章） ・鋼管および帯鉄筋の量に基づいたパラメータ κ により橋脚の終局変位を評価する．（第 4 章） ・外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造が，耐震性能に対して許容される損傷度合いに収まることを確認する．（第 4 章）

表1.4.3 目的(3)の確認方法

目的	確認方法	
	試験方法	検証方法
(3)外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚は、省力化・合理化施工と品質向上の効果を有する。	[省力化，合理化] ・「実施工」による検証	・実施工結果に基づくサイクル工程および省力化実績から，従来技術である鉄筋コンクリート橋脚に比べ，実働日数，延べ作業員数，工程を低減できることを確認する。 (第 6 章)
	[ひび割れ抑制] ・「実施工」による検証	・鋼管内エアクーリングおよび液体窒素を用いたプレクーリングによるマスコンクリート対策を実施することで，有害な温度ひび割れを防止できることを確認する。 (第 6 章)

1.5 論文の構成

本研究は，外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の開発と実用化に関する検討を行うものであり，以下の 7 つの章から構成される。

第 1 章は，本研究の背景と目的を述べるとともに，次章以降の概要を述べる。

第 2 章では，外面リブ付鋼板のコンクリートとの付着試験により，付着特性を確認する。また，合成はりの曲げ試験により，計算により荷重－変位関係をおよびせん断試験により，曲げ耐力とせん断耐力の評価方法について検討する。

第 3 章では，第 2 章で得た曲げ耐力とせん断耐力の評価方法を用いて設計した橋脚模型試験体の正負交番載荷実験を行っている。ここでは，実物大規模の 1/6 に縮小し，横拘束筋を変化させた 3 試験体をもとに，荷重－変位関係と損傷の進展について整理している。具体的には，道路橋示方書（平成 24 年版）で新たに示された限界変位により耐震性能を評価する方法を用い，限界変位と損傷の関係，曲率分布と塑性ヒンジ長の関係，

同一振幅の載荷におけるエネルギー吸収量の低下度合，軸方向鉄筋のひずみ等の実験結果をそれぞれ計算値と比較し，本構造が鉄筋コンクリート橋脚に比べどのような相違があるかを検証する．

第 4 章では，通常の鉄筋コンクリート橋脚の設計に用いる道路橋示方書に従った評価方法を ML 橋脚に適用すると，終局変位塑性率は実測値の半分以下となり十分な評価ができないことが明らかとなっている．ここでは，ML 橋脚の既往の正負交番載荷実験結果をもとに，これまで十分に検証がなされていなかった終局点の定義や終局変位塑性率の評価方法を新たに提案する．

第 5 章では，これまでの ML 橋脚の耐震性能に関する検討は，橋軸方向に鋼管を 1 列あるいは 2 列に配置した橋脚模型で実施しており，橋軸方向に鋼管を 3 列に配置した大断面の検討は行っていないことに着目した．具体的には，大断面を有する橋脚模型の正負交番載荷実験を行い，挙動を詳細に確認するとともに，鋼管配列が 1 列あるいは 2 列配置との違いを明らかにする．また，鋼管本数が多く，鋼管のフーチング定着に与える群効果が懸念されるため，試験体を切断して，定着の状況を確認している．

第 6 章では，これまでの工事で適用されてきた ML 橋脚について，代表的な工期短縮事例，コスト削減事例の効果について示すとともに，中でも筆者が実際に適用したデザインビルド案件に対して，ML 橋脚とケーブルクレーンを利用した合理化施工により，橋梁工事の急速施工を実現した内容について具体的に示す．併せて，本構造の品質確保対策として，コンクリート打設時の水和熱に起因する温度ひび割れに対する対策工について，その概要と効果を示す．

第 7 章では，本研究をまとめるとともに，今後の展望を示す．

[1 章の参考文献]

- 1) 財務省：日本の財政関係資料（平成 23 年 9 月）．
- 2) 福永靖雄，大城壮司：橋梁技術の変遷－高速道路の橋梁技術，基礎工，Vo.41，No.10，pp.12-17，2013.10.
- 3) 宮路健太郎，中澤宣貴，川島一彦，渡邊学歩：高強度コンクリート及び高強度鉄筋を用いた RC 橋脚の耐震性，第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.75-81，2003.1.
- 4) 増川淳二，天野玲子，須田久美子，大塚一雄：高強度鉄筋を用いた RC 橋脚部材の開発，コンクリート工学論文集，第 9 巻第 1 号，pp.123-131，1998.
- 5) 山野辺慎一，曾我部直樹，河野哲也：超高強度繊維補強コンクリートを用いた RC 橋脚の二方向地震動に対する耐震性能，土木学会論文集 A，Vol.66，No.3，pp.435-450，2010.7.

- 6) 財団法人国土技術研究センター: ML 工法 (外面リブ付鋼管・コンクリート合成橋脚構築工法), 2010.7.
- 7) 湯ノ沢高架橋: PC 設計 NEWS, No.151, 三井住友建設 HP
<http://www.smcon.co.jp/technology-services/pc-sekei/>
- 8) 土木研究所: プレハブ・複合部材を用いた山岳橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書ー研究開発報告書ー, No.223, 1999.4.
- 9) 財団法人先端建設技術センター: REED 工法 (鉄骨コンクリート複合構造橋脚構築工法), 1998.12.
- 10) 渡辺将之, 今泉安雄, 緒方辰男, 田中浩一, 大内一: 鋼管・コンクリート複合構造部材の正負交番載荷試験, 土木学会論文集, No.627/V-44, pp.113-132, 1999.8.
- 11) 土木学会: 複合構造標準示方書, pp.265-274, 2009.12.
- 12) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株): 設計要領第二集 橋梁建設編, 2013.7.
- 13) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.24-29, 1987.6.
- 14) 篠崎裕生, 田村多佳志, 岡本隆, 水谷慎吾: 外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造はりのせん断耐力について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1117-1122, 2000.
- 15) 村尾光則, 篠崎裕生, 澤井淳司, 富山茂樹, 三上浩, 睦好宏史: 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), Vol.71, No.1, 1-13, 2015.
- 16) 村尾光則, 篠崎裕生, 三上浩, 睦好宏史: 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の限界変位に基づく耐震性能評価, 構造工学論文集, Vol.61A, 2015.3.
- 17) 村尾光則, 篠崎裕生, 三上浩, 廣船啓介: 道路橋示方書に基づく外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐震性能に関する考察, 土木学会第 69 回年次学術講演会, CS3-021, 2014.9.
- 18) 篠崎裕生, 三上浩, 岡本隆, 水谷慎吾: 鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1313-1318, 1996.

第2章 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成はりの耐荷力に関する基礎的研究

2.1 はじめに

筆者は、鉄筋コンクリート構造における鉄筋工および型枠工を低減すべく、主補強材に図 2.1.1 に示す外面リブ付鋼管を用いた新しい合成構造を考案した¹⁾。本合成構造の基本的な力学特性を把握するためには、本構造の特徴である鋼管に配置された外面リブとコンクリートとの間の基本的な付着性状を把握する必要がある。そこで、本稿では、リブ付鋼板とコンクリートとの付着強度をコンクリートブロックから外面リブ付鋼板を引き抜く試験を行った。リブ付鋼板とコンクリートとの間に十分な付着があることを確認したうえで、次に、外面リブ付鋼管を断面内に配置したコンクリート合成はりの曲げおよびせん断試験を実施した。この実験により、外面リブ付鋼管を分割して鉄筋に置き換えた既存の鉄筋コンクリート断面計算手法²⁾により、合成はりの曲げ耐力を比較的精度良く再現できることに加え、合成はりのせん断耐力が鉄筋コンクリートのせん断耐力に外面リブ付鋼管の塑性モーメントを載荷スパン長で除した鋼管のせん断耐力を累加することで、比較的安全側に評価できることを明らかにした。

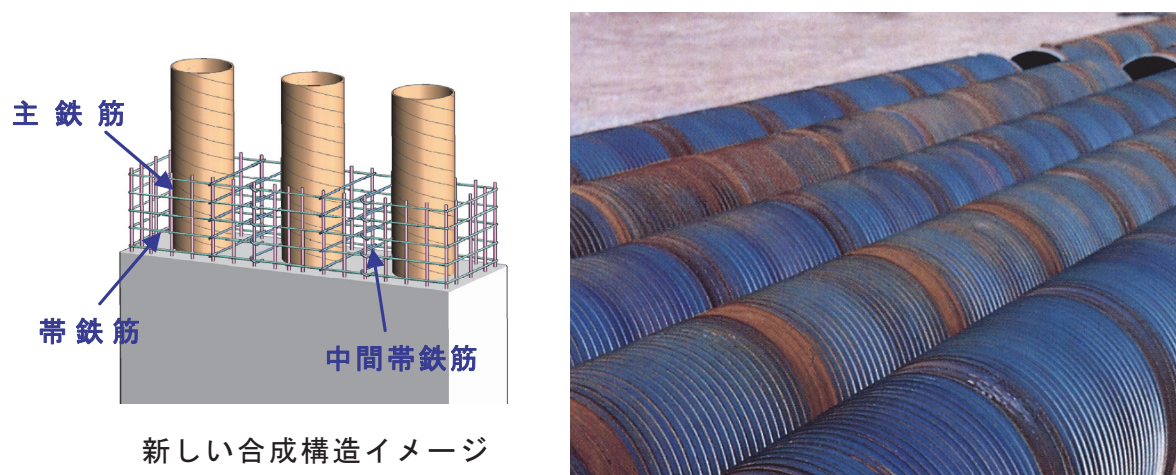


図2.1.1 外面リブを有する鋼管

2.2 外面リブ付鋼板とコンクリートの付着試験

2.2.1 外面リブの概要

外面リブ付鋼管の外面リブは、図 2.2.1 に示すように高さ 2.5mm 以上の突起が 40mm 以下の間隔で配置されている。リブ角度 (β) は鋼管軸直角線に対する角度として定義する。リブ付鋼管はスパイラル造管法³⁾により製作される。スパイラル造管法において、

リブ角度はリブ付き圧延鋼帯の幅と鋼管外径の関数として図 2.2.2 中の式で表される。圧延鋼帯の幅は 1500mm であり，鋼管外径とリブ角度 β の関係は図 2.2.3 のようになる。このように，リブの角度は鋼管外径により変化するため，付着試験において，リブ角度をパラメータとした試験体による確認が必要となる。

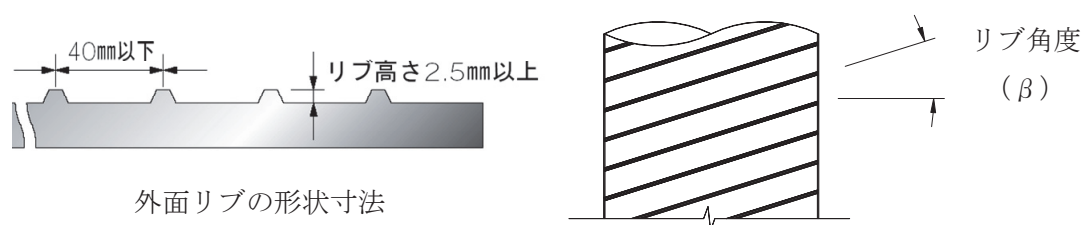


図2.2.1 外面リブの形状寸法

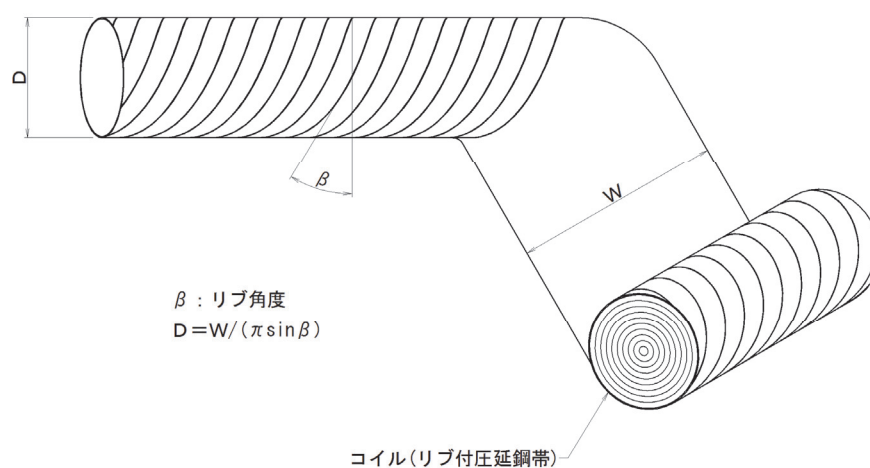


図2.2.2 スパイラル造管法の概要

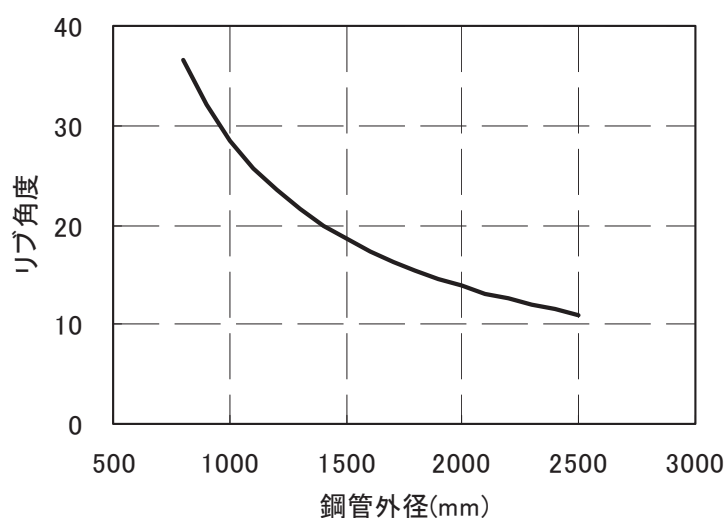


図2.2.3 鋼管外径とリブ角度の関係

2.2.2 実験の概要

外面リブ付鋼管とコンクリートとの間の基本的な付着性状を把握する目的から，外面リブ付鋼板の引抜き試験を行った．試験は，土木学会規準⁴⁾「引き抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法」(JSCE-G 503-1999，以下，JSCE 法と呼ぶ)および RILEM 暫定試験法⁵⁾「RILEM Recommendation 7-11-28 “Bond Test for Reinforcing Steel”2, Pull-Out Test」(以下，RILEM 法と呼ぶ)の 2 種類の方法で実施した．試験体の形状寸法を図 2.2.4 に示す．試験片の断面形状は，JSCE 法で 40mm×22mm，RILEM 法で 40mm×40mm とし，2 面にリブを切削加工した．他の 2 面はグリースを塗布してコンクリートとの付着を切った．コンクリートブロックの大きさは，JSCE 法は 1 辺 15cm，RILEM 法は 1 辺 40cm の立方体である．JSCE 法のみスパイラル形状の鉄筋を配置している．試験は，図 2.2.5 に示す装置にて外面リブ付鋼板をコンクリートブロックから引抜くものとした．載荷速度は 20kN/min とした．

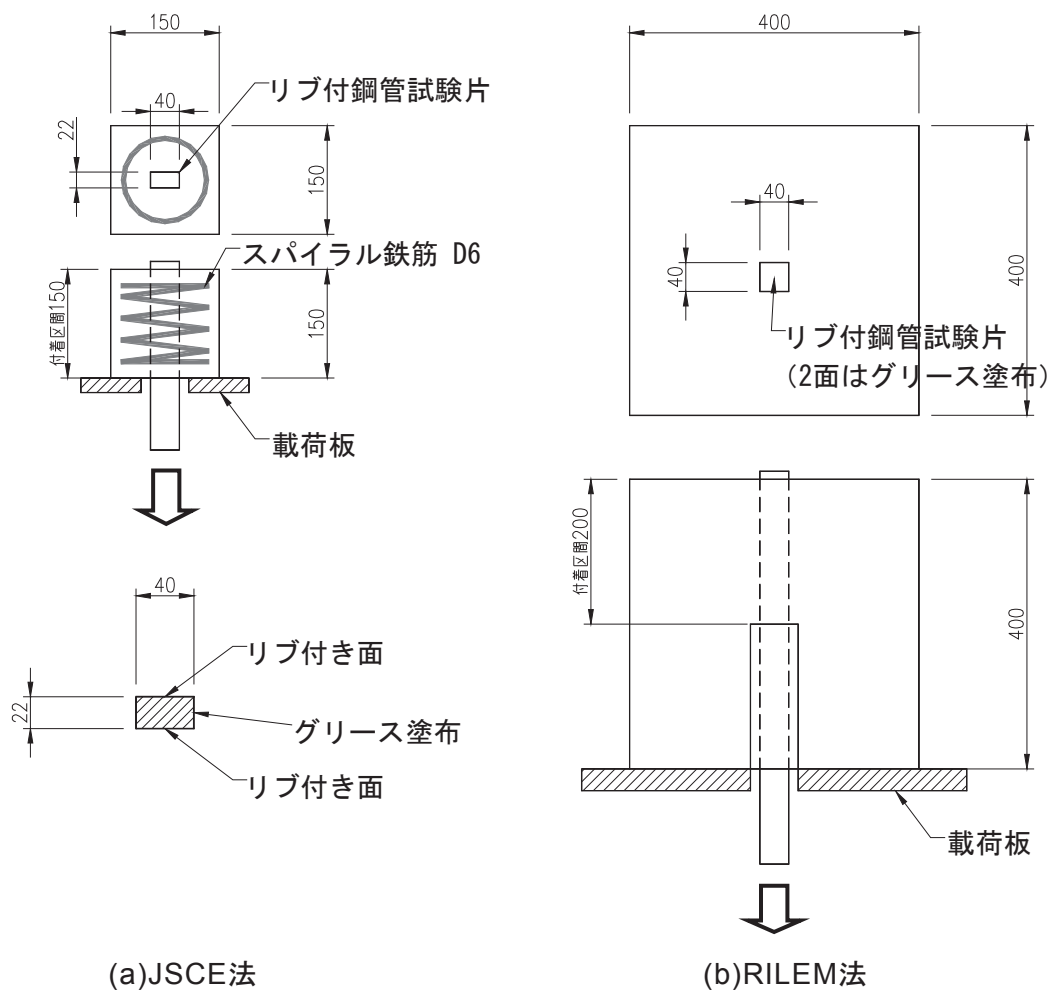


図2.2.4 付着試験試験体形状寸法

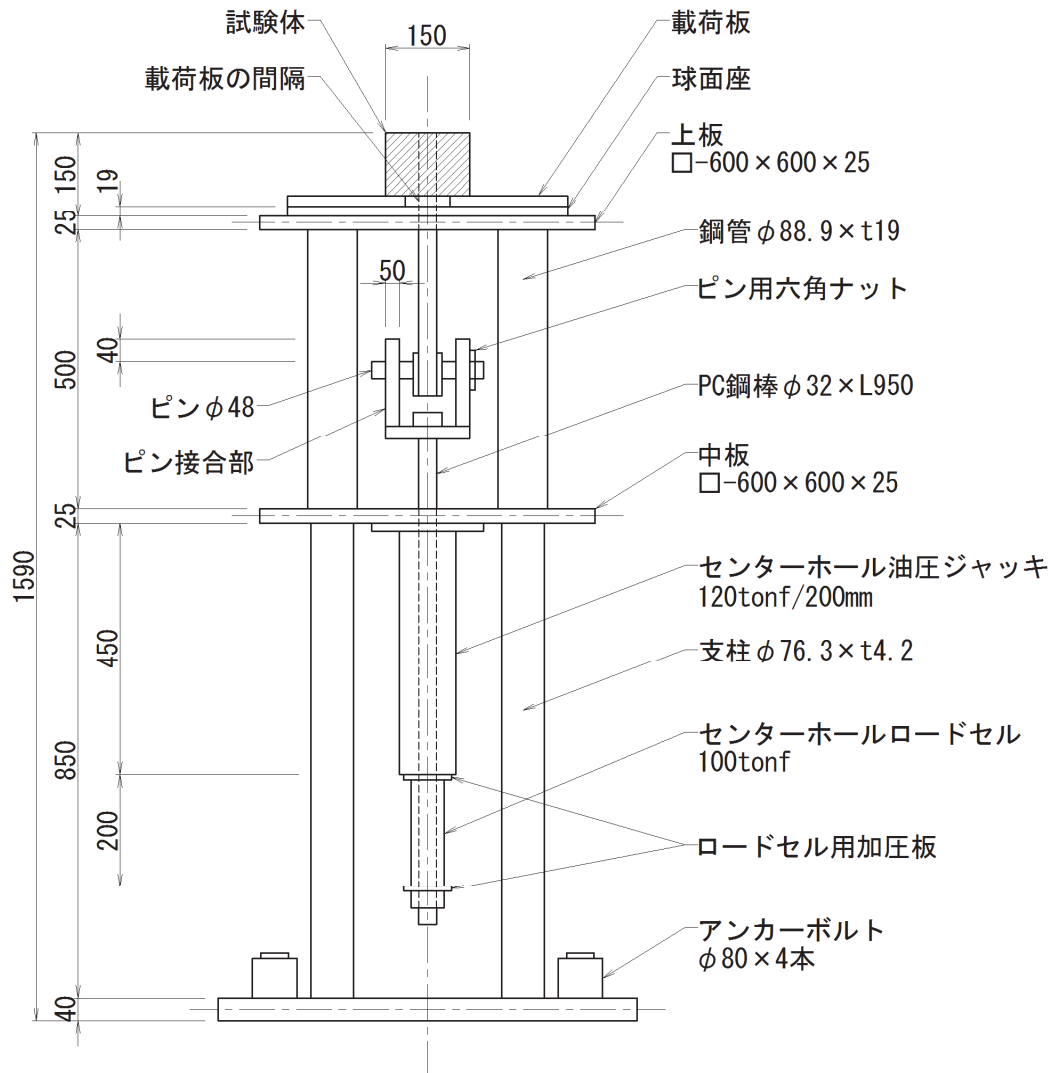


図2.2.5 付着試験装置

付着試験のパラメータは、表2.2.1、表2.2.2に示すように、①リブ角度 β ： 45° ， 35° （ $\Phi 800\text{mm}$ の外表面リブ付鋼管を想定）， 18.5° （ $\Phi 1500\text{mm}$ の外表面リブ付鋼管を想定）， 0° の4種類，②コンクリート強度： 24N/mm^2 ， 40N/mm^2 の2種類，を設定した．また，リブ付鋼板との比較として，リブのない平鋼板と異形鉄筋D25（JSCE法の試験鋼板と同一の付着面積），D41（RILEM法の試験鋼板と同一のかぶり）の試験体も併せて実施した．表中の付着強度は，引抜き試験時の最大荷重を付着面積で除して求めた．また，後述する式(2.2)に示すように付着強度がコンクリートの圧縮強度の $2/3$ 乗に比例すると仮定して，コンクリート圧縮強度 30N/mm^2 に換算した付着強度も示した．

表2.2.6 付着試験結果（JSCE法）

試験体名	リブ角度(β)	σ_c	付着面積	最大荷重	付着強度 τ	$\tau \times (30/\sigma_c)^{2/3}$
	Deg	N/mm ²	mm ²	kN	N/mm ²	N/mm ²
No.1-1	45	42.0	12000	146.2	12.2	9.7
No.1-2				127.3	10.6	8.5
No.1-3				133.8	11.2	8.9
No.1(平均)				135.8	11.3	9.0
No.2-1	35	42.0	12000	164.3	13.7	10.9
No.2-2				155.0	12.9	10.3
No.2-3				128.8	10.7	8.6
No.2(平均)				149.4	12.4	9.9
No.3-1	18	42.0	12000	136.2	11.3	9.1
No.3-2				150.9	12.6	10.0
No.3-3				145.0	12.1	9.7
No.3(平均)				144.0	12.0	9.6
No.4-1	18	23.6	12000	90.4	7.5	8.8
No.4-2				103.1	8.6	10.1
No.4-3				114.8	9.6	11.2
No.4(平均)				102.8	8.6	10.0
No.5-1	0	42.0	12000	162.1	13.5	10.8
No.5-2				161.9	13.5	10.8
No.5-3				154.9	12.9	10.3
No.5(平均)				159.6	13.3	10.6
No.6-1	平鋼	42.1	12000	23.1	1.9	1.5
No.6-2				28.1	2.3	1.9
No.6-3				23.1	1.9	1.5
No.6(平均)				24.7	2.1	1.6
No.6-1	D25	42.1	11800	152.3	12.9	10.3
No.6-2				147.6	12.5	10.0
No.6-3				152.1	12.9	10.3
No.6(平均)				150.6	12.8	10.2

表2.2.2 付着試験結果（RILEM法）

試験体名	リブ角度(β)	σ_c	付着面積	最大荷重	付着強度 τ	$\tau \times (30/\sigma_c)^{2/3}$
	Deg	N/mm ²	mm ²	kN	N/mm ²	N/mm ²
No.7-1	45	42.3	16000	266.7	16.7	13.3
No.7-2				296.0	18.5	14.7
No.7-3				219.0	13.7	10.9
No.7(平均)				260.6	16.3	13.0
No.8-1	35	42.3	16000	292.6	18.3	14.5
No.8-2				235.7	14.7	11.7
No.8-3				249.6	15.6	12.4
No.8(平均)				259.3	16.2	12.9
No.9-1	18	42.3	16000	274.7	17.2	13.7
No.9-2				302.1	18.9	15.0
No.9-3				280.1	17.5	13.9
No.9(平均)				285.6	17.9	14.2
No.10-1	18	23.6	16000	155.0	9.7	11.4
No.10-2				178.2	11.1	13.1
No.10-3				161.1	10.1	11.8
No.10(平均)				164.8	10.3	12.1
No.11-1	0	42.0	16000	310.6	19.4	15.5
No.11-2				298.6	18.7	14.9
No.11-3				321.4	20.1	16.1
No.11(平均)				310.2	19.4	15.5
No.12-1	平鋼	42.1	16000	61.5	3.8	3.1
No.12-2				62.6	3.9	3.1
No.12-3				54.9	3.4	2.7
No.12(平均)				59.7	3.7	3.0
No.13-1	D41	42.1	25760	297.9	11.6	9.2
No.13-2				284.0	11.0	8.8
No.13-3				337.5	13.1	10.5
No.13(平均)				306.5	11.9	9.5

図2.2.6(1) 試験体破壊状況

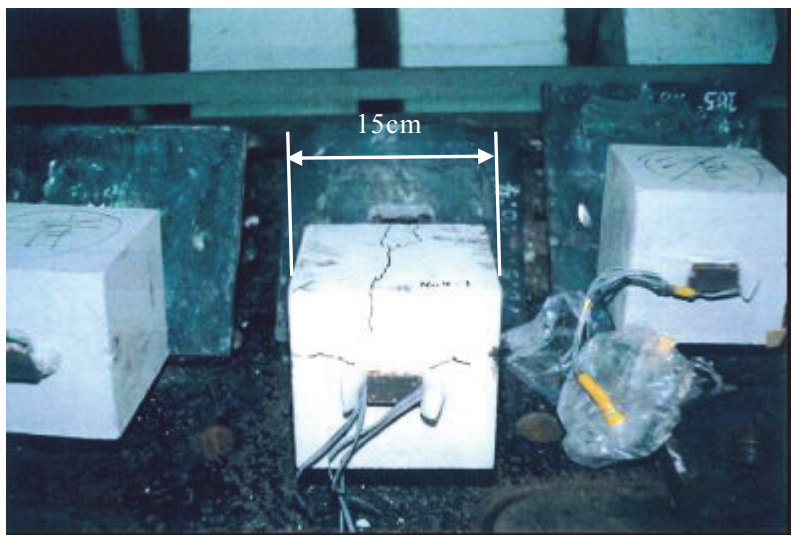
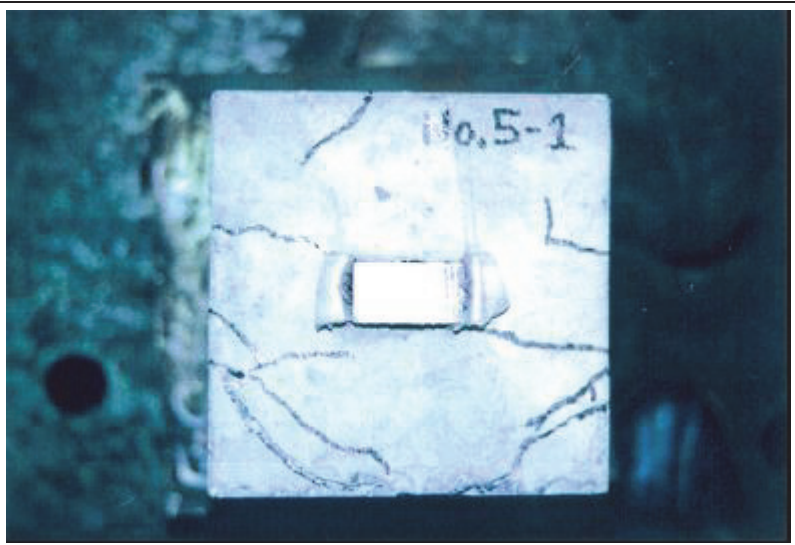
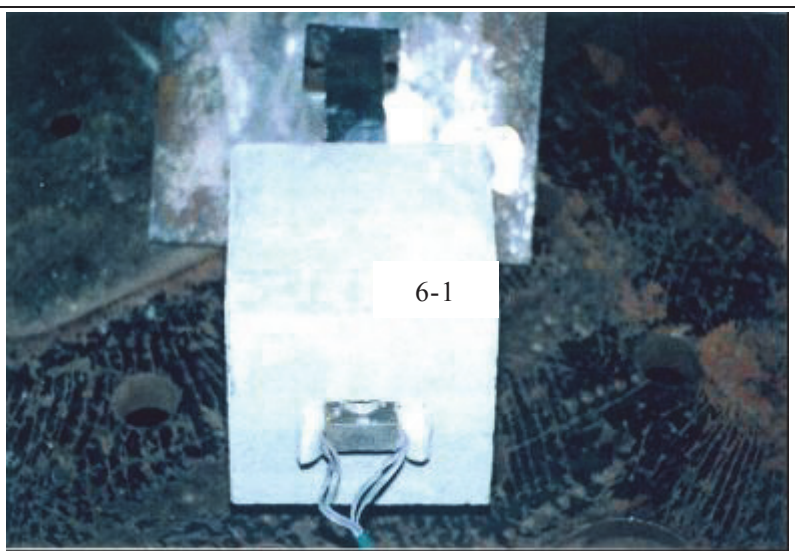
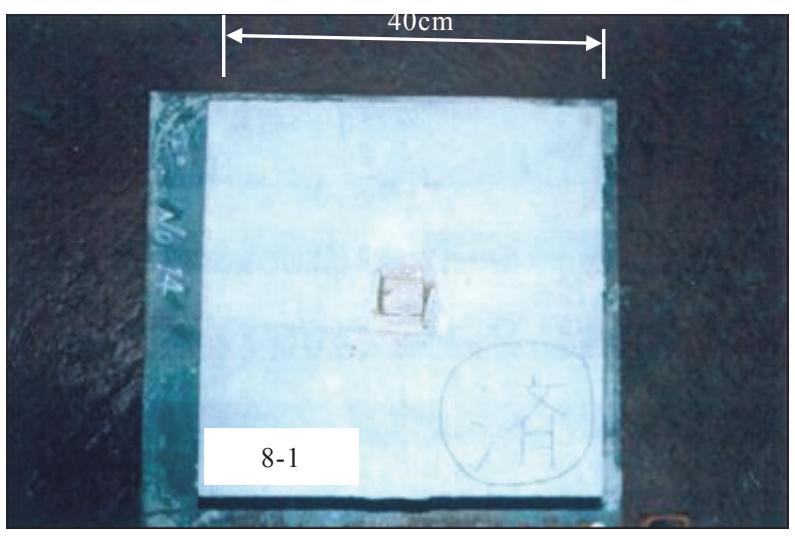
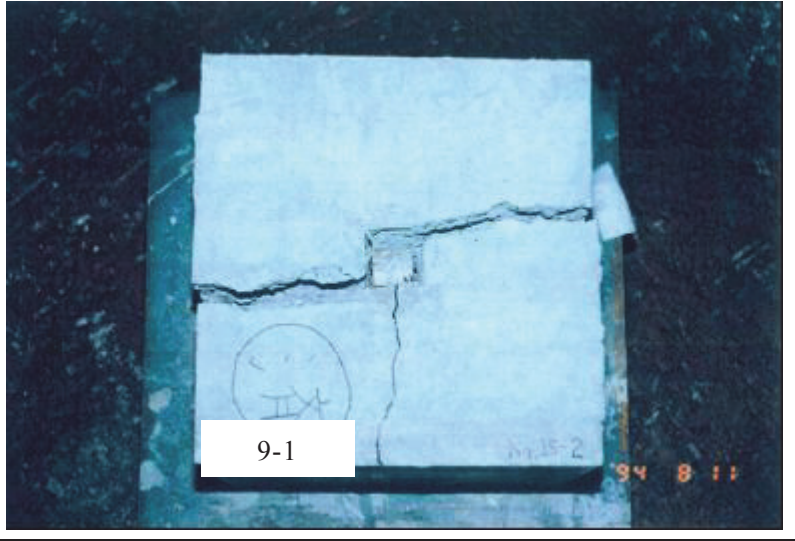
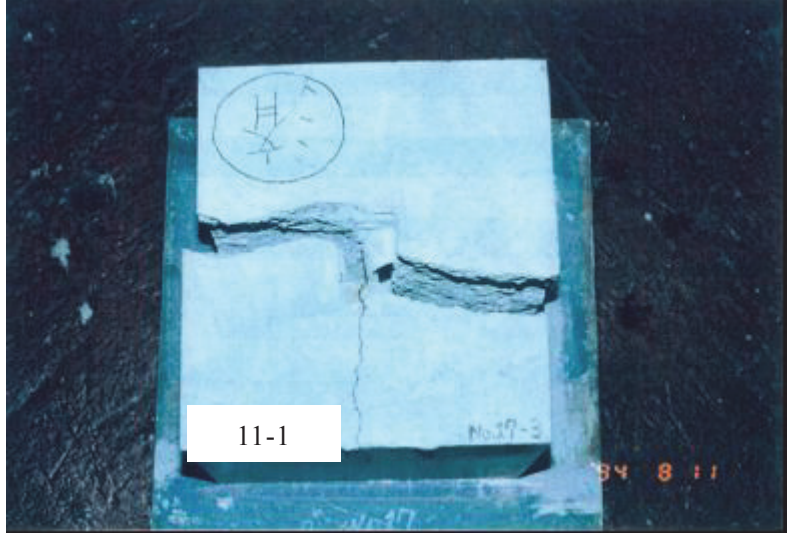
<p>No.4-1 (JSCE 法)</p> <p>リブ角度 (β) = 0°</p> <p>$\sigma_c = 42.0\text{N/mm}^2$</p> <p>(鋼材から放射状にひび割れが発生)</p>	
<p>No.5-1 (JSCE 法)</p> <p>リブ角度 (β) = 18°</p> <p>$\sigma_c = 23.6\text{N/mm}^2$</p> <p>(鋼材から放射状のひび割れとコンクリートブロック縁端にひび割れ発生)</p>	
<p>No.6-1 (JSCE 法)</p> <p>平鋼板</p> <p>$\sigma_c = 42.0\text{N/mm}^2$</p> <p>(ひび割れなし)</p>	

図2.2.6(2) 試験体破壊状況

<p>No.8-1 (RILEM 法)</p> <p>リブ角度 (β) = 35°</p> <p>$\sigma_c = 42.0\text{N/mm}^2$</p> <p>(ひび割れなし)</p>	
<p>No.9-1 (RILEM 法)</p> <p>リブ角度 (β) = 18°</p> <p>$\sigma_c = 42.0\text{N/mm}^2$</p> <p>(鋼材から放射状のひび割れ発生)</p>	
<p>No.11-1 (RILEM 法)</p> <p>リブ角度 (β) = 0°</p> <p>$\sigma_c = 42.0\text{N/mm}^2$</p> <p>(鋼材から放射状のひび割れ発生)</p>	

2.2.3 付着試験結果

JSCE 法では，平鋼板を除いたすべての供試体でコンクリートに付着割裂ひび割れが生じて荷重が低下した（図 2.2.6(1)）．RILEM 法では，付着力が大きい $\beta=0$ と 18° のみコンクリートに付着割裂ひび割れが生じた（図 2.2.6(2)）．図 2.2.7 に，リブ角度と付着強度の関係を示す．付着強度は，コンクリート圧縮強度 30N/mm^2 に換算した値である．これより，リブ角度が大きくなると付着強度が低下する傾向が見られる．また，試験法で比較すると RILEM 法は JSCE 法よりも大きな値を示すことが分かる．これは，RILEM 法のコンクリートブロック試験体が大きく，付着割裂ひび割れが生じ難いことなどが影響していると考えられる．

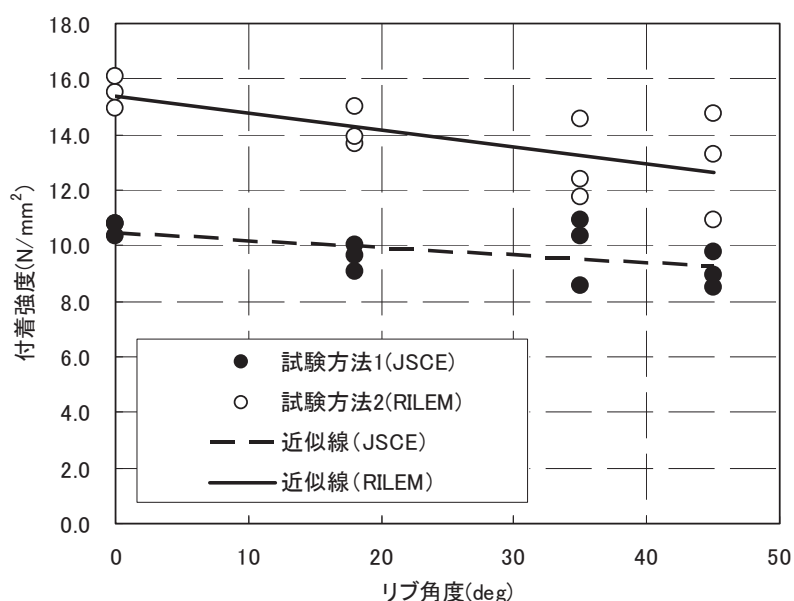


図2.2.7 付着試験試験体形状寸法

外面リブ付鋼管とコンクリートの付着強度については、「鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物 平成 10 年 7 月 13.2.4 “ソケット方式の設計”」⁶⁾において，リブの高さと間隔およびコンクリート強度をパラメータとした式(2.1)に示す付着強度式を採用している．

$$\tau_{max} = 1.15 + 1.72 f_c \cdot h / s \quad (2.1)$$

ここに， f_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)， h ：ずれ止めの高さ(mm)， s ：ずれ止めの間隔(mm)，である．

ソケット方式の接合部とは，コンクリート充填鋼管柱をひとまわり太径の鋼管（ソケット鋼管と呼ぶ）に所定の長さを差し込み，その隙間をモルタルまたはコンクリートで

充填し一体化する接合構造のことである．ソケット鋼管の内側と柱鋼管外側にはそれぞれ止めを設置して接合部の安全性を高めている．

鉄筋とコンクリートの付着強度については、「2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編：本編]」⁷⁾において以下の式(2.2)が示されている．本式はコンクリート圧縮強度のみがパラメータとなっている．

$$\tau = 0.28 \times f_c^{2/3} \quad (2.2)$$

「道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）・同解説 平成 24 年 3 月」⁸⁾においては，地震時許容付着応力度としてコンクリート圧縮強度別に図 2.2.8 に示す値が示されている．

式(2.1)を外表面リブ付鋼管に当てはめた値，さらに式(2.2)と道路橋示方書値を図 2.2.6 に示す．なお，外表面リブ付鋼管のリブ高さは 2.5mm，リブの間隔は 40mm である．図より，式(2.1)を用いた場合，外表面リブ付き鋼管のコンクリートとの付着強度は，鉄筋を対象とした式(2.2)や道路橋示方書値よりも大きく評価されることが分かる．

図 2.2.9 は，コンクリート圧縮強度と付着強度の関係である．いずれの試験法でも，圧縮強度が大きくなると付着強度も大きくなることが分かる．図中，●印はリブ付鋼板，●印はリブのない平鋼，▲印は異形鉄筋を示す．図より，リブ付鋼板の付着強度は異形鉄筋と同等以上で，平鋼に比べると 4～5 倍程度大きいことが分かる．また，式(2.1)，式(2.2)による計算値および道路橋示方書の地震時許容付着応力度よりも十分大きく，外表面リブとコンクリートは十分な付着特性を有するものと考えられる．

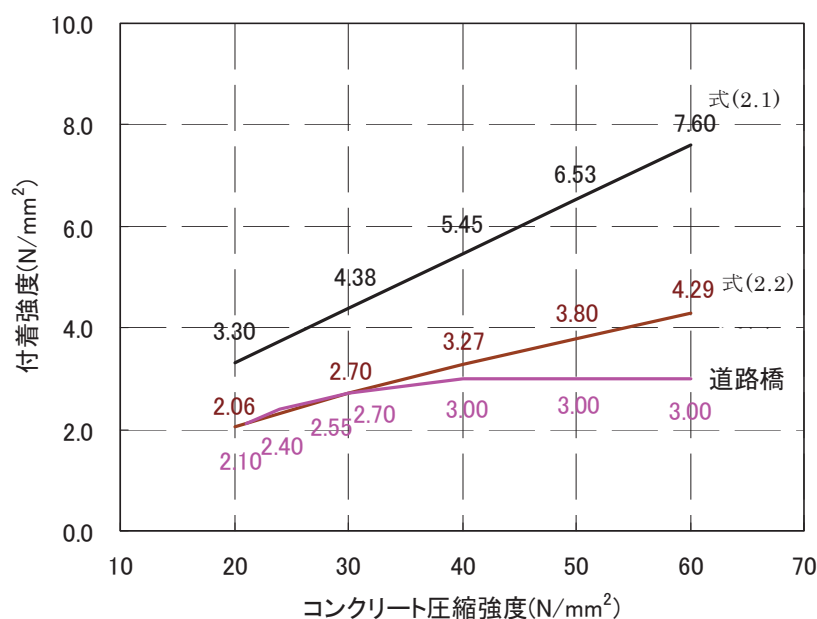
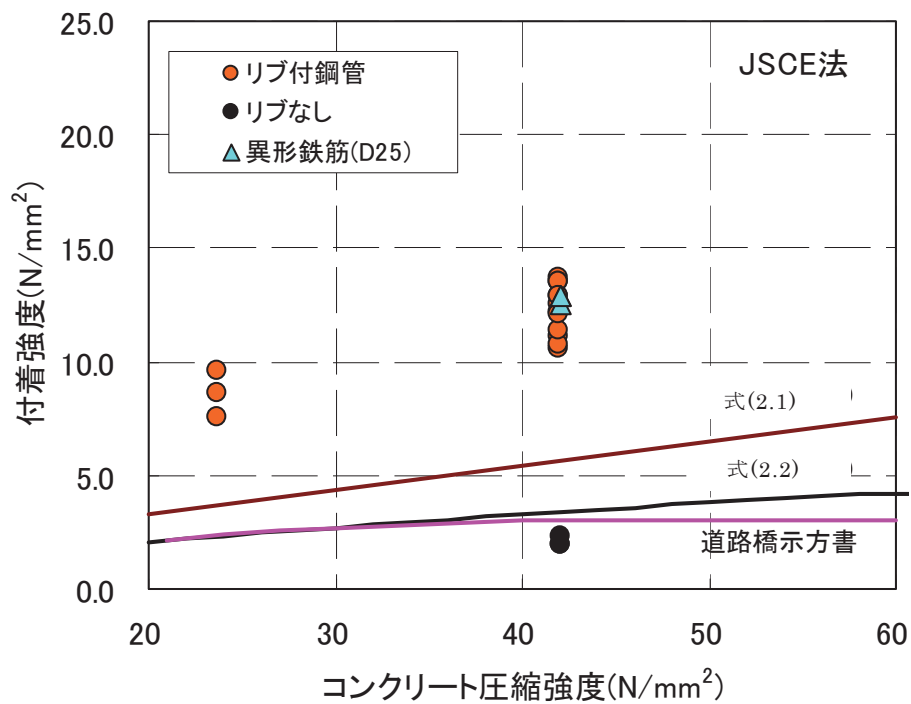
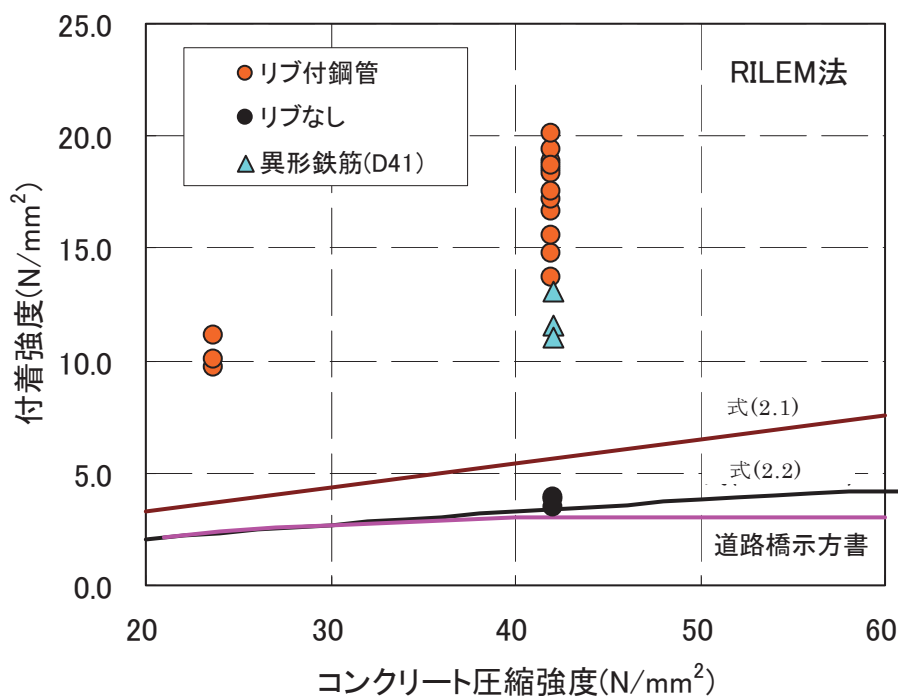


図2.2.8 各指針におけるコンクリート圧縮強度と付着強度の関係



(a)JSCE法



(b)RILEM法

図2.2.9 実験におけるコンクリート圧縮強度と付着強度の関係

2.3 合成はりの曲げ試験

2.3.1 実験の概要

外面リブ付鋼管を有する合成部材を設計するうえで、精度の高い部材断面耐力の算定方法は、設計者にとって必須の情報である。実務設計における複合構造部材の断面耐力のうち曲げ耐力の算出は、鉄骨あるいは鋼管等の鋼部材を分割して鉄筋に置き換えて鉄筋コンクリート断面として扱う方法が主流である⁹⁾。ここでは、これら既往の評価方法の本構造への適用可能性を実験により確認することにした。

試験体の形状寸法を図 2.3.1 に示す。梁の断面幅および高さは 400mm，外面リブ付鋼管は外径 200mm，厚さ 5.0mm で，厚肉の鋼管の内外から切削して所定の厚さおよびリブ形状にした。リブの高さおよび間隔は実構造で用いるものと同じ，高さ 2.5mm，間隔 40mm とした。また，リブの角度は約 18° で，外径が 1600mm の鋼管に付いているリブの角度に相当する。試験体は外面リブ付鋼管のみを配置した SC 試験体と外面リブ付鋼管と軸方向鉄筋 D13 を配置した SRC 試験体の 2 体とした。また，せん断補強筋は 0.2% とし D10 を使用した。実験に用いた鋼材およびコンクリートの材料特性値を表 2.3.1，表 2.3.2 に示す。試験は，純スパン 4.0m，載荷点距離 1.0m の 2 点載荷曲げ試験とした。加力は，一方向単純増加とし容量 2000kN の試験機により行った。

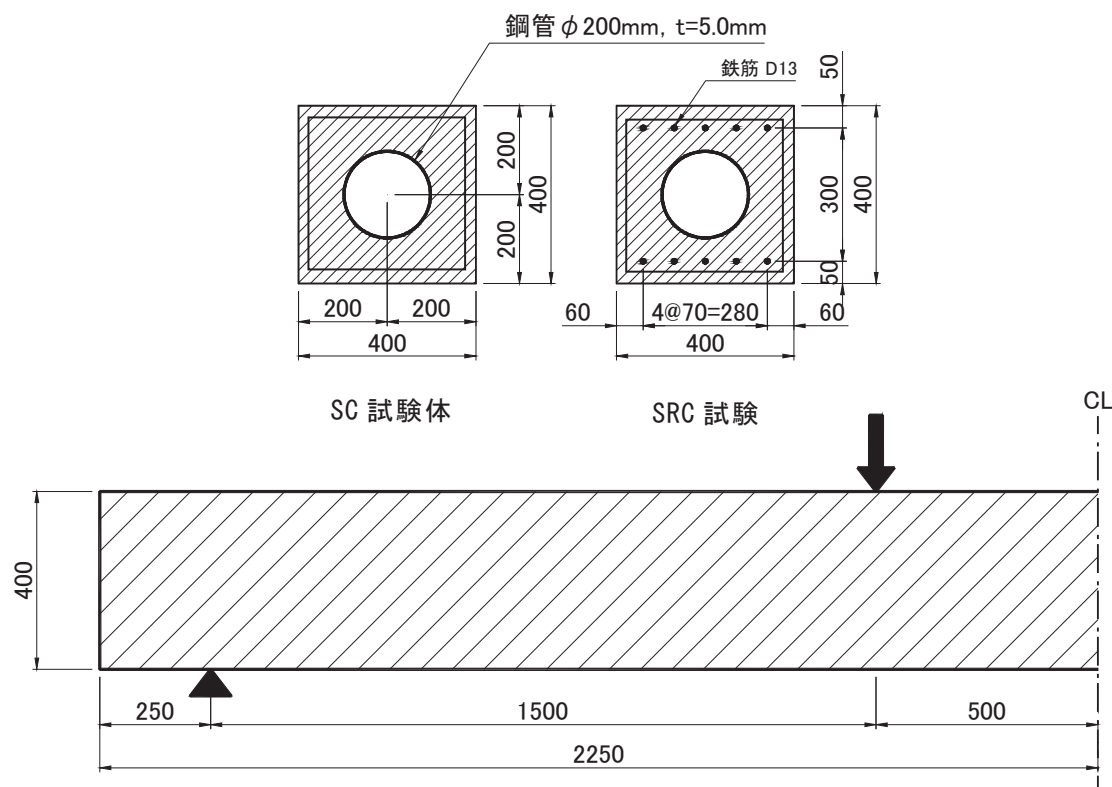


図2.3.1 試験体の形状寸法

表2.3.1 鋼材の材料特性値

鋼材の種類	鋼管 (ϕ 200, $t=5.0\text{mm}$)	軸方向鉄筋 (D13)	帯鉄筋 (D10)
弾性係数(N/mm^2)	213000	198000	201000
降伏強度(N/mm^2)	301	343	398
引張強度(N/mm^2)	430	529	570

表2.3.2 コンクリートの材料特性値

弾性係数(N/mm^2)	25800
圧縮強度(N/mm^2)	29.2
引張強度(N/mm^2)	2.51

2.3.2 曲げ試験結果

図 2.3.2 に、荷重と梁中央変位の関係を示す。図には計算値も併記した。計算値は、図 2.3.3 に示すように、外面リブ付鋼管断面を複数の鉄筋が鋼管円周上に分散して配置されていると見なしてモデル化した。合成はり破壊は、SC 試験体、SRC 試験体ともに鋼材降伏後のコンクリートの圧縮破壊である。計算値は、合成はりの耐荷挙動を精度良く推定できることが分かる。また、外面リブ付鋼管および軸方向鉄筋が降伏する荷重についても、解析値は試験値とほぼ一致した。このことから、本合成構造の曲げモーメントに対する抵抗性は、既往の鉄筋コンクリート断面計算手法で比較的精度良く再現できると言える。

図 2.3.4 に、破壊後のひび割れ状況を示す。外面リブ付鋼管のみで軸方向鉄筋を配置していない SC 試験体のひび割れ間隔は約 30～40cm で、1 本当たりのひび割れ幅も大きい。軸方向鉄筋を有する SRC 試験体のひび割れ間隔は 5～10cm で、1 本当たりのひび割れ幅も小さく、軸方向鉄筋がひび割れを分散させる効果があることが分かる。このことから、本合成構造には、耐久性などの面からも軸方向鉄筋を配置することが適切であると考えられる。

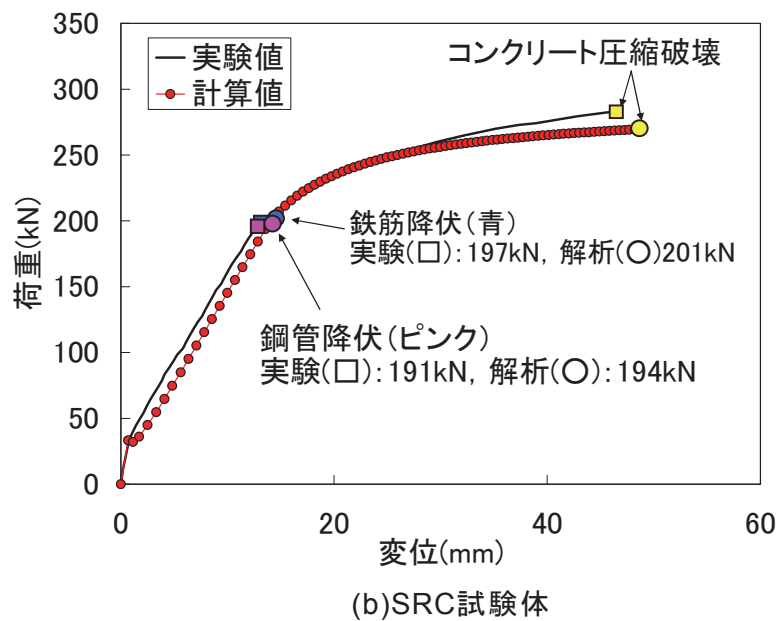
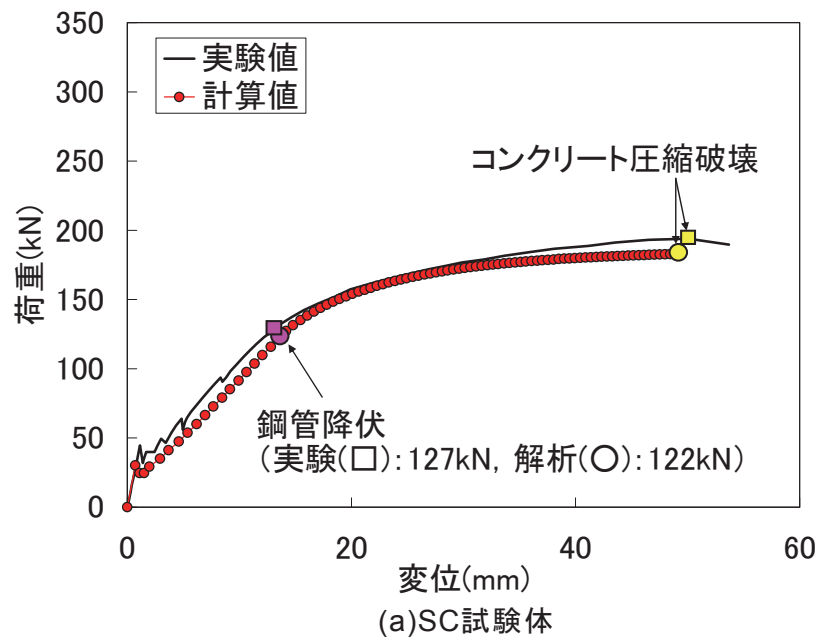


図2.3.2 梁中央の変位と載荷荷重の関係

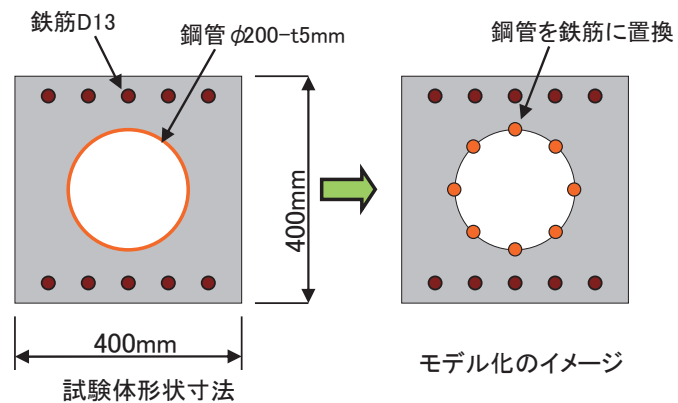


図2.3.3 鋼管のモデル化

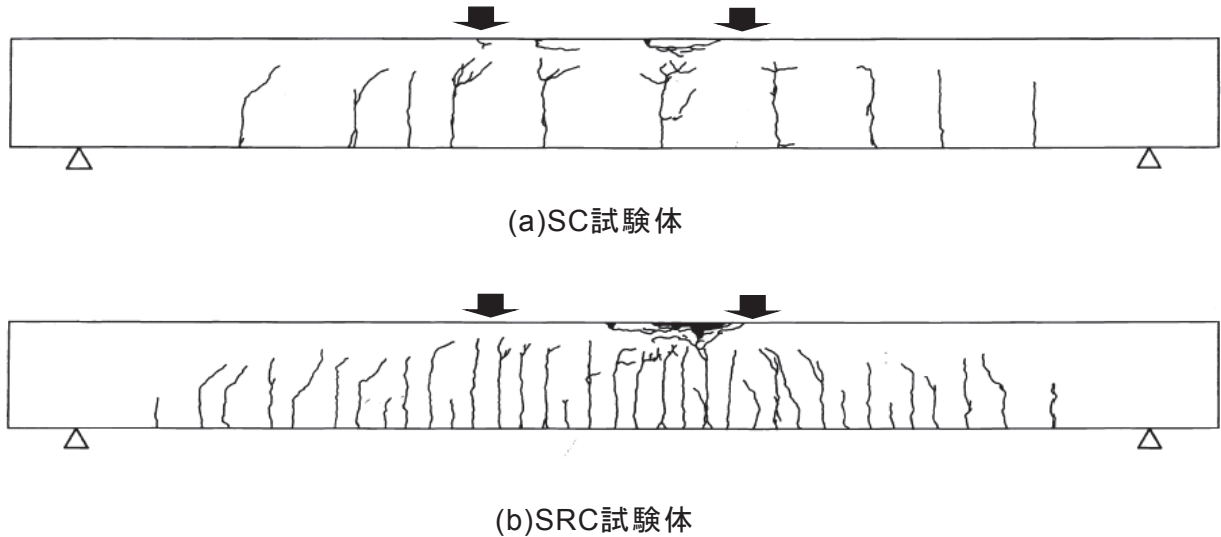


図2.3.4 破壊後のひび割れ状況

2.4 合成はりのせん断試験

2.4.1 実験の概要

本構造のように外面リブ付鋼管と鉄筋コンクリートを合成した部材のせん断耐力を評価する際には，鉄筋コンクリート部分（コンクリートと鉄筋）のせん断負担に加えて，外面リブ付鋼管のせん断負担を考慮するのが妥当と考えられるが，外面リブ付鋼管のせん断負担については不明な部分が多い．本稿では，合成はり試験体を用いてせん断耐力実験を行い，外面リブ付鋼管のせん断負担について鋼管の曲げ負担から評価することを試みた．

図 2.4.1 に，試験体形状を示す．試験体は，加力方向に外面リブ付鋼管を 2 本配置し，コンクリート内に帯鉄筋のみを配置した SC 試験体と，軸方向鉄筋も配置した SRC 試験体の 2 体とした．いずれの試験体も，純スパン 2.4m，せん断支間桁高比 1.94 である．加力は，一方向単純増加の 1 点载荷とした．载荷状況を写真 2.4.1 に示す．外面リブ付鋼管は，シームレスの厚板鋼管から所定の板厚およびリブ形状（高さ 2.5mm、幅 4.0mm の帯状の外面突起で 40mm ピッチのスパイラル形状）に削り出したものを使用した．リブの角度（ β ）は 18° である．使用材料の力学特性値を表 2.4.1，表 2.4.2 に示す．なお，外面リブ付鋼管のせん断負担を考慮しない場合には，計算上せん断破壊するように設計している．

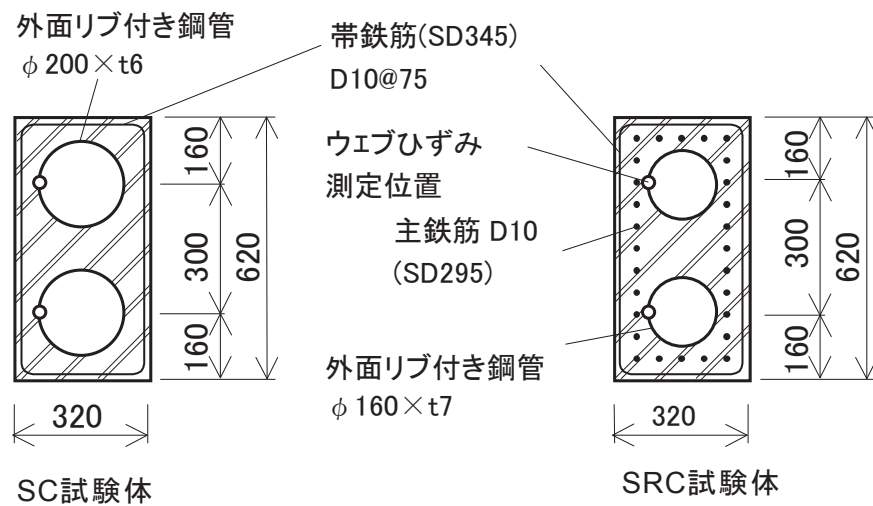
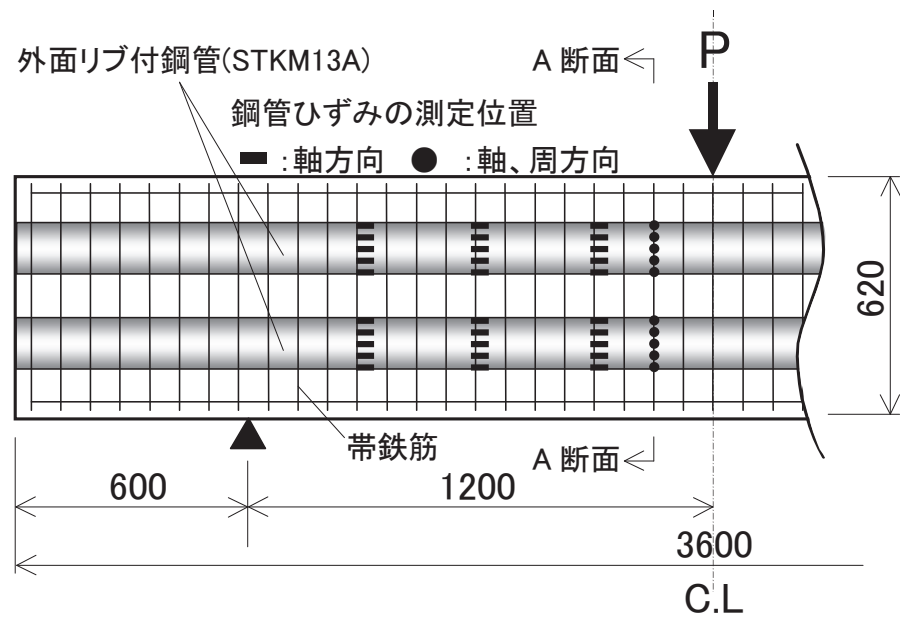


図2.4.1 試験体形状

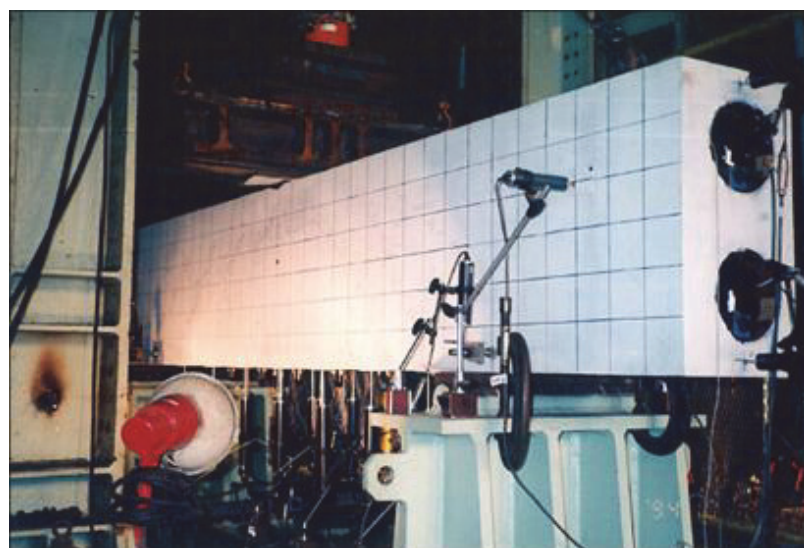


写真2.4.1 載荷試験状況

表2.4.1 鋼材の材料特性値

鋼材の種類	鋼管 (STKM13A)		軸方向鉄筋, 帯鉄筋	
	ϕ 200, t=5.0mm	ϕ 160, t=7.0mm	D10 (軸方向鉄筋)	D10 (帯鉄筋)
弾性係数(N/mm ²)	206000	206000	206000	206000
降伏強度(N/mm ²)	272	269	269	393
引張強度(N/mm ²)	457	461	461	575

表2.4.2 コンクリートの材料特性値

弾性係数(N/mm ²)	28700
圧縮強度(N/mm ²)	38.5
引張強度(N/mm ²)	2.88

2.4.2 FEM解析の概要

FEM 解析では、外面リブ付鋼管の応力状態を詳細に検討するため 3 次元モデルとした。モデル化においては、試験体の対称性から図 2.4.2 に示すように合成はりの 1/4 をモデル化した。解析には、鋼材およびコンクリートの材料非線形性を考慮できる汎用の FEM プログラム(DIANA)を用い、外面リブ付鋼管はシェル要素、コンクリートは 6 面体ソリッド要素、

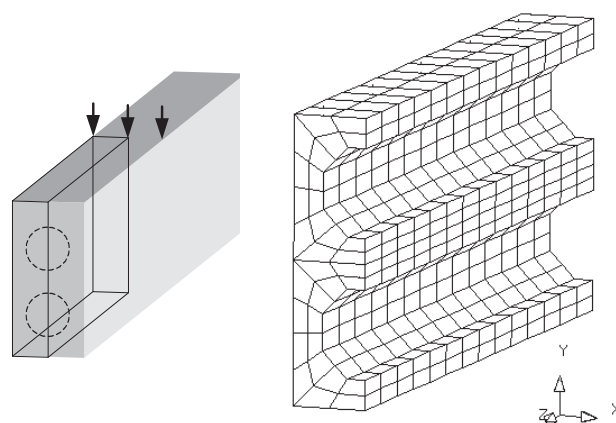


図2.4.2 要素割図

鉄筋は埋込み鉄筋要素（コンクリート要素と完全付着している）でモデル化した。外面リブ付鋼管とコンクリートの付着特性については、鋼管にコンクリートとの付着に優れた外面リブを採用しており、両者の一体化が終局時まで良好に保持されるという試験結果が得られていることから完全付着を仮定した。

コンクリートの圧縮側については、Drucker-Plager の降伏基準による塑性モデルとした。引張側については、ひび割れを考慮した分布ひび割れモデルとし、ひび割れ後の引張硬化については、コンクリートの平均応力ー平均ひずみ関係をモデル化した方法¹⁰⁾を用いた。軸方向鉄筋を有しない SC 試験体では、ひび割れ発生後はコンクリートの引張応力が

直線的に低下するモデルを採用した．外面リブ付鋼管および鉄筋の応力－ひずみ関係はバイリニア型の非線形モデルを用いた．

2.4.3 セン断試験結果

図 2.4.3 に、両シリーズの荷重－変位関係の試験値と FEM 解析値を比較して示す．FEM 解析値は、塑性変形が大きくなる領域では収束不能となったが、最大荷重付近までは、比較的良い精度で試験値と一致した．なお、試験では両試験体とも、図 2.4.4 に示すように脆性的な破壊を示すせん断破壊ではなく、載荷点近傍のコンクリートが圧壊する曲げ破壊した．表 2.4.1 に試験結果を計算値とともに表にまとめた．これより、両試験体の最大耐力は、外面リブ付鋼管を軸方向鉄筋に換算して求めた曲げ耐力の計算値よりやや大きく、外面リブ付鋼管のせん断負担を考慮していないせん断耐力の計算値を大きく上回っていた．このことから、外面リブ付鋼管のせん断負担が合成はりのせん断耐力の向上に寄与し、両試験体が曲げで破壊したと考えられる．

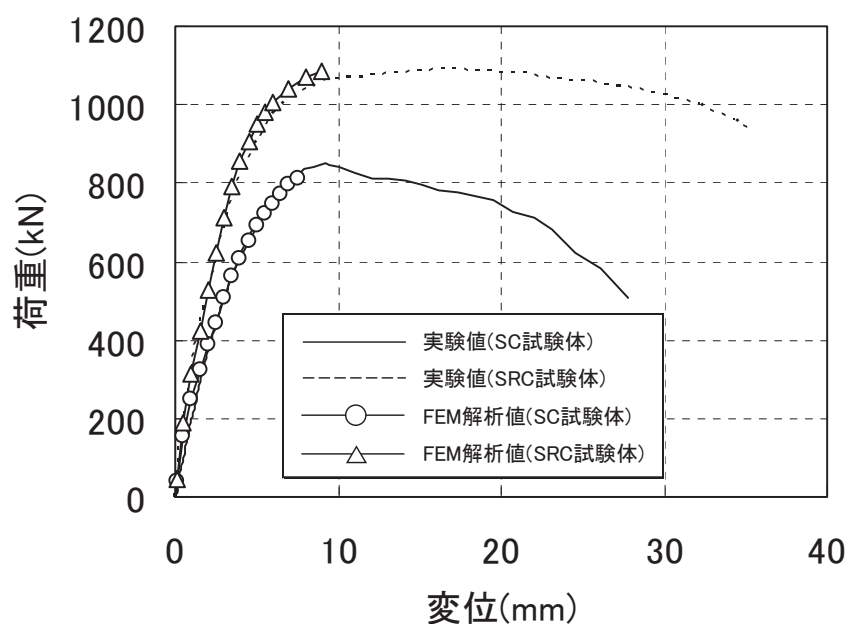


図2.4.3 荷重－変位関係の実験値とFEM解析値の比較

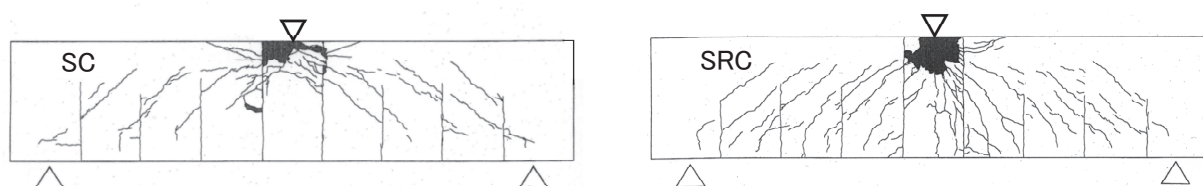


図2.4.4 破壊後のひび割れ状況

表2.4.1 試験結果一覧

項目 (kN)		SC 試験体	SRC 試験体
試 験 値	最大荷重(kN)	850	1092
	鋼管降伏荷重(kN)	511	736
	破壊形態	曲げ破壊	曲げ破壊
FEM 解析値	最大耐力(kN)	812	1090
	鋼管降伏荷重(kN)	508	713
RC 計算値	曲げ耐力(kN)	779	935
	せん断耐力(kN)注)	758	806

注) 鋼管のせん断負担を考慮しない値

外面リブ付鋼管および帯鉄筋のひずみ計測値から，それぞれの部材が負担するせん断力を算定した結果を図 2.4.5 に示す．このとき，作用せん断力から帯鉄筋および外面リブ付鋼管の負担するせん断力の和を差し引いた分をコンクリートの負担するせん断力とした．図より，外面リブ付鋼管のせん断負担は，作用せん断力の増加に伴い大きくなっており，終局時においては帯鉄筋やコンクリートのせん断負担よりも大きく，最大荷重時においては合成はりに作用するせん断力の約 75% (SC 試験体)、60% (SRC 試験体) を外面リブ付鋼管が負担していることが分かる．そのせん断抵抗機構は，帯鉄筋のようにコンクリートに斜めひび割れが発生した後，効果が発揮されるというものではなく，載荷開始直後からコンクリートと一体となってせん断力に抵抗しているものと考えられる．

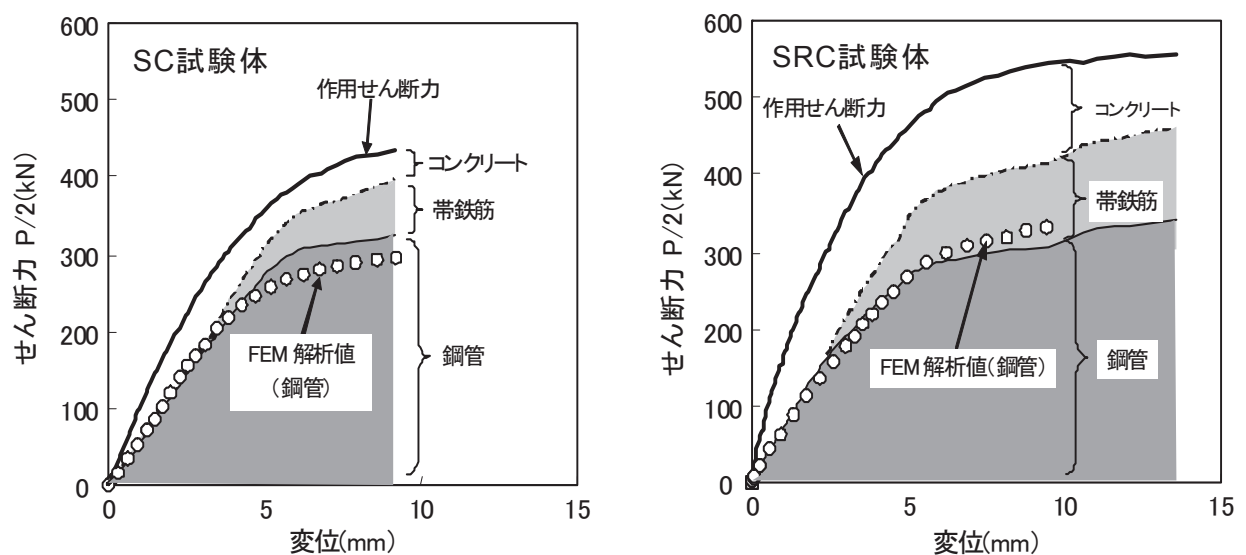


図2.4.5 各部材のせん断力負担

本構造のせん断設計および耐力設計の際に，外面リブ付鋼管のせん断負担を考慮できれば鋼材量の削減などによる経済性の向上が期待できる．鋼管のせん断負担を簡易に算定する方法として，建築の被覆形鋼管コンクリート構造において，鋼管のせん断負担が鋼管の負担する曲げモーメントに比例するものとして，鋼管の曲げ耐力（全塑性モーメント）を載荷スパンで割ることにより算定する方法¹¹⁾がある（式 2.3）．

$$Q_{bU} = \sum \frac{M_U}{l} \quad (2.3)$$

ここに， Q_{bU} ：鉄骨部分の終局せん断耐力， M_U ：鋼材の塑性モーメント， l ：せん断スパン長，を示す．

図 2.4.6 に示すせん断負担 A は，外面リブ付鋼管のせん断ひずみ計測結果から求めた実せん断力であり，せん断負担 B は，式(2.3)に示すように，鋼管の軸方向ひずみの計測結果から求めた曲げ負担によるものである．図より，外面リブ付鋼管が降伏する荷重レベルでは両者が良く一致していることが分かる．その後は，荷重レベルの増加とともに，外面リブ付鋼管の負担する実せん断力 A が曲げ負担から求めたせん断力 B より大きくなる傾向が見られた．ただし，終局時においても，外面リブ付鋼管のせん断応力は降伏せん断強度（＝降伏強度／ $\sqrt{3}$ ）の 60%程度である．図 2.4.6 中の計算値①は，図 2.4.7 に示す断面の中立軸まわりの外面リブ付鋼管の塑性モーメント M_{p1} （＝ M_U ）から求めたせん断耐力，計算値②は図心軸回りの外面リブ付鋼管の塑性モーメント M_{p2} （＝ M_U ）から求めたせん断耐力である．図より，外面リブ付鋼管の負担するせん断耐力は，外面リブ付鋼管の塑性モーメントから求められるせん断耐力により安全側に評価できることが分かる．

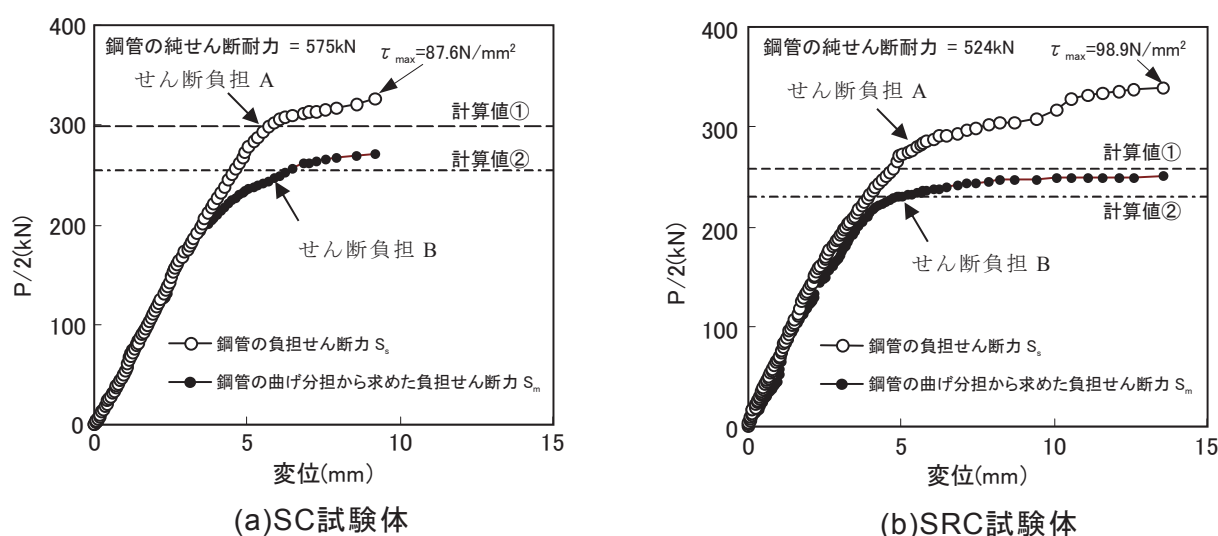


図2.4.6 鋼管の負担せん断力

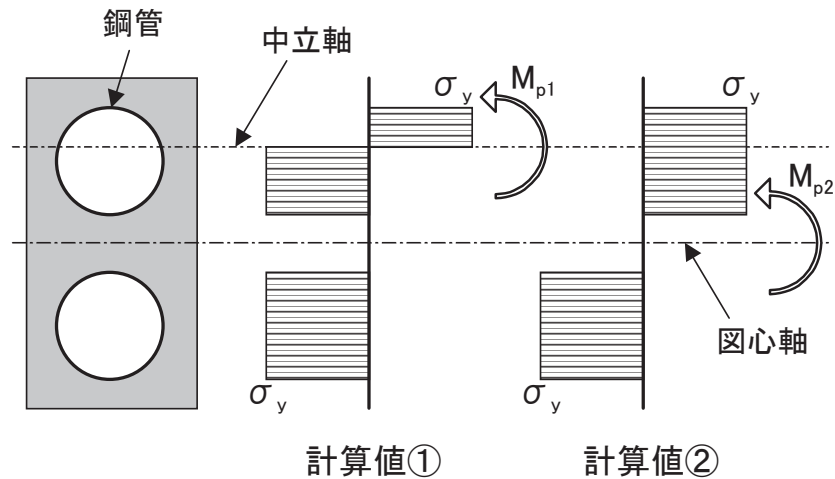


図2.4.7 鋼管塑性モーメント算出の仮定応力度分布

2.5 まとめ

外面リブ付鋼板とコンクリートとの付着試験および外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成はりの曲げ・せん断試験により得られた知見を以下に示す。

- (1) リブ角度 $0\sim 45^\circ$ ，コンクリート圧縮強度 $23.6\sim 42.3\text{N/mm}^2$ の範囲において，外面リブ付鋼管試験片の付着強度は鉄筋と同等以上であり，リブのない平鋼の4～5倍程度大きい．道路橋示方書の鉄筋の地震時許容付着応力度以上であることから，外面リブとコンクリートは十分な付着特性を有するものと考えられる．
- (2) 合成はりにおいて，ひずみ分布の平面保持を仮定した計算方法で，曲げ耐力のほか，外面リブ付鋼管や軸方向鉄筋の降伏荷重を精度良く推定できる．
- (3) 合成はりにおいて，鉄筋コンクリート部分のせん断負担に加えて，外面リブ付鋼管のせん断負担を考慮できる．また，外面リブ付鋼管のせん断耐力を，外面リブ付鋼管の塑性モーメントを載荷スパンで除したせん断力とすることで，せん断実験結果を安全側に評価できる．

[2章の参考文献]

- 1) 財団法人国土技術研究センター：ML 工法（外面リブ付鋼管・コンクリート合成橋脚構築工法），2010.7.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.
- 3) JFE スチール(株)：JFE-リブ付鋼管 合成構造用鋼管 パンフレット
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書〔規準編〕G. 硬化コンクリート，pp279-282，2010.
- 5) RILEM：Materials and Structures，Vol.6，No.32，pp.92-105，1996.9.
- 6) 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，pp.499-501，2002.12.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編：本編〕，pp34-37，2012.

- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，2012.
- 9) 土木学会：複合構造標準示方書，pp.265-274，2009.12.
- 10) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.
- 11) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.24-29，1987.6.

第3章 正負交番載荷実験による ML 橋脚の限界変位に基づく耐震性能評価

3.1 はじめに

東北地方太平洋沖地震後に一斉に始まった復興工事等を背景に，建設業における労働力不足は深刻な問題となっている．また，中長期的な少子高齢化の観点からも，建設工事の省力化や工期短縮技術への期待はこれまで以上に高まっている．橋梁下部工事に目を向けると，合理化施工を目的に，H 形鋼や鋼管等の鉄鋼材料とコンクリートを組み合わせた合成構造橋脚^{1)~3)}が既に多数開発されており，これらの技術は，労働力不足を解消する手段のひとつとして改めて注目されている．

合成構造橋脚の中でも，鋼管とコンクリートを複合化した橋脚構造として，外面リブなし鋼管を主体とし，帯鉄筋の代わりに PC 鋼線を巻き付けることを特徴とする構造⁴⁾が提案され，既に多くの研究成果および施工実績が得られている．一方，筆者らが提案する橋脚構造は，上記構造と異なり，図 3.1.1 に示すように外面リブ付鋼管を用い，帯鉄筋と中間帯鉄筋を配置している．複合 (Multiple) 構造で，レンコン (Lotus) を輪切りにした断面形状に似ていることから，その頭文字をとってここでは ML 橋脚⁵⁾と呼ぶことにする．外面リブ付鋼管を用いたのは，その突起部の機械的な抵抗によって無垢の鋼管に比べ高いコンクリートとの一体性が得られるためである．コスト削減，施工省力化の他，様々な制約から工期短縮を余儀なくされる案件において施工実績を増やしており，筆者らもデザインビルト案件を含めた急速施工の橋梁工事で設計・施工を実施している^{6,7)}．

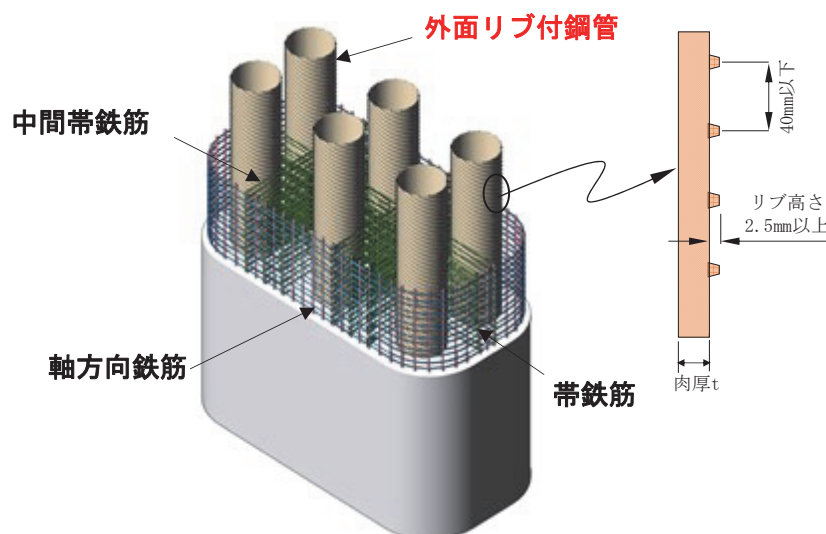


図3.1.1 ML橋脚構造概念図

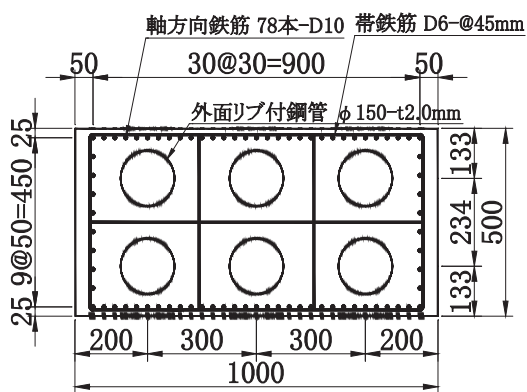
このように実工事での実績を増やしている中、平成 24 年 3 月に改定された「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」⁸⁾（以降、H24 道示と呼ぶ）において、軸方向鉄筋のはらみ出し挙動との相関性を考慮した塑性ヒンジ長の新しい推定式と、軸方向鉄筋の引張りひずみに基づく限界状態の定義が新たに導入されている。そのため、ML 橋脚を実構造物に適用するためには、上記指針の本構造に対する適用性の検証が急務となっていた。H24 道示以前の方法は、コンクリートの終局ひずみから終局変位を求め、その終局変位に対して耐震性能および地震タイプに応じて異なる安全係数 α で割り戻すことにより各耐震性能の許容塑性率を算出していたが、今回の改定では、耐震性能 2 および耐震性能 3 の限界状態に相当する変位を直接的に算出し、この変位に対して一定の安全係数 ($\alpha=1.2$) を考慮して許容塑性率を算出している。

検証は、実橋への適用例が比較的多い、載荷方向に鋼管を 2 列に配置した試験体を対象に、中間帯鉄筋仕様を変化させた 3 体を用いて実施した。そのうちの 1 体は、実施工時における更なる省力化を念頭に、中間帯鉄筋のない試験体としている。一般的に塑性変形領域における橋脚の挙動は、軸方向鉄筋、帯鉄筋の諸元に大きく影響されると言われていることから^{9),10),11)}、実構造物に対してできる限り忠実に縮小した試験体となるよう配慮した。本論文では、実験結果をもとに、H24 道示で新たに示された限界変位により耐震性能を評価する方法を用い、限界変位と損傷の関係、曲率分布と塑性ヒンジ長の関係、同一振幅の載荷におけるエネルギー吸収量の低下度合、軸方向鉄筋のひずみ等の実験結果をそれぞれ計算値と比較し、本構造が鉄筋コンクリート橋脚（以降、RC 橋脚と呼ぶ）として安全側に評価できることを示すとともに、H24 道示の適用性を明らかにした。さらに、分析結果をもとに、ML 橋脚構造の破壊メカニズムを明らかにした。

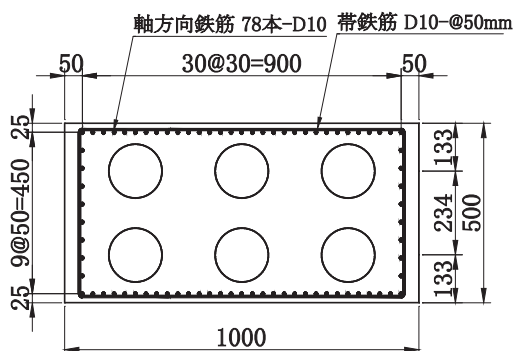
3.2 正負交番載荷実験の概要

3.2.1 試験体の概要

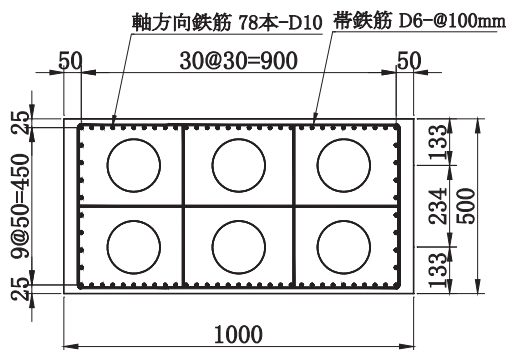
試験体の配筋を図 3.2.1 に、諸元一覧を表 3.2.1 に示す。試験体は、片側 1 車線の高さ 24m の連続ラーメン高架橋実構造物を想定し、その 1/6 に忠実に縮小した。試験体の水平力載荷高さは、想定した実橋脚がラーメン橋であるため橋軸方向のモーメントが交番することを考慮し、2000mm（せん断スパン比は 4.0）とした。ML 試験体は、載荷方向に 2 列、載荷直角方向に 3 列の鋼管を配置した断面幅 1000mm×断面高さ 500mm の矩形断面である。鋼管は、厚さ 2.0mm の鉄板を外径 $\phi 150$ mm の鋼管に加工し、溶接ビードによる突起で外面リブを模擬した。リブの角度は水平である。突起は、図 3.1.1 内に示す既製品の外面リブ形状（高さ 2.5mm、間隔 40mm）を参考に、リブの高さ、間隔およびコンクリートの強度を変数とした鉄道構造物等設計標準¹²⁾の式(3.1)で計算される鋼管－コンクリート間の付着強度 τ_{\max} が既製品と同等になるように、高さ 2.0mm、間隔 32mm とした。



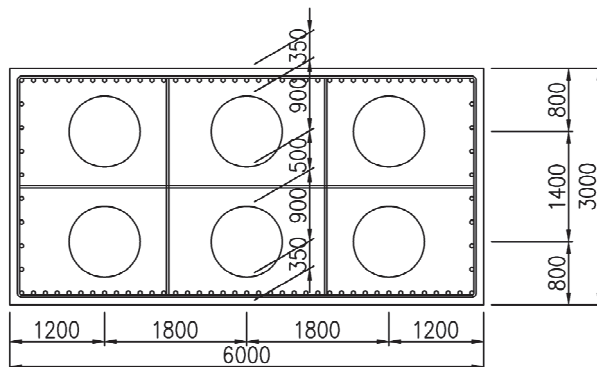
ML-1 試験体



ML-2 試験体



ML-3 試験体



鋼 管 $\phi 900$, $t=12\text{mm}$ (SKK490)
主 鉄 筋 $D51@150$ (SD345)
帯 鉄 筋 $D29@200$ (SD345)
中間帯鉄筋 $D29@200$ (SD345)

想定した実橋脚断面

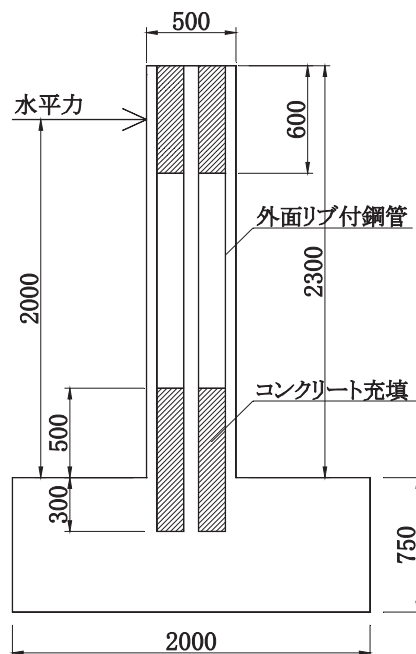


図3.2.1 試験体断面配筋

表 3.2.1 試験体諸元一覧

No.	B (mm)	H (mm)	せん断ス パン比	主鉄筋 (本数-径)	鋼管 (外径 ϕ -厚さ t)	帯鉄筋 (径-間隔 s)	中間帯鉄筋 (径-間隔 s)	軸力 (N/mm^2)	P_o (%)	ϕ/t	γ (%)	ρ_w (%)	ρ_s
ML-1	1000	500	4.0	78 - D10	$\phi 150 - 2.0$	D6 -45	D6 -45	1.0	1.11	75.00	100	0.28	0.0094
ML-2						D10 -50	無	1.0	1.11	75.00	100	0.29	0.0063
ML-3						D6 -100	D6 -100	1.0	1.11	75.00	100	0.13	0.0042

B: 断面幅, H: 断面高さ, P_o : 軸方向鉄筋比, γ : 鉄筋鋼管比 (軸方向鉄筋全断面積/鋼管全断面積) $\times 100$, ρ_w : 帯鉄筋比, ρ_s : 横拘束筋の体積比 ($4 \times A_h / (d \times s)$), A_h : 帯鉄筋1本あたりの断面積, d : 横拘束筋の有効長, s : 横拘束筋の間隔

$$\tau_{max} = 1.15 + 1.72 f_c \cdot h/s \quad (3.1)$$

ここに、 f_c ：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）， h ：ずれ止めの高さ（mm）， s ：ずれ止めの間隔（mm）である．なお，鋼管の内側への座屈を防止するために，橋脚基部から $1.0 \times D$ 区間（ D は載荷方向の断面高）は鋼管内にコンクリートを充填した．また，フーチングへの鋼管埋め込み長は，既往の研究¹³⁾における最小長の $2 \times \phi$ （ ϕ は鋼管外径）とした．

試験体は，基準試験体である ML-1 に加え，中間帯鉄筋仕様が耐荷性状に及ぼす影響を確認する目的で設定した ML-2，ML-3 試験体を含めた 3 体を考察対象とした．ML-2 試験体は，ML-1 試験体とほぼ同等の帯鉄筋比 $\rho_w (=0.29\%)$ で，中間帯鉄筋を配置していない．すなわち，横拘束筋の有効長 d は，ML-1 試験体の 3 倍となる．ML-3 試験体は，中間帯鉄筋は配置しているが，帯鉄筋比が ML-1 試験体の約半分の 0.13% であり，曲げせん断耐力比がほぼ 1.0 となるように設定した．

基準試験体である ML-1 試験体の実構造物に対する各諸元の縮小率は，表 3.2.2 に示すように，塑性変形性能に影響を及ぼすと考えられる項目をなるべく $1/6$ の縮小率になるよう配慮した．

表 3.2.2 試験体の縮小率

		実物	実験
鋼管配置		2 × 3	2 × 3
断面形状	寸 法	6000mm × 3000mm	1000mm × 500mm
	縮小率	1/1	1/6.0
鋼 管	直 径	900mm	150mm
	縮小率	1/1	1/6.0
	肉 厚	12mm	2mm
	縮小率	1/1	1/6.0
鉄筋かぶり	深 さ	80mm	14mm
	縮小率	1/1	1/5.7
軸方向鉄筋	仕 様	D51	D10
	縮小率	1/1	1/5.1
帯鉄筋	鉛直間隔	200mm	45mm
	縮小率	1/1	1/4.4
中間帯鉄筋	水平間隔	1800mm	300mm
	縮小率	1/1	1/6.0

試験体は、曲げせん断耐力比が 1.0 以上になるよう設計した。曲げ耐力は、鋼管を分割して軸方向鉄筋に置き換えた RC 断面として、H24 道示のコンクリート応力-ひずみ関係を用いて計算した。これは、外面リブ付鋼管がリブを介してコンクリートと一体化し、平面保持を仮定できるという既往の知見¹⁴⁾に基づいたものである。計算においては、表 3.2.3 に示すコンクリート、鉄筋および鋼管の材料試験結果を用いた。また、せん断耐力は、合成構造はりのせん断実験の結果¹⁵⁾から、鉄筋コンクリート橋脚で考慮されるコンクリートの負担分、帯鉄筋の負担分に加え、鋼管の負担分を考慮して計算するものとした。鋼管が負担できるせん断力は、建築学会「鉄筋鉄骨コンクリート計算基準・同解説」¹⁶⁾を参考に、鋼管の純せん断耐力と式(3.2)に示す塑性曲げモーメントにより算定したせん断耐力のうち小さい方とした。

$$Q_{bU} = \sum \frac{M_U}{\ell} \quad (3.2)$$

ここに、 Q_{bU} ：鋼管の終局せん断耐力（kN）、 M_U ：鋼管の塑性モーメント（kN・m）、 ℓ ：せん断スパン長（m）、を示す。

表 3.2.2 材料物性値一覧

No.	コンクリート			軸方向鉄筋				帯鉄筋				外面リブ付鋼管			
	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	諸元	材質	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	諸元	材質	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	諸元	材質	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
ML-1	29.4	2.80	27600	D10	SD345	382	573	D6	SD345	355	529	φ150-2mm	STPC	195	321
ML-2	33.7	2.92	29500	D10	SD345	383	557	D10	SD345	383	557	φ150-2mm	STPC	182	318
ML-3	34.4	2.77	27400	D10	SD345	391	555	D6	SD345	410	556	φ150-2mm	STPC	242	359

3.2.2 載荷方法

載荷は、「橋の耐震性能の評価に活用する試験に関するガイドライン（案）」⁹⁾にしたがって実施した。軸力は、想定した実構造物の上部工荷重および橋脚自重を考慮して 500kN（1.0N/mm²）とした。降伏変位は、以下の式(3.3)により求めた。

$$\delta_y = \frac{P_{\max}}{P_{y0}} \times \delta_{y0,\exp} \quad (3.3)$$

ここに、 δ_y ：降伏変位（mm）、 P_{\max} ：材料の強度試験結果を用いて計算した部材の水平耐力（kN）、 P_{y0} ：材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏するときの水平力（kN）、 $\delta_{y0,\exp}$ ：実験における初降伏変位（mm）である。試験体で用いた鋼管の降伏強度が比較的小さく、計算では最外縁軸方向鉄筋よりも鋼管が先に降伏

する結果となったので、 P_{y0} は鋼管が降伏するときの水平力とした。

載荷は、式(3.3)で計算した降伏変位 (δ_y) の整数倍の変位 ($1\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y \cdots$) を正負 3 回ずつ逐次増加させながら変位制御で行った。載荷装置の設置状況を写真 3.2.1 に示す。軸力は、写真に示す門型フレームに反力を取り導入した。軸力用ジャッキと荷重計は柱の水平変位の変化に追従して水平に移動するようになっており、軸力が水平荷重に及ぼす影響を排除した。

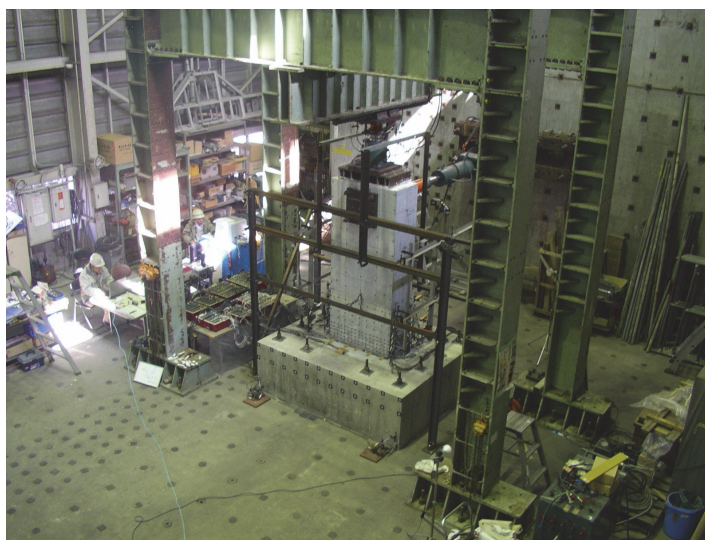


写真 3.2.1 載荷装置の設置状況

3.2.3 計測方法

図 3.2.2 に鋼材のひずみ計測位置を示す。鋼管は中央と端の計 4 本について、凡例に示すように鉛直方向の 1 軸ひずみゲージと 3 軸ひずみゲージを柱基部から鉛直方向に 100mm の間隔で 700mm の高さまで貼り付けた。軸方向鉄筋は、圧縮側、引張側および側面の計 8 箇所 (S1～S8) について、柱基部より 100mm 間隔で高さ 700mm までの各点に加え、900mm、1200mm の高さにひずみゲージを貼り付けた。軸方向鉄筋については、柱部に加えフーチング定着部にも柱基部から 100mm 間隔で 200mm の深さまでひずみゲージを貼り付けた。また、図 3.2.3 に示す方法¹⁰⁾により、柱両側面に 90mm の間隔で鉛直変位計を設置した。なお、ひび割れ等の影響により曲率の計測に支障がでないよう、直径 12mm の全ねじ棒を試験体側面コンクリート躯体に十分根入れさせ固定した。これにより、断面の圧縮縁付近と引張縁付近における変位をそれぞれ計測できるため、これらの変位から次式により曲率を算出した。

$$\phi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_t \cdot h} \quad (3.4)$$

ここに、 ϕ ：曲率、 Δ_T 、 Δ_C ：計測区間における引張側面および圧縮側面の相対変位、 D_t ：引張側面と圧縮側面に配置された変位計の距離（405mm）、 h ：計測区間長（90mm）、である。

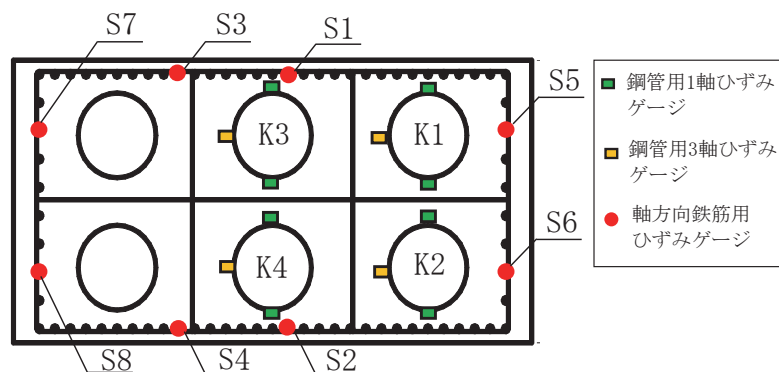


図 3.2.2 ゲージ貼付位置

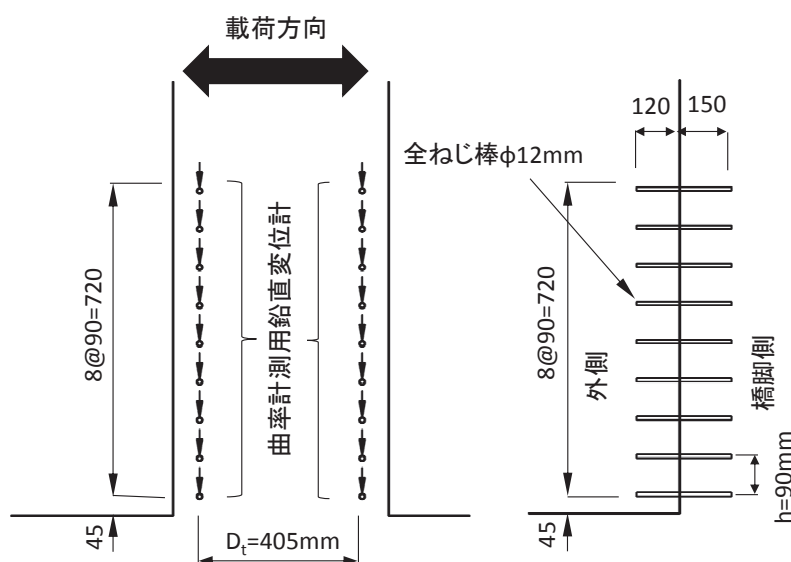


図 3.2.3 曲率の計測方法

3.3 実験結果および考察

3.3.1 荷重－変位履歴

全試験体の荷重－変位関係を図 3.3.1(1)～(3)に示す．基準試験体である ML-1 試験体は、 $1\delta_y$ で曲げひび割れが進展し、正載荷側では $3\delta_y$ 、負載荷側では $6\delta_y$ で最大荷重を示した． $5\delta_y$ でかぶりコンクリートの剥離が初めて発生した後、荷重の低下が少し早くなり、 $8\delta_y$ において軸方向鉄筋の破断が発生し、 $9\delta_y$ において荷重が大きく低下した．図には、全ての試験体について、かぶりコンクリートの剥離開始（黄色の○印）、軸方向鉄筋の破断（赤色の○印）、鋼管の座屈（緑色の○印）の3つの損傷について、確認できた範囲でその損傷が初めて発生した時点をプロットしている．これより、ML-3 試験体の負側で終局時以降に鋼管が座屈した点を除き、損傷の順番は全ての試験体において ML-1 試験体と同じである．

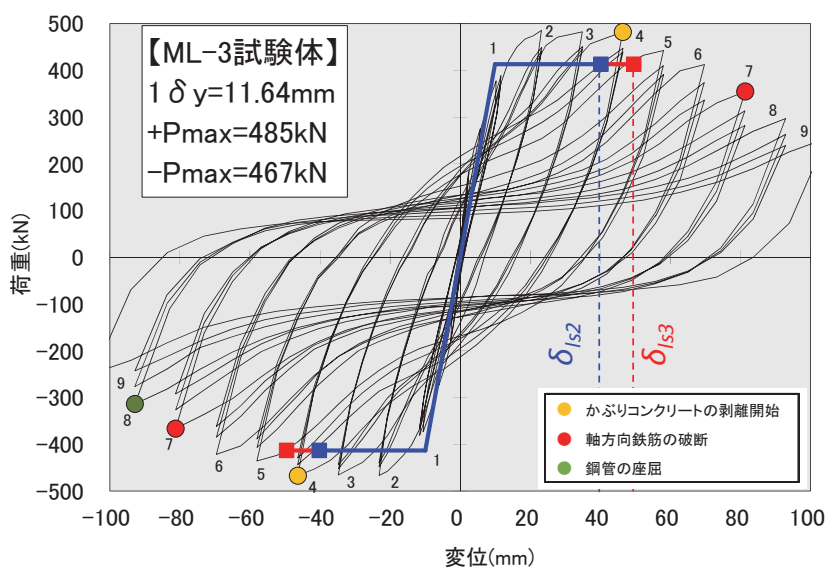
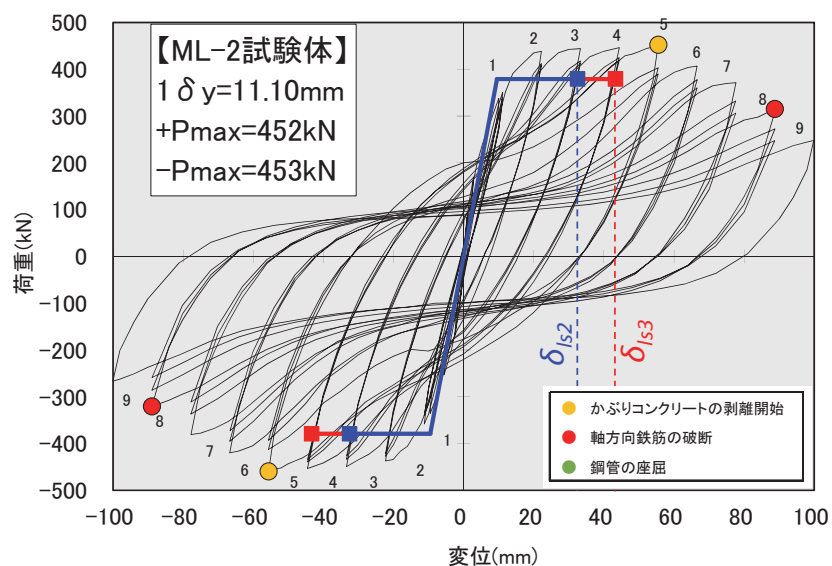
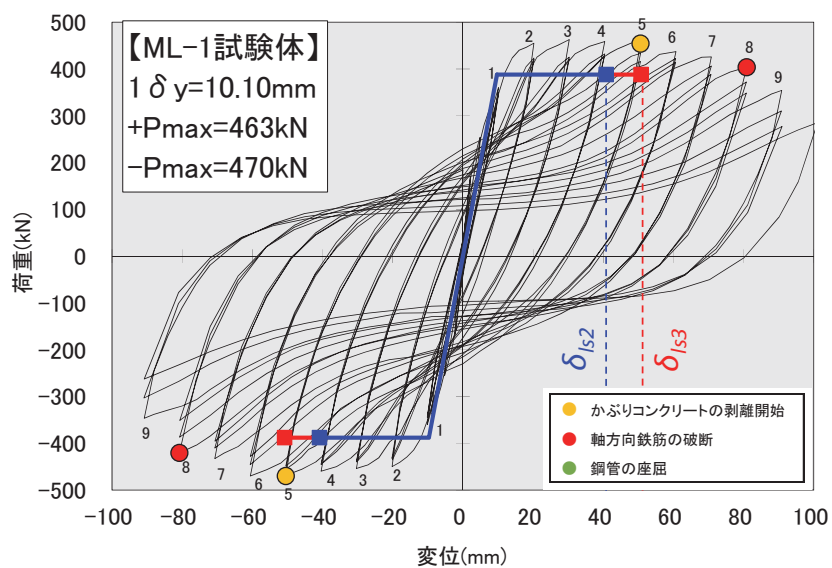


図 3.3.1 荷重－変位関係

図には、全ての試験体に対し、表 3.2.2 に示した各材料の実強度を用いて、H24 道示に基づき算出した耐震性能 2 および耐震性能 3 の限界変位 δ_{ls2} 、 δ_{ls3} の計算値を青線および赤線で示した。試験体の限界変位 δ_{ls2} および δ_{ls3} は、いずれの試験体もかぶりコンクリートの剥離開始である $4 \sim 5\delta_y$ 前後の载荷範囲にあり、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となり鉄筋が破断する $7 \sim 8\delta_y$ の十分手前に位置する。また、全ての試験体で限界変位 δ_{ls3} に至るまでの間、水平力は大きく低下することなく安定している。図 3.3.2 は、各試験体の δ_{ls2} 、 δ_{ls3} 相当の载荷ステップにおける損傷状態および破壊状況を示す。これらを踏まえると、対象とした試験体の耐震性能 2 および耐震性能 3 における限界変位と損傷の関係は、全ての試験体について、次のように考察できる。

- ① 限界変位の計算値 δ_{ls2} に相当する損傷は、曲げひび割れが進展途中の領域にあり、H24 道示における制限の目安である「曲げひび割れが残留する程度」の損傷に収まっている。
- ② 限界変位の計算値 δ_{ls3} に相当する損傷は、H24 道示における制限の目安である「コンクリートが剥落し、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になる前」の状態に対し、十分余裕を持った状態に留まっている。

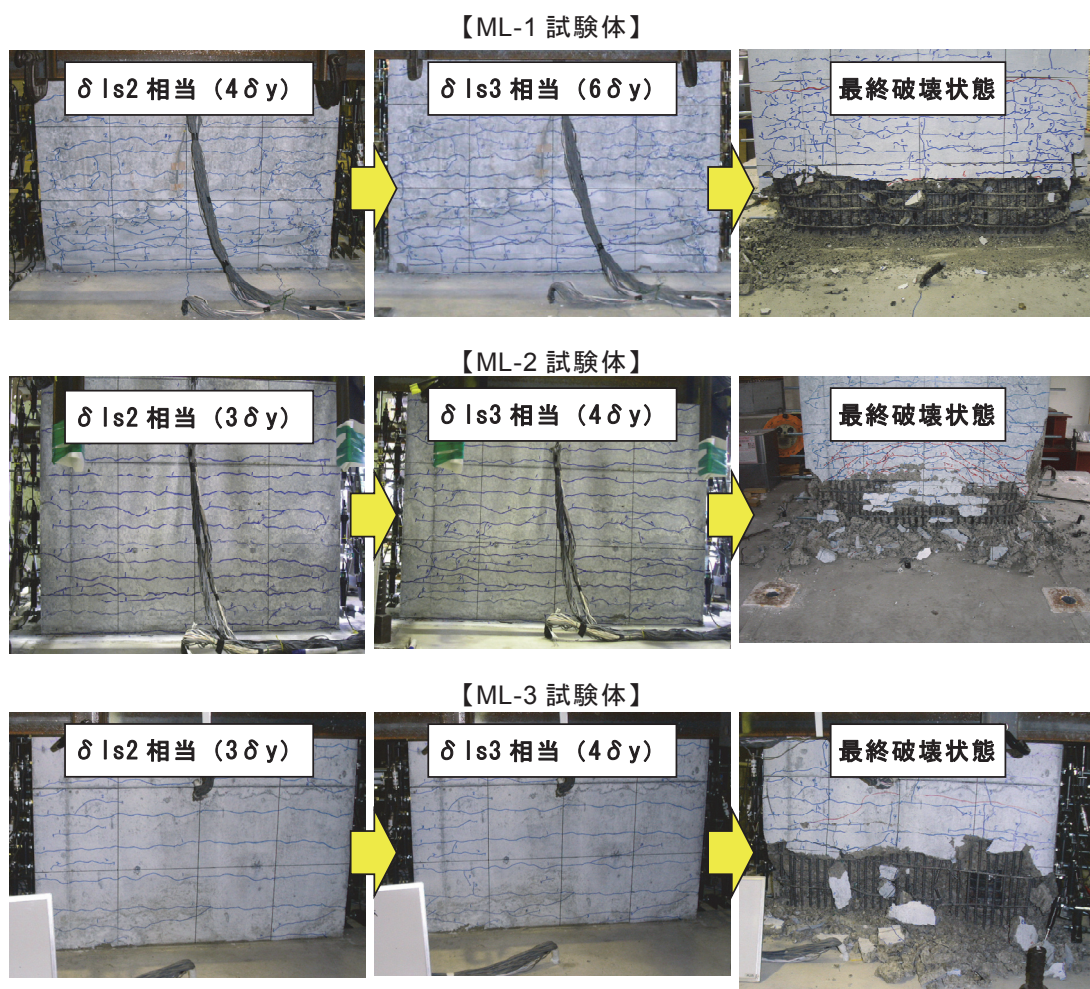


図 3.3.2 限界変位における損傷と破壊状態

図 3.3.3 には、全試験体の同一振幅における 1 回目、2 回目、3 回目の荷重と変位振幅の包絡線を示す。図には、H24 道示で新たに追記された耐震性能 2 における限界状態設定の目安となる 1 回目の 85% の限界水平力も示した。図より、全ての試験体に対し、同一振幅の 2 回目の水平力は低下が比較的大きいものの、耐震性能 3 における限界点に至るまでの間、3 回目の水平力は 85% 限界線を上回っている。図 3.3.4 は、1 サイクルで囲まれる履歴曲線の面積をもとにエネルギー吸収量を算出し、2 回目を 100% とした場合における 3 回目のエネルギー吸収低下率を示したものである。これより、ML-2 試験体で 10% を下回る箇所があるものの、終局点付近の载荷ステップ $7\delta_y$ 以降においては、10% 以内である。いずれの試験体も、2 回目から 3 回目のエネルギー吸収低下量は H24 道示の目安である 10% 程度以下を概ね満足していると考えられる。

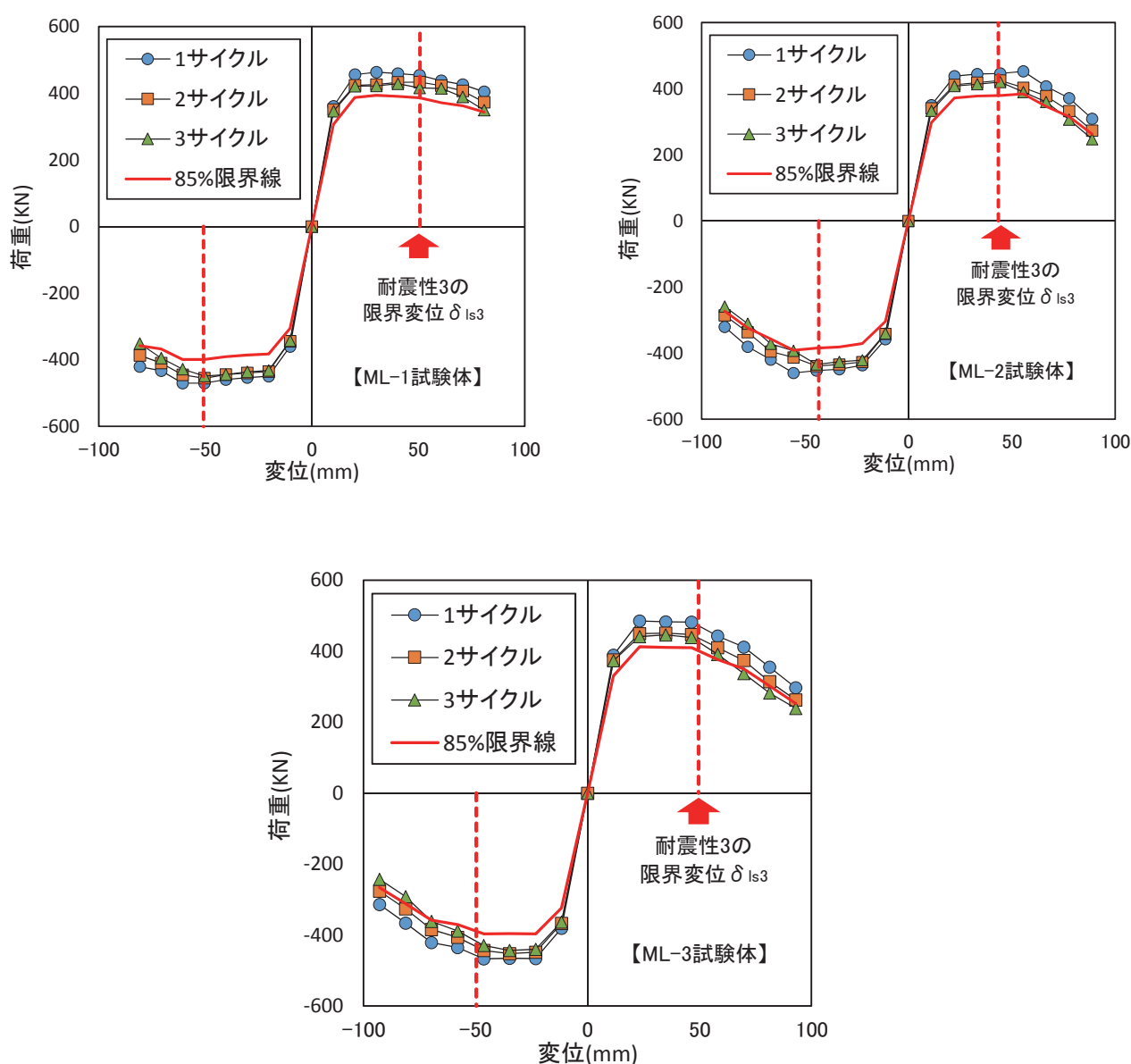


図 3.3.3 繰返し荷重の影響

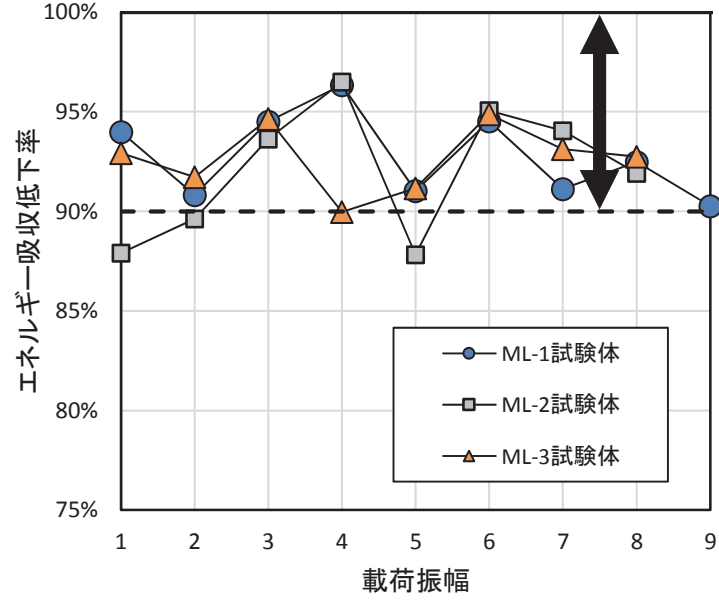


図 3.3.4 エネルギー吸収低下率

3.3.2 終局変位塑性率

終局耐力および終局変位塑性率の実験結果と計算結果を表 3.3.1 に示す．限界変位 δ_{ls3} は，H24 道示・耐震設計編 10.3 に示される下式(3.5)～(3.9)により算出した．曲率と塑性ヒンジ長 L_p の概念を図 3.3.5 に示す．表中，終局変位塑性率 μ の計算値は，限界変位 δ_{ls3} を降伏変位 δ_y で除した値とした．

$$\delta_{ls3} = \delta_y + (\phi_{ls3} - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (3.5)$$

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\phi' \quad (3.6)$$

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{c0} \quad (3.7)$$

$$\beta_s = \frac{384E_0I_h}{n_sd'^3s} \quad (3.8)$$

$$\beta_{c0} = 0.01c_0 \quad (3.9)$$

$$\mu = \delta_{ls3} / \delta_y \quad (3.10)$$

ここに、 ϕ_{ls3} ：耐震性能 3 の限界状態に相当する許容曲率、 ϕ_y ：降伏曲率、 h ：水平力作用位置までの距離 (mm)、 σ_{sy} ：軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)、 ϕ' ：軸方向鉄筋直径 (mm)、 β_n ：軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)、 β_s ：横拘束筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)、 β_{c0} ：かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 (N/mm²)、 E_0 、 I_h ：横拘束筋のヤング係数 (N/mm²)、断面二次モーメント (mm⁴)、 d' ：横拘束筋の有効長 (mm)、 n_s ：横拘束筋の有効長内の軸方向鉄筋本数、 s ：横拘束筋の間隔 (mm)、 c_o ：軸方向鉄筋外面からのかぶり (mm)、である。

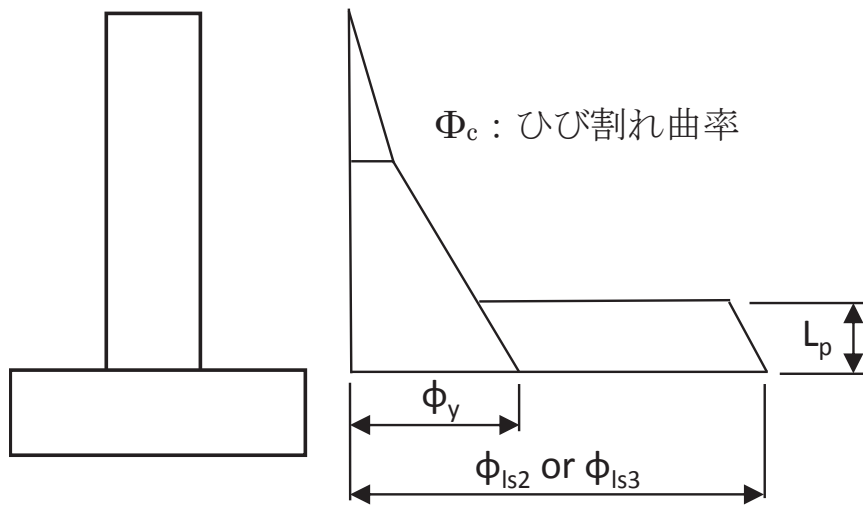


図 3.3.5 曲率分布の概念図

試験体の実験における終局変位塑性率は、文献 5)を参考に水平荷重が最大値の 80%に低下した時点とした。

図 3.3.6 には、RC 構造において塑性領域挙動に支配的なパラメータである式(3.11)に示す横拘束筋の体積比 ρ_s と実験の終局変位塑性率 μ との関係を示す。

$$\rho_s = \frac{4A_h}{ds} \quad (3.11)$$

ここに、 A_h ：横拘束筋1本あたりの断面積 (mm²)、 d ：横拘束筋の有効長 (mm)、 s ：横拘束筋の間隔 (mm) である。

図には、既往の ML 橋脚の実験結果^{17)~22)}と研究の中で併せて実施した RC 橋脚の実験結果^{17), 23), 24)}も併せて示した。図より、ML 橋脚における終局変位塑性率 μ の実験値は、RC 橋脚の傾向と同様に ρ_s と高い相関を示しており、特に、横拘束筋以外の条件を同等と

した今回の3体の実験結果の相関係数は $R=0.99$ である。なお、中間帯鉄筋を配置していない ML-2 試験体は、中間帯鉄筋を配置した ML-1、ML-3 試験体と同様に、横拘束筋の体積比 ρ_s と終局変位塑性率 μ の関係で得られる近似直線上にプロットされている。このことから、本実験で用いた ML 試験体は、中間帯鉄筋の有無に関わらず、RC 橋脚と同様に、塑性変形メカニズムに横拘束筋の体積比 ρ_s が大きく関与していると考えられる。

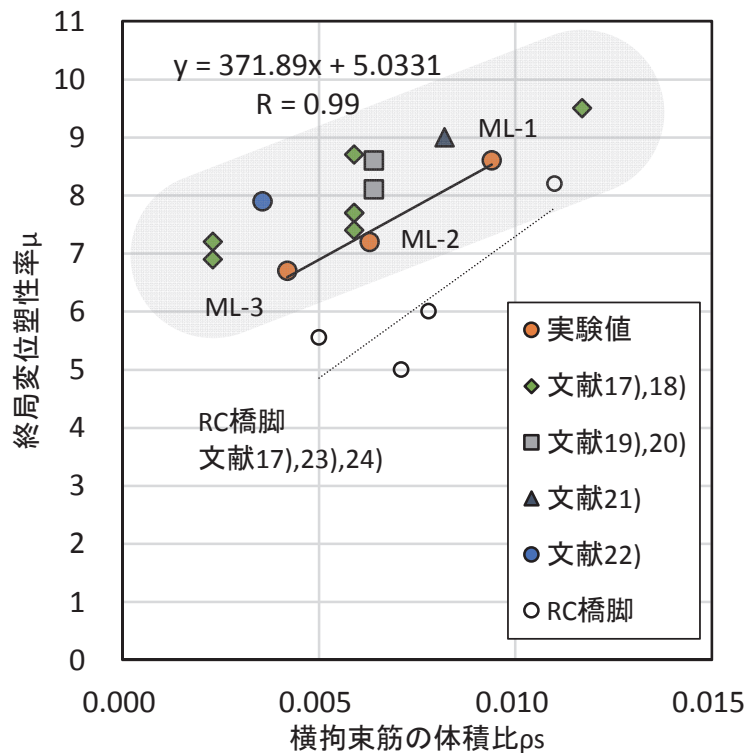


図 3.3.6 終局変位塑性率の実験値と ρ_s の関係

また、筆者らは ML-1 試験体と同等の曲げおよびせん断耐力を有する H24 道示で設計された図 3.3.7 に示す RC 試験体の正負交番載荷実験を行い報告している²³⁾。この例を含め、断面形状が幅 420mm、高さ 180mm で鋼管直径 73.6~77.6mm を 2 本配置した ML 試験体や幅 2500mm、断面高さ 800mm で鋼管直径 500mm を 3 本配置した ML 試験体と同等の断面耐力を有する RC 試験体との既往の比較実験結果^{17),24)}を図 3.3.8 に示す。図の縦軸は、式(3.12)に示すように、両者の終局変位塑性率 μ_{ml} 、 μ_{rc} の比率 a であり、1.0 より大きい場合は ML 試験体の終局変位塑性率のほう大きいことを意味する。図の横軸は、式(3.13)に示すように、両者の軸方向鉄筋量の比率 η であり、ML 橋脚の場合は軸方向鉄筋機能の一部を鋼管が代替し、軸方向鉄筋が少なくなることから η は 1.0 より小さくなる。ここで軸方向鉄筋量の比率 η をパラメータに選んだ理由は、一般的に ML 橋脚は RC 橋脚より軸方向鉄筋量が少ないことから、かぶりコンクリートを外側に押し出す力が小さいと仮定すると、両者の終局変位塑性率の差は、かぶり付近における軸方向鉄筋量の比率

に関連すると考えたからである。図より，ML 試験体の終局変位塑性率は RC 試験体より 1～2 倍程度大きく，その傾向はパラメータ η でほぼ表現できることから，ML 試験体の終局変位塑性率の大きさは軸方向鉄筋量が小さいことが寄与していると考えられる。

$$\eta = \frac{A_{s-ml}}{A_{s-rc}} \quad (3.12)$$

$$a = \frac{\mu_{ml}}{\mu_{rc}} \quad (3.13)$$

ここに， η ：ML 橋脚と同等の耐力を有する RC 橋脚と ML 橋脚の 2 つ構造間における軸方向鉄筋量の比率， A_{s-ml} ：ML 橋脚の軸方向鉄筋断面積の合計， A_{s-rc} ：RC 橋脚の軸方向鉄筋断面積の合計， a ：ML 橋脚と同等の耐力を有する RC 橋脚と ML 橋脚の 2 つ構造間における終局変位塑性率の比率， μ_{ml} ：ML 橋脚の終局変位塑性率， μ_{rc} ：RC 橋脚の終局変位塑性率，である。

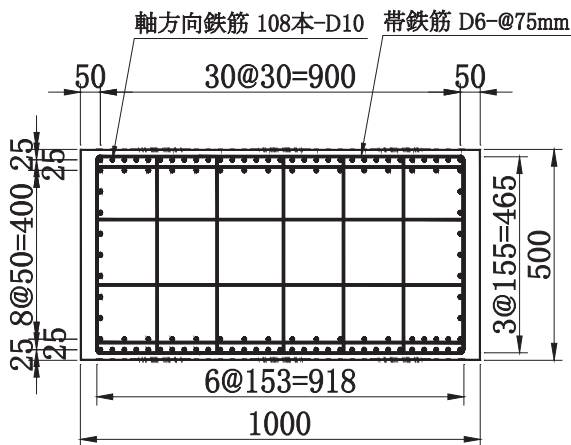


図3.3.7 RC試験体²³⁾ (ML-1試験体と同等の断面耐力)

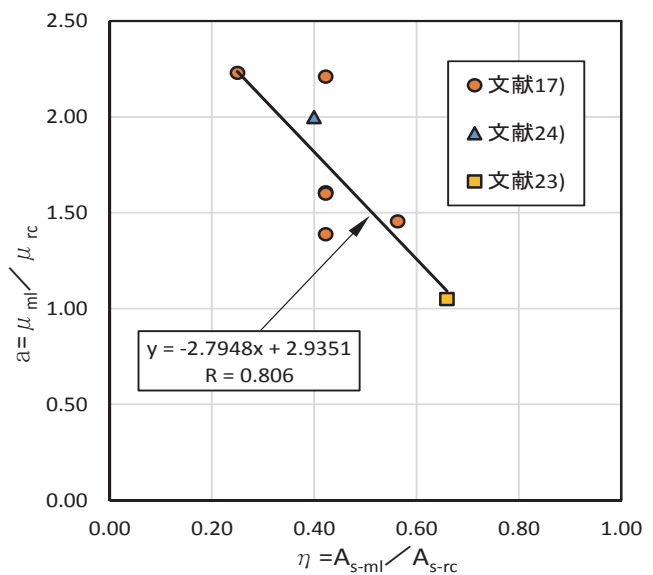


図3.3.8 RCとMLの終局変位塑性率の関係

3.3.3 曲率分布と塑性ヒンジ長

試験体における曲率分布の計測結果を図 3.3.9(1)～(3)に示す。図には、3 試験体について柱基部から 800mm までの分布を正側載荷時と負側載荷時について示した。計測は試験体側面の両側について柱基部から 700mm の範囲で実施したが、ここでは両側面の平均値を示している。計測結果は、試験体の終局変位塑性率に達する直前の載荷ステップまでを示すものとし、具体的には ML-1 試験体で $8\delta_y$ 、ML-2 試験体で $7\delta_y$ 、ML-3 試験体で $6\delta_y$ までの結果を示した。また、図には最終的にかぶりコンクリートが剥落した最大範囲も併せて示した。曲率分布の計算値は、式(3.5)～(3.9)で示した塑性ヒンジ長を考慮し、図 3.3.9 に黒の実線で示した。なお、黒の点線は、降伏曲率を示している。図より、いずれの試験体においても、計測曲率は柱基部に近づくに従い大きくなる傾向を示しており、塑性ヒンジ区間の塑性曲率分布は、式(3.5)で示される矩形ブロックより三角形に近い分布形状を有している。この傾向については、RC 橋脚を対象とした既往の研究¹⁰⁾においても報告されている。曲率分布が降伏曲率を上回り増加し始める高さは、各試験体でばらつきがあり、塑性ヒンジ長の計算値よりさらに上方に及んでいる試験体もあるが、最大剥落範囲と併せて観察すると塑性ヒンジ長の計算値は実現象と概ね対応しているものと考えられる。

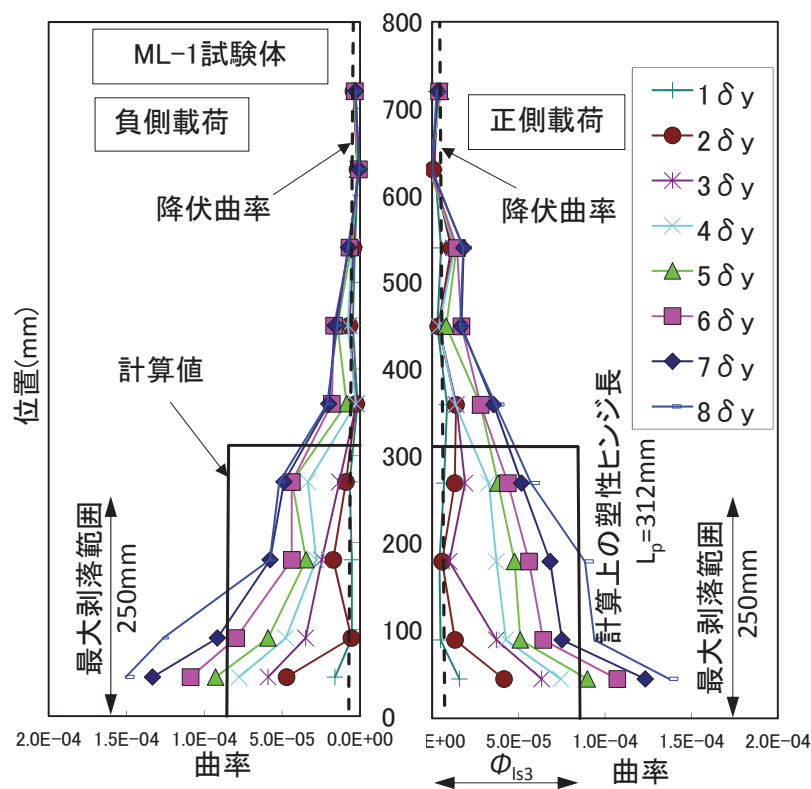


図3.3.9(1) 曲率分布 (ML-1試験体)

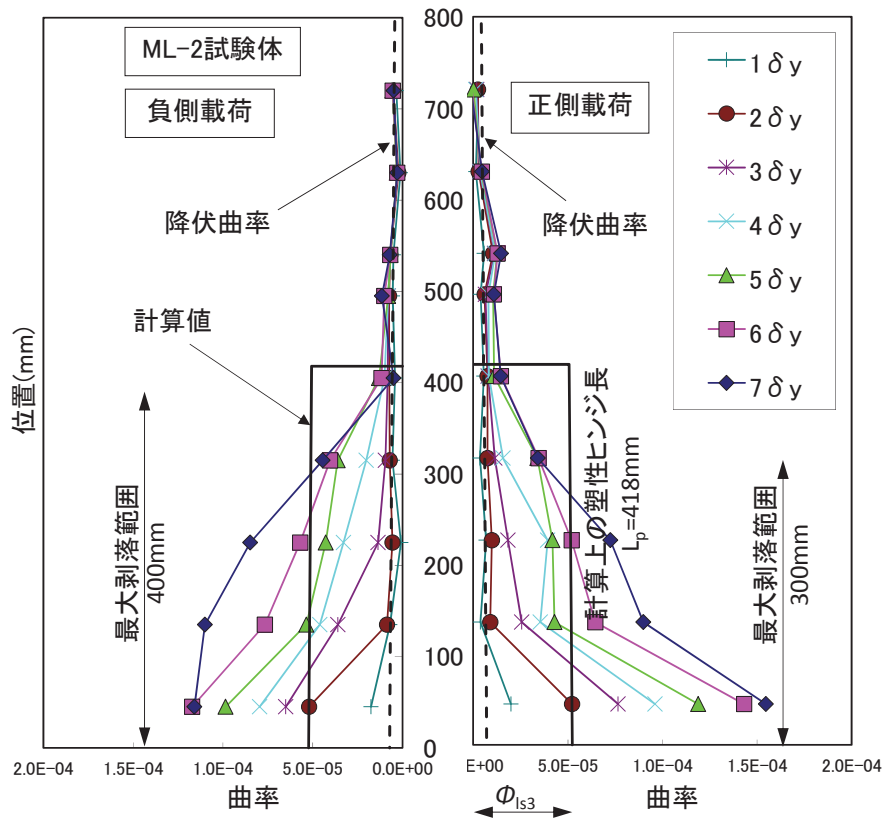


図3.3.9(2) 曲率分布 (ML-2試験体)

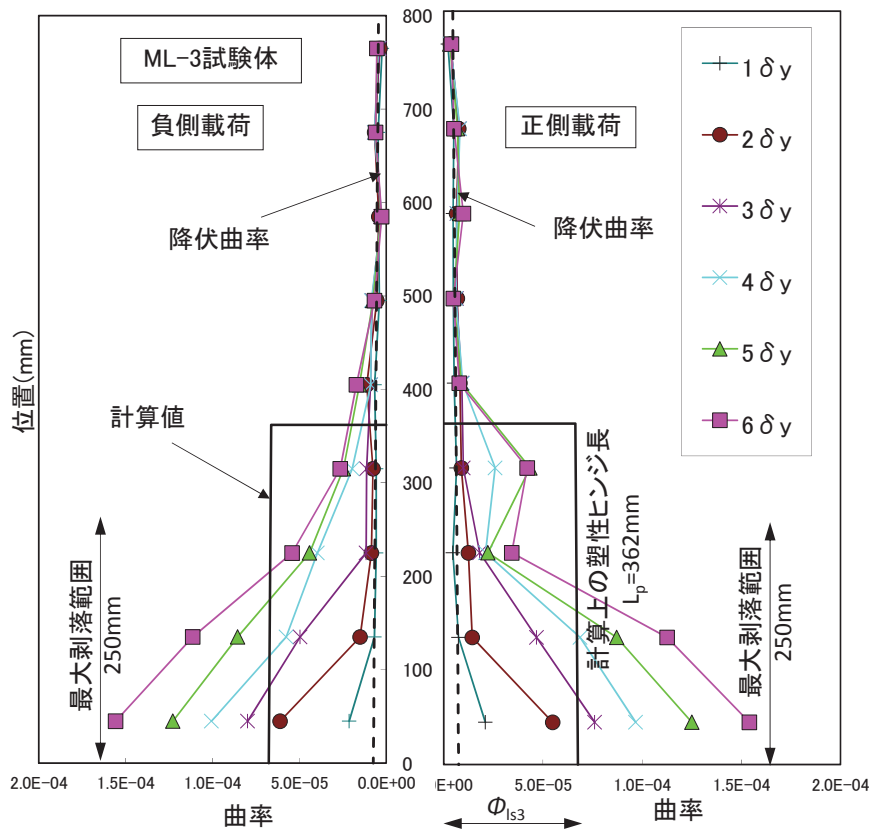


図3.3.9(3) 曲率分布 (ML-3試験体)

3.3.4 軸方向鉄筋におけるひずみの推移

H24 道示では，水平変位が増加しても水平力の地震時保有水平耐力からの低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態に相当する変位に対して軸方向鉄筋の許容ひずみ ε_{st2} （式(3.14)）を，水平力が地震時保有水平耐力を保持できなくなる変位に対して軸方向鉄筋の許容ひずみ ε_{st3} （式(3.15)）を規定している．

$$\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_{st3} = 0.035 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \quad (3.15)$$

ここに， ε_{st2} ：耐震性能 2 の軸方向鉄筋の許容ひずみ， ε_{st3} ：耐震性能 3 の軸方向鉄筋の許容ひずみ， L_p ：塑性ヒンジ長（mm）， ϕ ：軸方向鉄筋直径（mm）， β_s ：横拘束筋の抵抗を表すばね定数（N/mm²）， β_{co} ：かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数（N/mm²），である．

図 3.3.10(1)～(3)に，軸方向鉄筋の引張ひずみの鉛直方向の分布について，正側載荷と負側載荷の両方について示した．計測結果は，試験体の終局変位塑性率に達する直前の載荷ステップまでを示すものとし，具体的には ML-1 試験体で $8\delta_y$ ，ML-2 試験体で $7\delta_y$ ，ML-3 試験体で $6\delta_y$ までの結果を示した．なお，塑性ヒンジ部では，ひずみ値が大きく計測不能となる箇所があり，いずれの試験体も $6\delta_y$ 以降において計測値を一部図示できない範囲があるが，全体の傾向を把握するうえでは有効な情報であると考ええる．図には，H24 道示において，耐震性能 2 の限界状態で制限された軸方向鉄筋の許容ひずみ ε_{st2} を黒の破線で，耐震性能 3 の軸方向鉄筋の許容ひずみ ε_{st3} を黒の実線で示した．ML-2 試験体では一部の計測値が，許容ひずみ ε_{st2} を超過するものの，終局点付近の $7\delta_y$ においても ε_{st3} を超えることはなく，全体として発生ひずみは概ね許容ひずみ以下の傾向を有することを確認した．

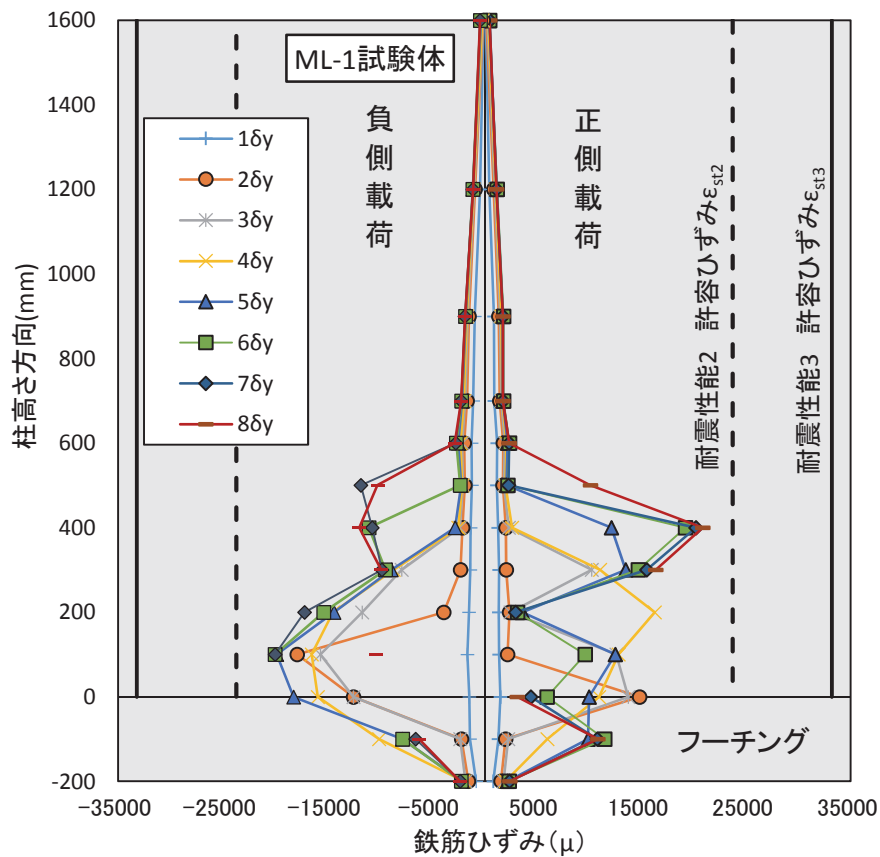


図3.3.10(1) 軸方向鉄筋のひずみ分布 (ML-1試験体)

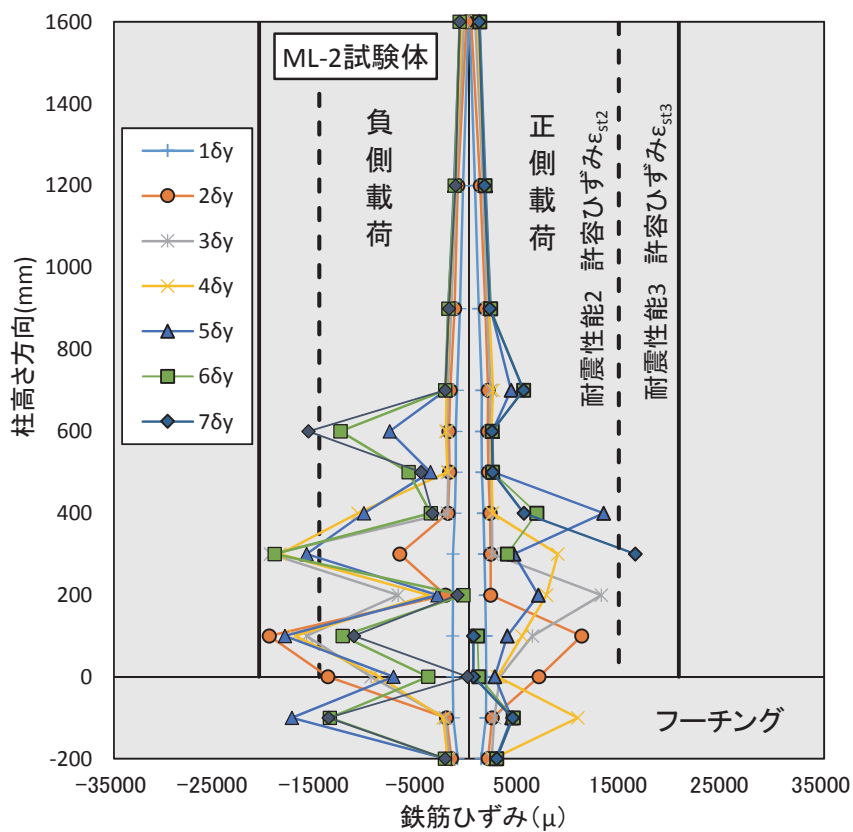


図3.3.10(2) 軸方向鉄筋のひずみ分布 (ML-2試験体)

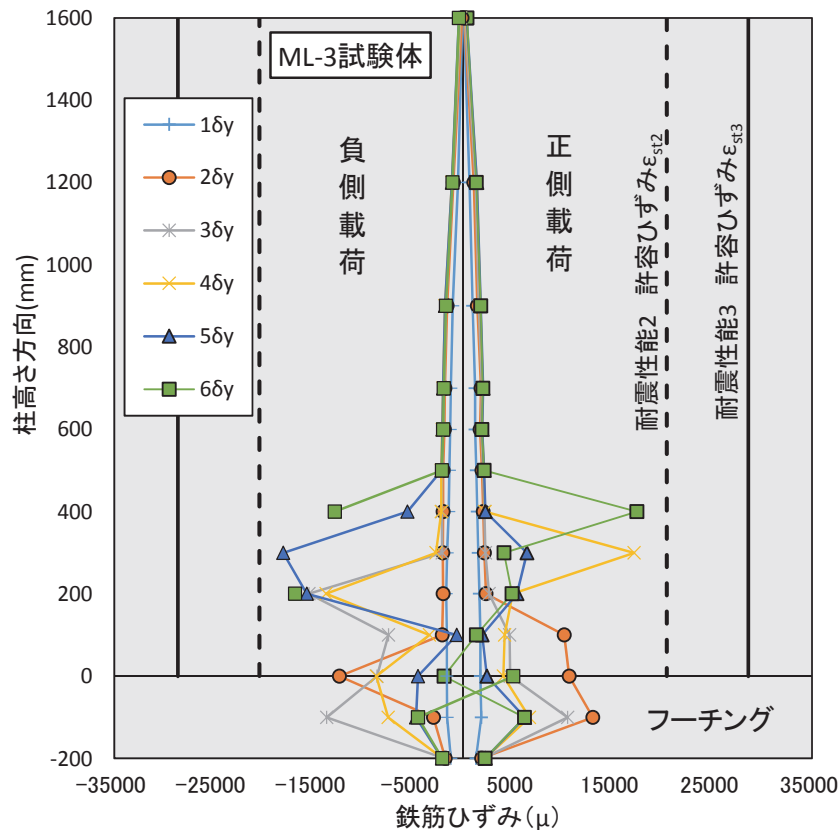


図3.3.10(3) 軸方向鉄筋のひずみ分布（ML-3試験体）

3.3.5 破壊メカニズム

図 3.3.11 は、これまでに行われた正負交番載荷実験^{5),17)~22)}を基に、ML 橋脚の損傷の進展を模式的に示したものである。ML 橋脚は、曲げ変形により降伏変位以降では引張側に配置された軸方向鉄筋および鋼管には塑性引張ひずみが生じ、水平ひび割れが増大する（図 3.3.11①）。水平力が繰り返し載荷されるとひずみの蓄積した軸方向鉄筋が、かぶりコンクリート側にはらみ出そうとするが、横拘束筋により拘束され軸方向鉄筋の外側へのはらみ出しは抑制される。最大荷重 P_{\max} を越えるとかぶりコンクリートの剥離が始まり、その後徐々に剥離が進展する（図 3.3.11②）。ここで、ML 橋脚は鋼管が主鋼材の一部を代替するため、標準的な RC 橋脚に比べかぶり付近に配置される軸方向鉄筋量を少なくできる。このことは、ML 橋脚が標準的な RC 橋脚に比べ、軸方向鉄筋の外側に押し出す力が小さいことに繋がると考えられる。すなわち、ML 試験体と RC 試験体の終局変位塑性率 μ の比率 a と軸方向鉄筋量比率 η との相関が高い点や、横拘束筋の抵抗を表すばね定数 β_s （式(3.8)）において軸方向鉄筋本数 n_s が多いほど β_s が低下することから、少ない軸方向鉄筋量が大きな終局変位塑性率をもたらしているものと考えられる。

次に、最大荷重の 80% 付近で終局点を迎え、かぶりコンクリートの剥落に伴い軸方向鉄筋が座屈および破断を視認できる状態となり、水平力は大きく低下する（図 3.3.11③）。

この段階で鋼管かぶり部のコンクリートが比較的損傷が大きい場合、ここで初めて鋼管座屈を確認することができる。なお、最終的な破壊形態として軸耐荷力を失う状態になるような場合に対しても、破壊に対して適切な安全性を確保することが重要である。こうした観点から、軸力の保持に対して計測結果を検証した。その結果、図 3.3.12 に示すように、最終破壊に至るまで軸力（上部工重量＋橋脚自重）を確実に保持しており、橋として致命的な破壊形態にならないことを併せて確認している。なお、本実験の軸力は、今回想定した実橋脚と同等の 1.0N/mm^2 である。軸力は、橋脚の変形性能に影響を及ぼす要因のひとつと考えられる。軸力が大きくなると、塑性化の進展が早くなる可能性がある点に注意が必要である。

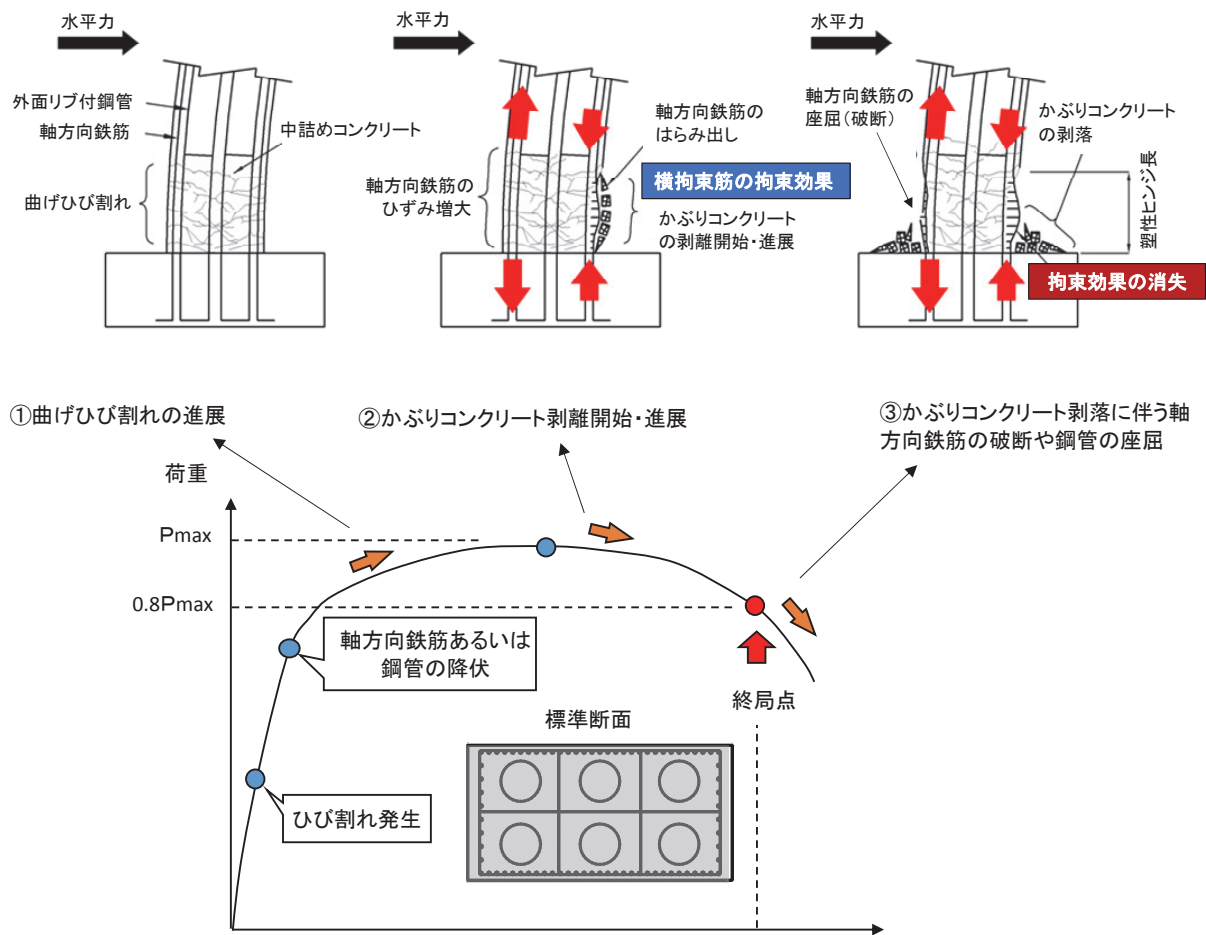


図 3.3.11 破壊メカニズム

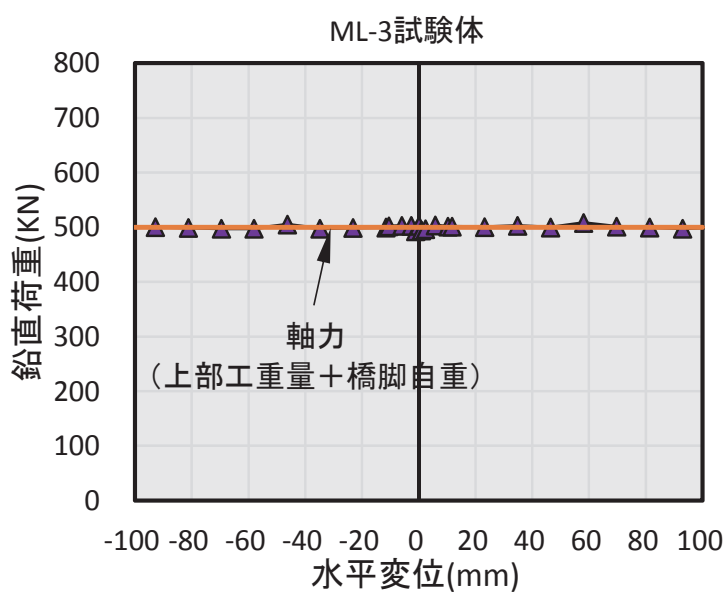
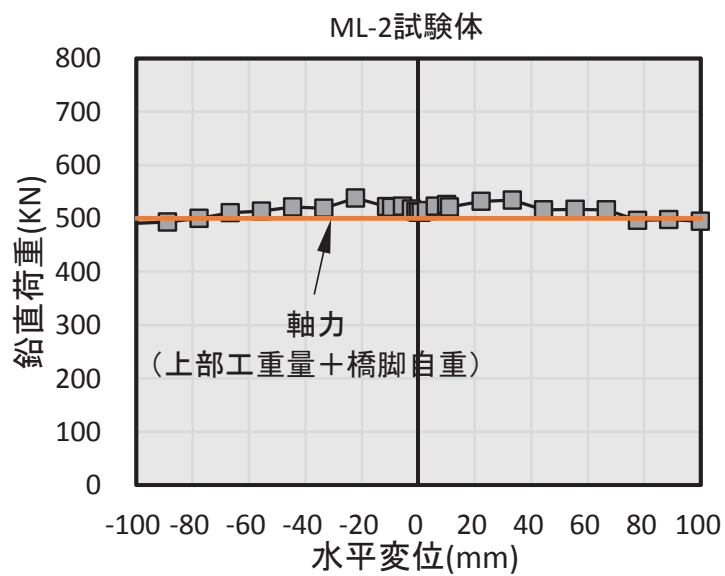
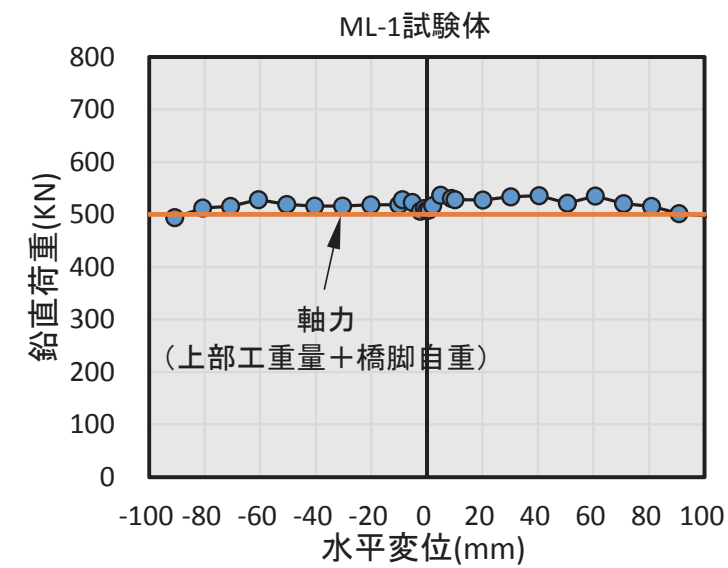


図 3.3.12 軸力の保持

3.4 まとめ

実構造物を出来る限り忠実に縮小した ML 試験体を用いて、正負交番载荷実験を実施した。実験により得られた新たな知見を以下に整理して示す。

- 1) H24 道示の耐震性能 2 および耐震性能 3 における限界変位と損傷の関係について、3 試験体の結果を整理して次のことが明らかとなった。
 - ・限界変位の計算値 δ_{ls2} に相当する損傷は、曲げひび割れが進展途中の領域にあり、H24 道示における制限の目安である「曲げひび割れが残留する程度」の損傷に収まっている。
 - ・限界変位の計算値 δ_{ls3} に相当する損傷は、H24 道示における制限の目安である「コンクリートが剥落し、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になる前」の状態に対し、十分余裕を持った状態に留まっている。
- 2) 3 体全ての試験体について、耐震性能 2 の限界変位に至るまでの間、3 サイクル目の水平荷重は、1 サイクル目の最大水平荷重の 85% 限界線を常に上回っている。また、同一振幅における 2 回目から 3 回目の载荷でのエネルギー吸収低下量も概ね 10% 以下である。
- 3) ML 試験体の終局変位塑性率の実験値は、RC 橋脚の傾向と同様に、横拘束筋の体積比 ρ_s と高い相関を有する。中間帯鉄筋を配置していない試験体は、中間帯鉄筋を配置した試験体と同様に、横拘束筋の体積比 ρ_s と終局変位塑性率 μ の関係を表した近似直線上にプロットされる。また、ML 試験体と同等の断面耐力を有する RC 試験体との比較実験結果より、両者の終局変位塑性率の比率 a は、両者の軸方向鉄筋量比率 η と比較的高い相関を有する。
- 4) 3 体全ての試験体について、塑性ヒンジ領域において軸方向鉄筋に発生する引張ひずみは、軸方向鉄筋の許容ひずみ ε_{st2} および ε_{st3} を概ね下回っている。
- 5) ML 橋脚における柱基部の損傷が進展する順番は、鋼管座屈が終局点以降に生じることを確認できること以外は RC 橋脚と同じである。ただし、ML 橋脚は標準的な RC 橋脚に比べ、かぶり付近に配置する軸方向鉄筋が少ないことから、かぶりコンクリートを外側に押し出す力が RC 橋脚より小さく、これが RC 橋脚に比べ大きな終局変位塑性率を示す要因と考えられる。

[3 章の参考文献]

- 1) 土木研究所：プレハブ・複合部材を用いた山岳橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書－研究開発報告書－，No.223，1999.4.
- 2) 財団法人先端建設技術センター：REED 工法（鉄骨コンクリート複合構造橋脚構築工法），1998.12.

- 3) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：設計要領第二集 橋梁建設編，2013.7.
- 4) 渡辺将之，今泉安雄，緒方辰男，田中浩一，大内一：鋼管・コンクリート複合構造部材の正負交番載荷試験，土木学会論文集，No.627/V-44，pp.113-132，1999.8.
- 5) 財団法人国土技術研究センター：ML 工法（外面リブ付鋼管・コンクリート合成橋脚構築工法），2010.7.
- 6) 福本英一郎，久正，川端淳，田村多佳志，篠崎裕生：鋼管・コンクリート合成構造橋脚（ML 工法）の設計・施工 ―本州四国連絡橋下田水高架橋 SP2 橋脚―，橋梁と基礎，1999.3.
- 7) 星田真一，永元直樹，荒川正秋，有上悟：ケーブルクレーンを用いて急速施工した中部横断道田中川橋の設計・施工，第 22 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，2013.10.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.158-185，2012.
- 9) 土木研究所資料第 4023 号 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)（橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法），2006.8.
- 10) 星隈順一，長屋和宏，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1461-1468，2000.3.
- 11) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，第 378 号／V-6，pp.203-212，1987.2.
- 12) 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，pp.499-501，2002.12.
- 13) 篠崎裕生，三上浩，岡本隆，水谷慎吾：鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.1313-1318，1996.
- 14) 篠崎裕生，三上浩，岡本隆，水谷慎吾：外面リブ付鋼管・コンクリート合成はりの静的耐荷挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.1199-1204，1994.
- 15) 篠崎裕生，田村多佳志，岡本隆，水谷慎吾：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造はりのせん断耐力について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1433-1444，2001.3.
- 16) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.24-29，1987.6.
- 17) 三上浩，田村多佳志，岸徳光，池田憲二：外面リブ付き鋼管を用いた合成構造橋脚の耐荷性状に関する一考察，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1433-1444.2001.3.
- 18) 三上浩，田村多佳志，岸徳光，池田憲二：鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1087-1096.2003.3.
- 19) 池田憲二，皆川昌樹，三上浩，岸徳光：外面リブ付き鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.1591-1596，2002.
- 20) 皆川昌樹，池田憲二，三上浩，岸徳光：鋼管－コンクリート合成壁式大型橋脚模型の交番載

- 荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26，No.2，pp.1453-1458，2004.
- 21) 篠崎裕生，田村多佳志，岡本隆，水谷慎吾：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚模型の水平力交番載荷試験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.1，pp.673-678，2001.
- 22) 村尾光則，篠崎裕生，三上浩，今野久志：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐震性能に及ぼす鋼管配置の影響に関する実験的研究，土木学会第 69 回年次学術講演会，CS3-020，pp.39-40，2014.
- 23) 村尾光則，廣船啓介，篠崎裕生，三上浩：道路橋示方書に基づく外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐震性能に関する考察，土木学会第 69 回年次学術講演会，CS3-021，pp.41-42，2014.
- 24) 皆川昌樹，池田憲二，岸徳光，篠崎裕生：外面リブ付き鋼管を用いた大型壁式橋脚模型の静載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.25，No.2，pp.1687-1692，2003.

第 4 章 ML 橋脚の塑性変形性能向上に着目した要因分析と じん性率の直接評価

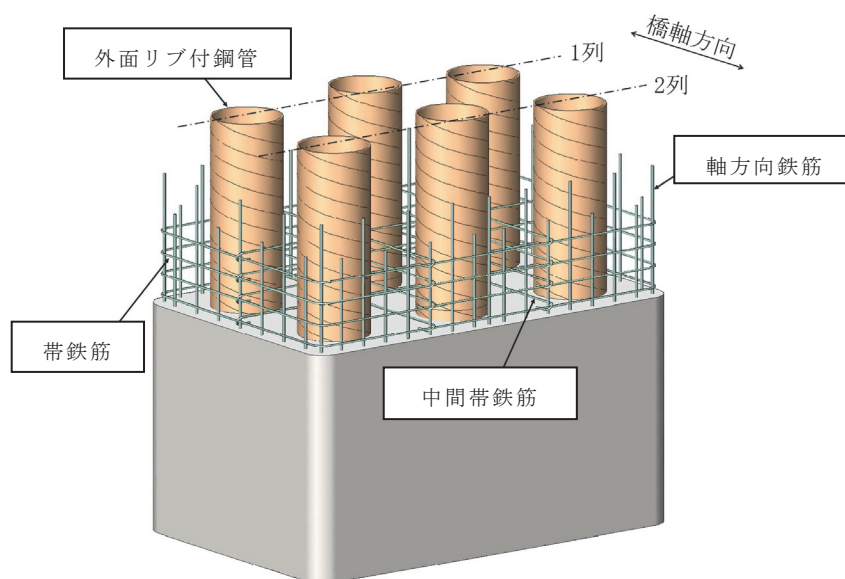
4.1 はじめに

建設工事の省力化施工，工期短縮およびコスト縮減の社会からの要請はこれまで以上に高まっており，この解決手段の一つとして種々の鋼・コンクリート複合構造^{1),2)}が提案され実用化されてきている．なかでも，橋脚断面内に鋼管を配置し帯鉄筋の代わりに PC 鋼より線を使用した鋼管・コンクリート複合橋脚^{3),4)}は，多くの施工実績を有している．これに対し，筆者らが開発研究している橋脚は，コンクリートとの付着性に優れた外面にリブを有する鋼管を使用している点が最大の特徴であり，主鉄筋，帯鉄筋および中間帯鉄筋とともに構成された外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚である．複合 (Multiple) 構造で，レンコン (Lotus) を輪切りにした断面形状に似ていることから ML 橋脚⁵⁾と呼ぶことにする．ML 橋脚は，外面リブ付鋼管（以降，単に鋼管とも呼ぶ）が軸方向鉄筋を代替するため，軸方向鉄筋量を削減できるとともに，鋼管が帯鉄筋とともにせん断力を負担するため，せん断補強鉄筋量も低減できる．これにより，鉄筋組立作業を大幅に削減でき，工期の短縮が可能となる．また，外面リブ付鋼管が中空断面鉄筋コンクリート橋脚における内型枠・支保工として機能するため，煩雑であった内型枠および足場支保工作業が不要となる．主に，橋脚高さ 50m 程度までを対象とした橋軸方向に 2 列の外面リブ付鋼管を配列したタイプ^{6),7)}や，高さ 20m 程度以下の小規模橋脚を対象とした外面リブ付鋼管 1 列配置のタイプの施工実績を有する（図 4.1.1）．なお，外面リブ付鋼管とは，鋼管外面にスパイラル状のリブを付けた既製の鋼管である．形状寸法を図 4.1.1 中に示した．

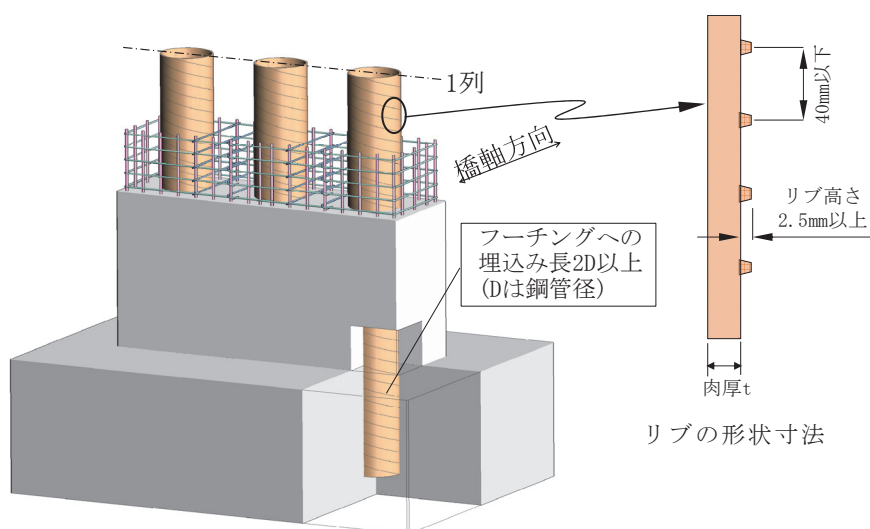
大規模地震に対して耐震性能を確保するためには，部材断面耐力と変形性能が重要である．これまでの研究成果より，部材断面耐力は合成はりの曲げ試験⁸⁾およびせん断試験⁹⁾によりその評価方法を提案しているが，部材降伏後の変形性能に関しては具体的な評価手法が構築されておらず，ML 橋脚設計上の課題のひとつとして残されていた．

通常の鉄筋コンクリート橋脚（以降，RC 橋脚と呼ぶ）では，道路橋示方書¹⁰⁾に示される帯鉄筋および中間帯鉄筋の体積比からコンクリートの終局ひずみを与えて変形性能を評価する手法が実務設計で広く用いられている．しかし，本評価方法を ML 橋脚に適用すると，終局変位塑性率は実測値の半分以下となり十分な評価ができないことが明らかとなっている．この理由は，上記評価方法では外面リブ付鋼管が変形性能に与える影響が考慮されていない点のほか，中間帯鉄筋配置が RC 橋脚と異なる点が挙げられる．すなわち，ML 橋脚は断面内の鋼管を避けて中間帯鉄筋を配置するため，中間帯鉄筋の水平

配置間隔（横拘束筋の有効長 d ）が，標準的な RC 橋脚の 1m を大きく上回る．その結果，従来の評価式では横拘束筋の体積比 ρ_s が極端に小さくなり，コンクリートの終局ひずみおよび橋脚の終局変位を小さく評価することになる．このように，RC 橋脚に準じた方法では直接精度良く終局変位塑性率を評価できないため，実務設計では，数多く実施した正負交番載荷実験で得られた終局変位塑性率の下限值 6 を固定条件として，終局点を評価する方法に留まっている．



(a)鋼管2列タイプ(高さ50m程度以下)



(b)鋼管1列タイプ(高さ20m程度以下)

図4.1.1 ML橋脚の構造概念

本論文は、ML 橋脚の既往の正負交番載荷実験結果をもとに、これまで十分に検証がなされていなかった終局点の定義や終局変位塑性率の評価方法を新たに提案するものである。本橋脚の破壊機構の解明にまでは至っていないが、計 15 体の柱模型試験体の結果を基に要因分析を行うことにより、鋼管のじん性に及ぼす影響を考慮するための因子として新たに横拘束鋼材体積比 κ を定義し、実測の終局変位塑性率を精度良く算定できる実験評価式を提案した。また、耐震性能 2 で許容される損傷度に収めるための、終局時からの割戻安全率を安全側に設定した。

4.2 正負交番載荷実験の概要

4.2.1 試験体の概要

試験体諸元一覧を表4.2.1に、断面タイプ、形状寸法を図4.2.1に示す。試験体は、5つのシリーズから構成された諸元の異なる合計15体の合成橋脚試験体^{11)~16)}である。シリーズI・IIでは、荷重載荷方向に外面リブ付鋼管を1列に配置しており、鋼管本数はそれぞれ2本と3本である。これに対し、シリーズIII・IV・Vは、荷重載荷方向に外面リブ付鋼管を2列に配置しており、鋼管本数はそれぞれ2本、6本、8本である。シリーズIは、帯鉄筋仕様、軸方向鉄筋と鋼管の断面積比 γ および軸力をパラメータにした7体の試験体である。シリーズIIは、軸力を変えた2体の試験体で、シリーズIVは、帯鉄筋配置および量をパラメータにした3体の試験体である。

表4.2.1 試験体諸元一覧

Series	No.	断面 タイプ	B (mm)	H (mm)	せん断 スパン比	主鉄筋 (本数-径)	鋼管 (外径 ϕ -厚さ t)	帯鉄筋 (径-間隔 s)	軸力 (N/mm ²)	t/ϕ	γ (%)	p_n (%)	p_w (%)	ρ_s	ρ_{cs}	ω	κ
I ¹¹⁾¹²⁾	K2-1	I-1	420	180	4.9	16- D6	$\phi 77.6 -4.5$	D6 -120	0.0	0.06	25	0.67	0.19	0.0059	0.0069	0.99	0.0254
	K2-2	I-2	420	180		12- D10	$\phi 75.6 -3.5$	D6 -150	0.0	0.05	54	1.13	0.10	0.0023	0.0027	0.99	0.0168
	K2-3	I-1	420	180		12- D10	$\phi 75.6 -3.5$	D6 -120	0.0	0.05	54	1.13	0.19	0.0059	0.0068	0.99	0.0209
	K2-4	I-1	420	180		12- D10	$\phi 75.6 -3.5$	D6 -60	0.0	0.05	54	1.13	0.38	0.0117	0.0136	0.99	0.0277
	K2-5	I-1	420	180		16- D10	$\phi 73.6 -2.5$	D6 -120	0.0	0.03	102	1.51	0.19	0.0059	0.0068	0.99	0.0166
	K2-6	I-2	420	180		12- D10	$\phi 75.6 -3.5$	D6 -150	2.0	0.05	54	1.13	0.10	0.0023	0.0027	1.00	0.0169
	K2-7	I-1	420	180		12- D10	$\phi 75.6 -3.5$	D6 -120	2.0	0.05	54	1.13	0.19	0.0059	0.0068	1.00	0.0210
II ¹³⁾¹⁴⁾	K3-1	II-1	2500	800	4.7	40- D19	$\phi 500 -6.0$	D13 -100	0.5	0.01	41	0.57	0.20	0.0066	0.0100	0.93	0.0212
	K3-2	II-1	2500	800		40- D19	$\phi 500 -6.0$	D13 -100	1.0	0.01	41	0.57	0.20	0.0066	0.0100	0.93	0.0212
III ¹⁵⁾	R2-1	III-1	320	620	5.0	-	$\phi 200 -7.0$	D10 -75	2.5	0.04	-	0.00	0.59	0.0088	0.0107	0.63	0.0194
	R2-2	III-2	320	620	2.9	12- D10	$\phi 200 -7.0$	D10 -75	0.0	0.04	10	0.43	0.59	0.0088	0.0107	0.74	0.0209
IV ⁵⁾	R6-1	IV-1	1000	500	4.0	78- D10	$\phi 150 -2.0$	D6 -45	1.0	0.01	100	1.11	0.28	0.0085	0.0101	0.55	0.0128
	R6-2	IV-2	1000	500		78- D10	$\phi 150 -2.0$	D10 -50	1.0	0.01	100	1.11	0.29	0.0063	0.0086	0.44	0.0127
	R6-3	IV-1	1000	500		78- D10	$\phi 150 -2.0$	D6 -100	1.0	0.01	100	1.11	0.13	0.0038	0.0045	0.59	0.0075
V ¹⁶⁾	R8-1	V-1	1250	500	5.0	30- D13	$\phi 114.3 -3.5$	D6 -85	0.0	0.03	39	0.61	0.24	0.0068	0.0087	0.74	0.0206

B : 断面幅, H : 断面高さ, γ : 軸方向鉄筋と鋼管の面積比 (軸方向鉄筋全断面積/鋼管全断面積 $\times 100$), p_n : 軸方向鉄筋比, p_w : 帯鉄筋比, ρ_s : 横拘束筋の体積比 ($4 \times A_h / (d \times s)$), A_h : 帯鉄筋1本あたりの断面積, s : 横拘束筋の高さ方向間隔, d : 横拘束筋の有効長, ρ_{cs} : 本提案における横拘束筋の体積比 ($4 \times A_h \times d / (d^2 - \phi^2 \times \pi / 4) / s$, ϕ : 鋼管の外径), ω : 降伏強度補正係数, κ : 横拘束鋼材体積比 ($(4 \times A_h \times d + \omega A_s) / (d^2 - \phi^2 \times \pi / 4) / s$)

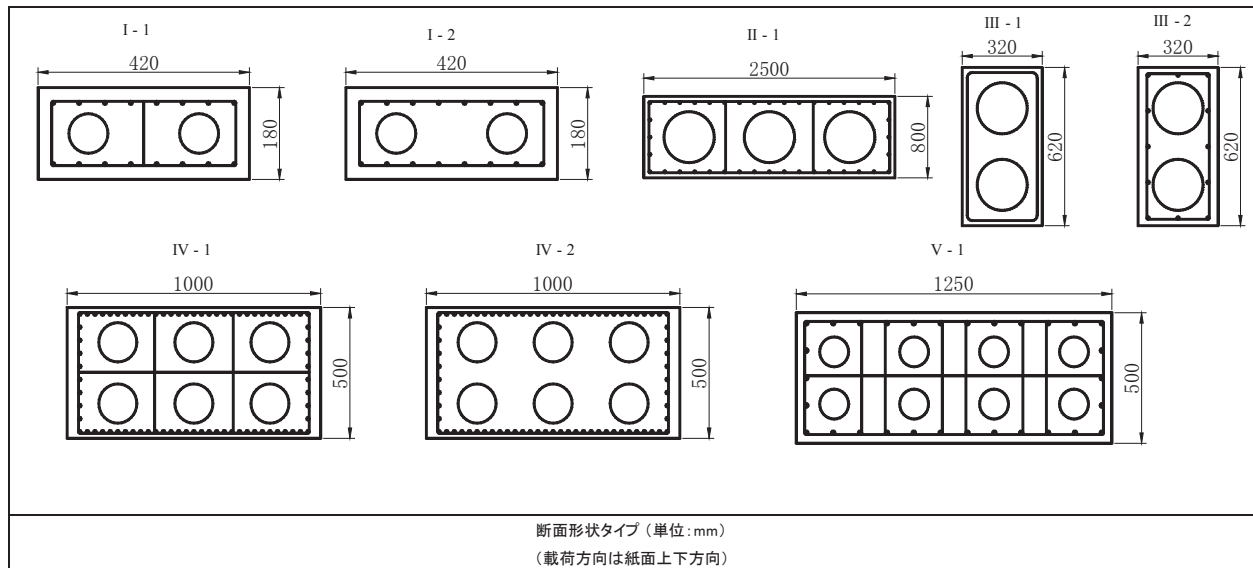


図4.2.1 試験体の断面タイプ

外面リブ付鋼管の外径は73.6mm～500mmで、降伏強度は182～360N/mm²の範囲である。リブは、鋼管にビード溶接により設置したものと鋼管を削り出して製作したものがある。実験に用いる外面リブ付鋼管のリブは、実鋼管の縮小モデルとすることが望ましいが、実鋼管のリブ高さが2.5mmと小さく、これ以上縮小してリブを設置できない製作上の理由から、いずれの試験体においても、鉄道構造物等設計標準¹⁷⁾における鋼管のずれ止め（突起）によるコンクリートの極限付着強度式を用い、実物大のリブとコンクリートの付着強度が同等になるよう、リブ間隔とリブ高さを設定した。鉄筋の降伏強度は355～447N/mm²とし、コンクリートの圧縮強度は実構造物で一般に使用される30～40N/mm²の範囲を考え、実際には29.4～42.8N/mm²となった。R2-1試験体は、軸応力が大きいことから50N/mm²程度のコンクリート強度を想定し、55.5N/mm²となった。なお、R2-1試験体は、実構造物では想定していない軸方向鉄筋を配置しない試験体であり、軸応力を大きくし、鋼管の座屈状態を観察する目的で設定した。

いずれの試験体も、橋脚基部から h （ h は載荷方向の断面高さ）の高さまで外面リブ付鋼管内に中詰めコンクリートを打設している。これは塑性ヒンジが形成される領域において外面リブ付鋼管が内側に座屈することを防止するためである。また、外面リブ付鋼管のフーチングへの埋込み長は、本工法の定着部実験の結果¹⁸⁾から、 $2D$ （ D は鋼管外径）以上として、外面リブ付鋼管の抜け出しを防止している（図4.2.2）。

載荷方法は、鋼材の初降伏時の変位 δ_{y0} の整数倍の変位を正負3回ずつ繰り返し、荷重が大きく低下するまで載荷を行った。なお、シリーズIVに関しては、後述する式(4.1)により計算した δ_y を降伏変位として載荷を行った。

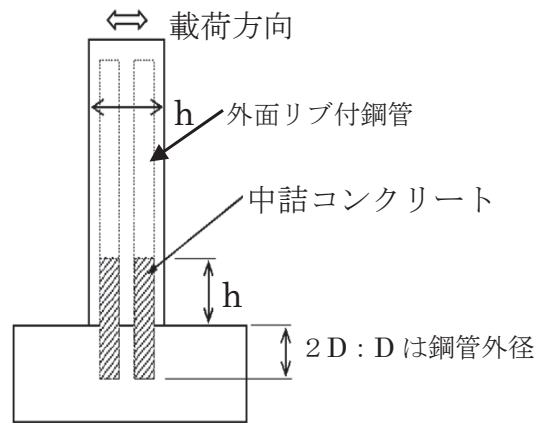


図4.2.2 外面リブ付鋼管中詰めコンクリートの概要

4.2.2 実験結果

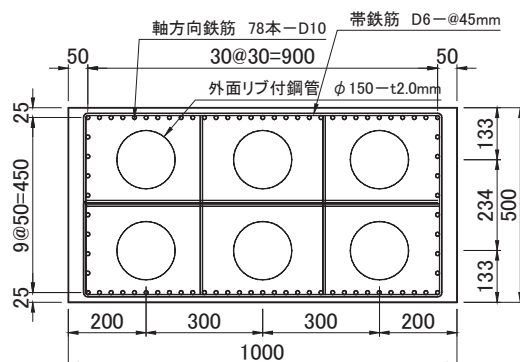
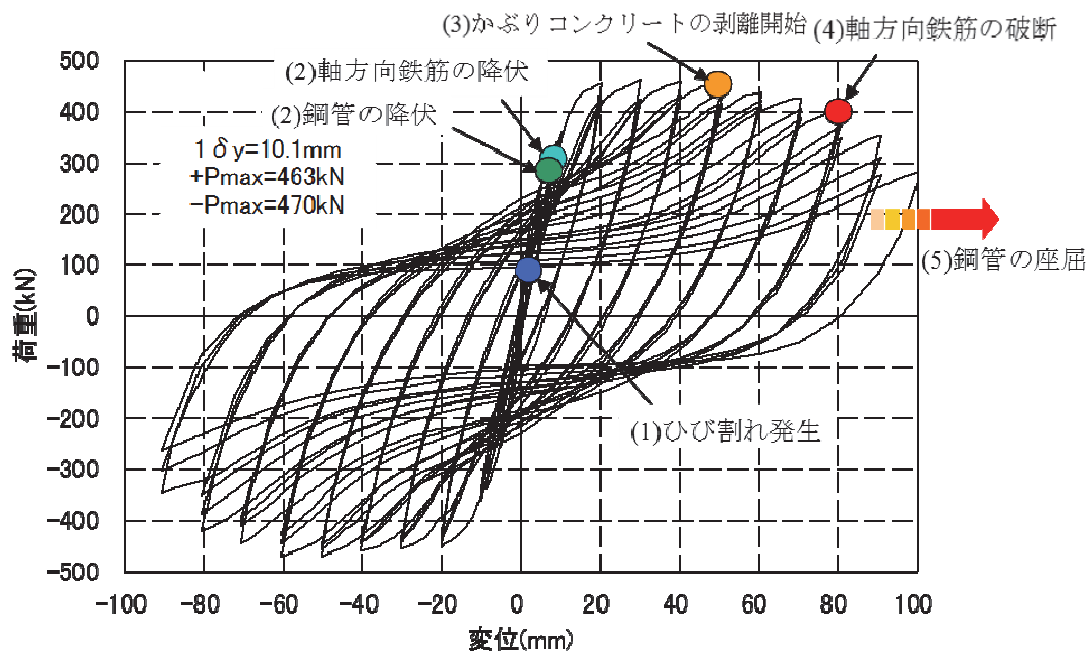
a) 荷重と変位の関係

全 15 体の試験体を代表して、実物大からの縮小率が小さく、相似則を比較的忠実に再現している R6-1 試験体の荷重と変位の関係および損傷の進展について表 4.2.2, 図 4.2.3 に整理して示す。併せて、主な損傷の進展状態を確認できるように、損傷状態を写真 4.2.1 に示した。R6-1 試験体では $1\delta_y$ で曲げひび割れが進展し、正荷重側では $3\delta_y$ 、負荷重側では $6\delta_y$ で最大荷重を示した。 $5\delta_y$ でかぶりコンクリートの剥離が発生した後、荷重の低下が少し早くなり、 $8\delta_y$ において軸方向鉄筋の破断が発生し、 $9\delta_y$ において荷重が大きく低下した。

R2-1, R2-2, R6-3の3体は、実験時における鋼管のかぶり部損傷が比較的進んでおり、容易にかぶりコンクリートを除去して鋼管を目視確認することができたが、その他の試験体は、コンクリート除去が困難であり、鋼管が座屈したかどうかは不明である。鋼管を目視確認できた3体は、いずれも鋼管が座屈していた。座屈は、荷重が大きく低下した後、観察することができた。R6-3試験体は、帯鉄筋の量が比較的小さい試験体で、軸方向鉄筋が破断し始めてからさらに変形を増大させたときに、軸方向鉄筋内側のコアコンクリートの損傷が進行した。損傷したコンクリートを取り除いてみたところ、外面リブ付鋼管の座屈が観察された(写真4.2.2)。R2-2試験体も、軸方向鉄筋が破断した後軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの損傷が大きくなり、外面リブ付鋼管の座屈が確認された。R2-1試験体は軸方向鉄筋を有しない試験体であるが、外面リブ付鋼管の周りのコンクリートが損傷を受けて外面リブ付鋼管が露出した段階では座屈は見られなかった。その後、 $11\delta_{y0}$ という大きな変形を受けて初めて外面リブ付鋼管が座屈して荷重が低下した。座屈を確認できたいずれの試験体も、座屈の状態は象足の状態であることを確認した。

表4.2.2 損傷の進展状況（R6-1試験体）

載荷振幅	変位(mm)	損傷の進展
0～1 δ_y （図-4中の(1), (2)）	0～10.2	曲げひび割れ進展，軸方向鉄筋および鋼管の降伏
2 δ_y	20.4	曲げひび割れ進展
3 δ_y	30.6	曲げひび割れ進展
4 δ_y	40.8	曲げひび割れ進展
5 δ_y （図-4中の(3)）	51.0	かぶりコンクリートの剥離，鋼管位置で縦方向のひび割れ発生
6 δ_y	61.2	かぶりコンクリートの剥離進行
7 δ_y	71.4	かぶりコンクリートの剥離進行，徐々に荷重が低下
8 δ_y （図-4中の(4)）	81.6	鉄筋破断発生，大きな荷重の低下は見られない
9 δ_y	91.8	鉄筋破断の進行，大きな荷重の低下



（R6-1試験体断面配筋）

図4.2.3 荷重－変位関係（R6-1）

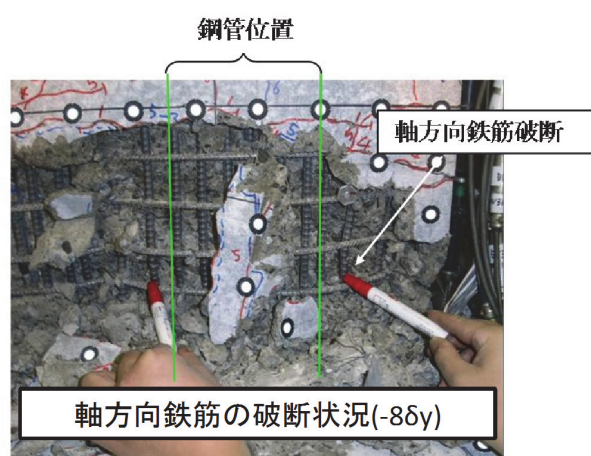
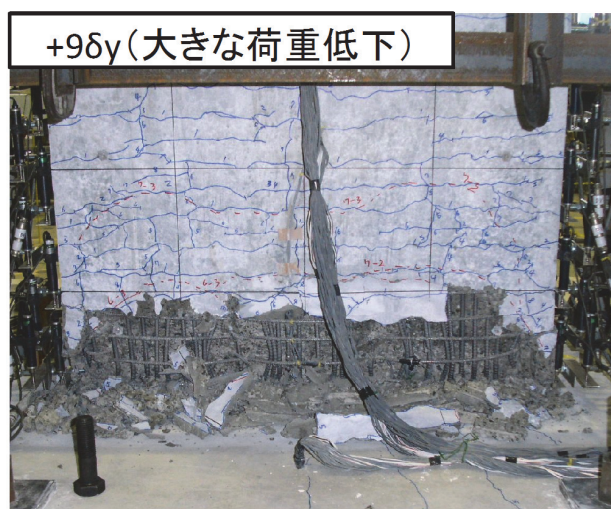
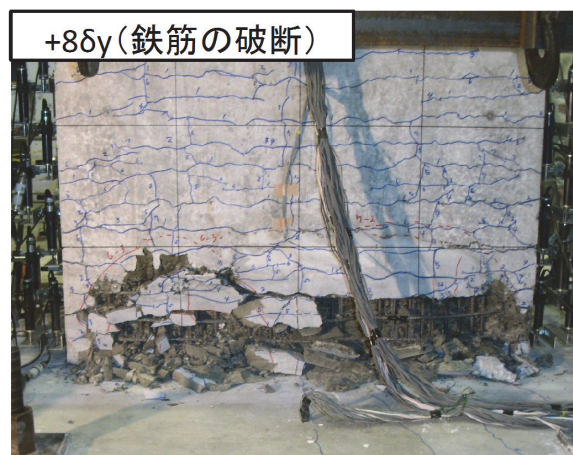
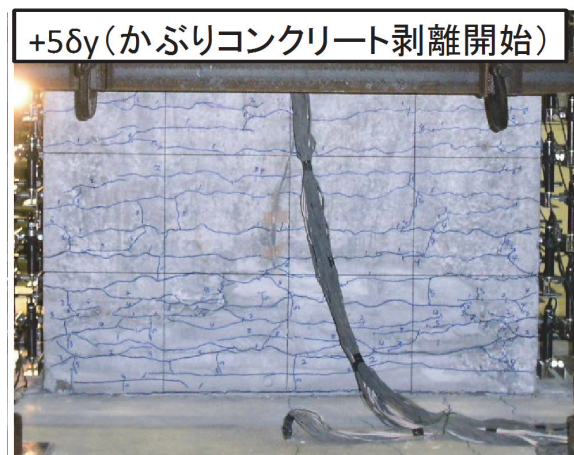
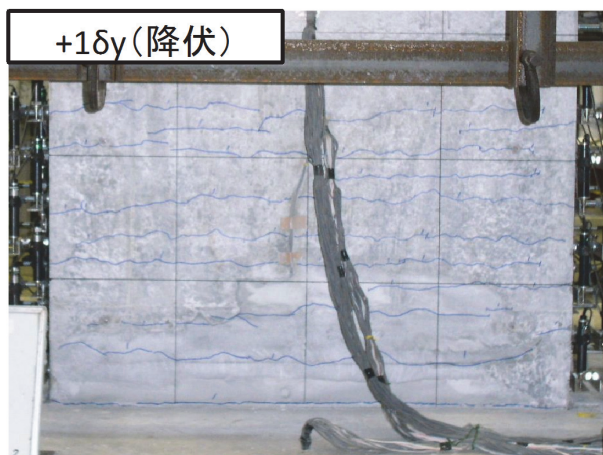


写真4.2.1 主な損傷の状態 (R6-1)

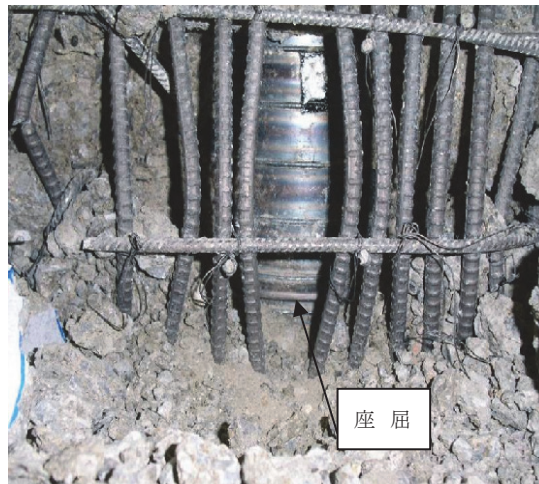


写真4.2.2 外面リブ付鋼管の座屈(R6-3)

ML橋脚試験体15体の荷重と変位の関係を図4.2.4(1)～(3)に示す．図中，かぶりコンクリートの剥離，軸方向鉄筋の破断，鋼管の座屈の3つの損傷について，確認できた範囲でその損傷が初めて発生した時点をプロットしている．いずれの試験体も詳述したR6-1試験体と同様の順番に損傷が進展し，軸方向鉄筋の破断後に荷重が大きく低下している．図4.2.4には最大荷重を破線で，水平荷重が最大荷重の80%に低下した荷重レベルを実線で示している．これより，軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷の進展により荷重が大きく低下する点は，水平荷重が最大荷重の80%に低下した以降に生じていることが分かる．このことから，ML橋脚の終局点を水平荷重が最大荷重の80%に低下した時点と定義することで，かぶりコンクリート剥離進展と軸方向鉄筋の破断までの損傷進展区間に，終局点を安全側に設定することができる．

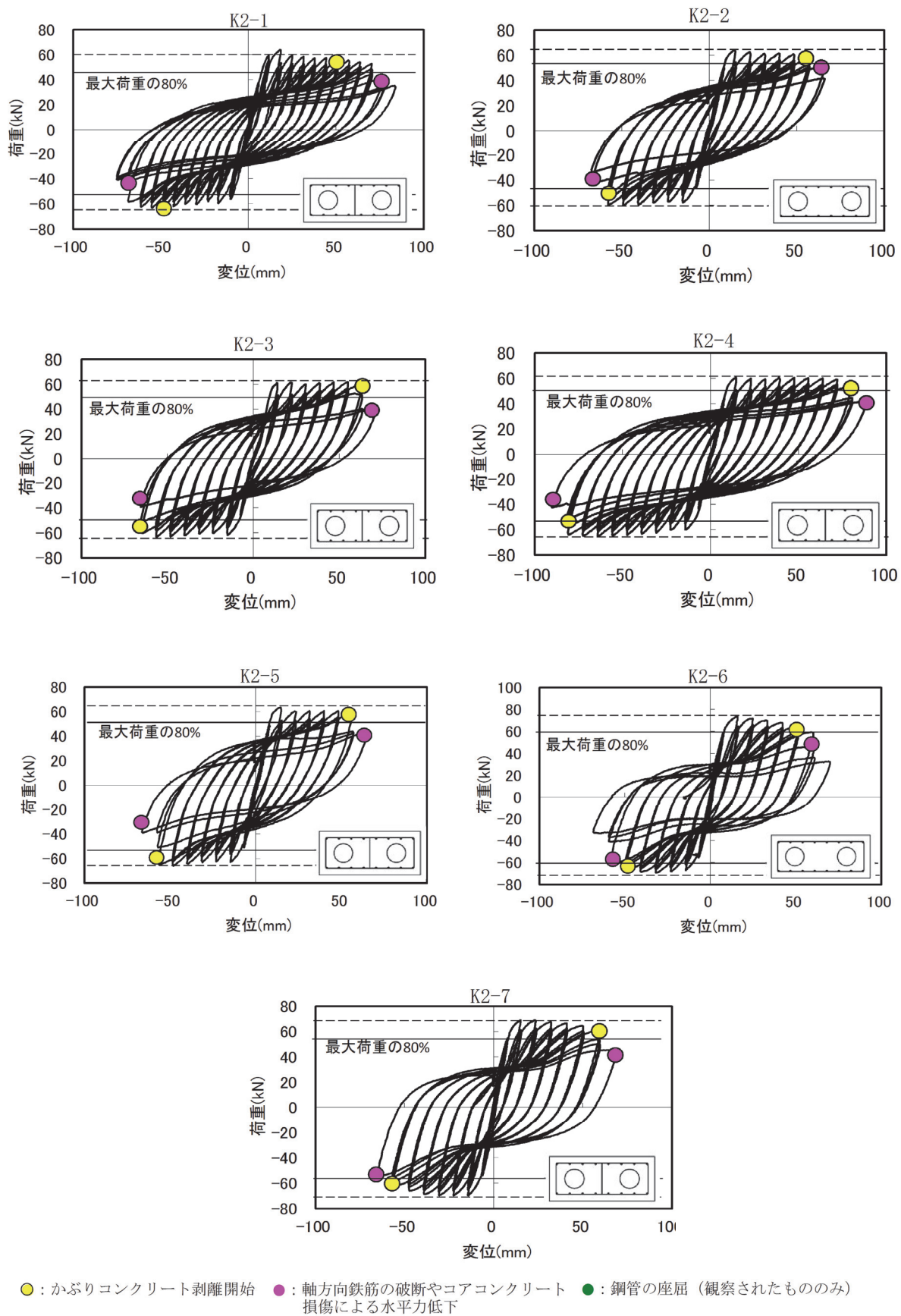


図4.2.4(1) 荷重-変位関係 (シリーズI)

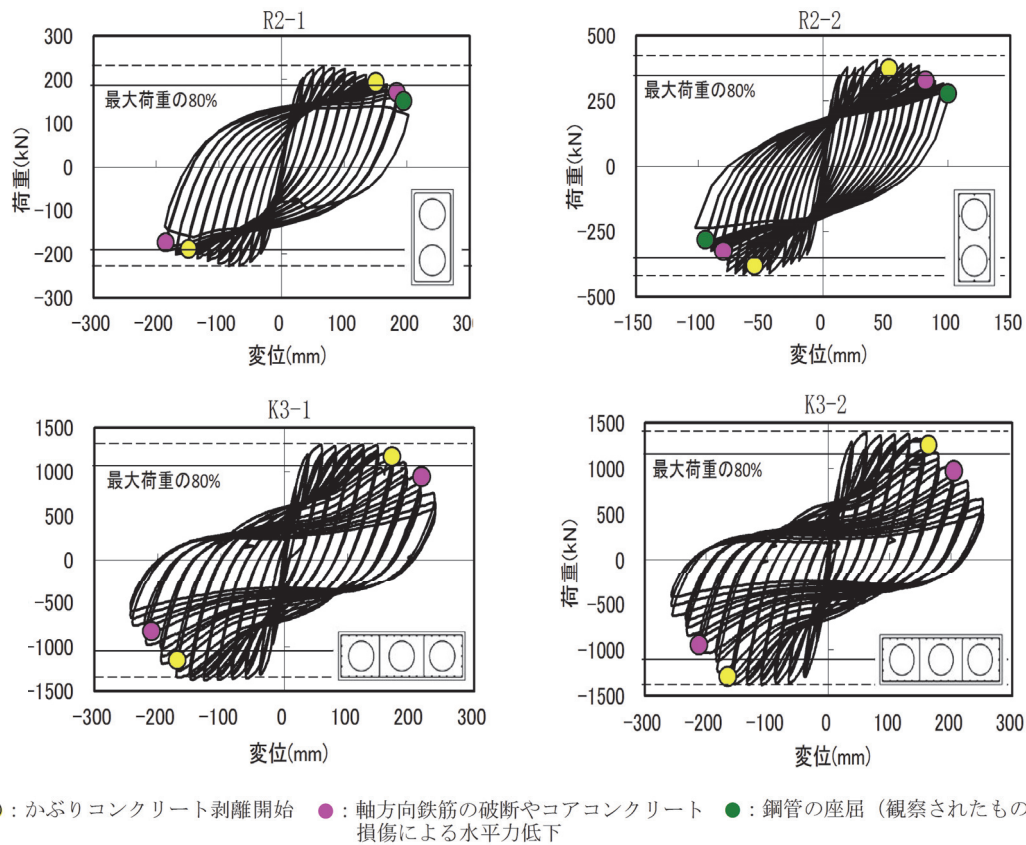


図4.2.4(2) 荷重-変位関係（シリーズⅡ，Ⅲ）

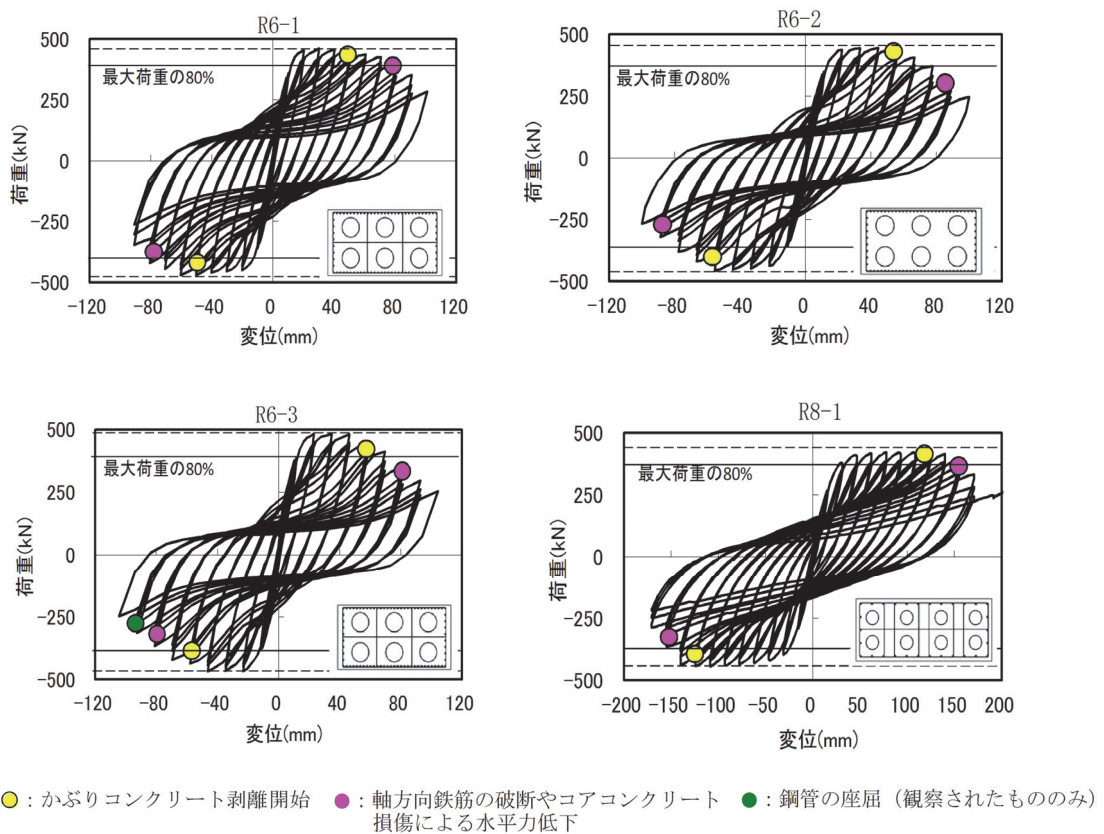


図4.2.4(3) 荷重-変位関係（シリーズⅣ，Ⅴ）

b) 終局耐力

実験結果と計算結果をまとめて表4.2.3に示す。終局耐力の計算値は、鋼管を分割して鉄筋に置き換えて鉄筋コンクリート断面として扱う方法¹⁹⁾で道路橋示方書・耐震設計編¹⁰⁾に示されるコンクリートの応力ひずみ関係を用いて算出した。なお、計算に用いる材料の特性は、材料試験結果を用いることとした。計算値は、道路橋示方書に準拠してかぶりコンクリートを無視して終局ひずみを軸方向鉄筋位置に設定して計算した水平耐力を $P_{\max 1}$ とし、かぶりコンクリートを考慮して終局ひずみを断面最外縁に設定して計算した最大荷重を $P_{\max 2}$ とした。後者の $P_{\max 2}$ は、実験における最大水平力と比較する目的で試算したもので、 $P_{\max 2}$ 時には、まだ、かぶりコンクリートが比較的健全であることを反映した試算結果である。図4.2.5は、降伏荷重 P_{y0} と最大荷重 $P_{\max 2}$ に関して、横軸に計算値、縦軸に正負交番載荷実験の実験値を示す。赤丸が $P_{\max 2}$ で、青四角が降伏荷重 P_{y0} を示す。図には、筆者らが実施したリブのない鋼管を用いた橋脚模型の正負交番載荷実験結果^{12), 14)}も併せて白抜きのひし形でプロットした。これより、降伏荷重の計算値が少し大きめの試験体があるものの、全体の傾向として、降伏荷重および最大荷重の計算値は実験値を比較的精度良く評価している。しかし、リブのない鋼管を用いた試験体の実験値は全体的に小さく、そのほとんどが計算値を下回っている。このことから、リブは、鋼管とコンクリートを一体化し、ひずみの平面保持を成立させる重要な役割を持っていることが分かる。参考に、リブの無い鋼管を用いた複合橋脚を対象とした指針⁴⁾では、平面保持が成立しないことに配慮し、RC理論で算出した最大曲げモーメントを90%に低減することとしている。

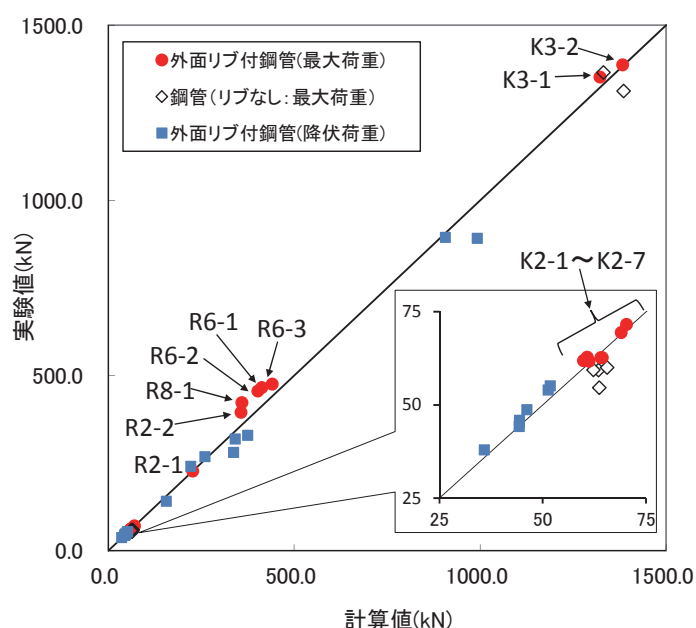


図4.2.5 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

表4.2.3 実験結果一覧

Series	No.	断面 タイプ	降伏時						終局耐力(kN)			終局変位塑性率		
			荷重(kN)		変位(mm)			先に降伏 した鋼材	実験値	計算値		実験値 ^{※1}	計算値(1) ^{※2}	計算値(2) ^{※3}
			実験値	計算値 P_{y0}	実験値 $\delta_{y0,exp}$	計算値	降伏変位 δ_y			P_{max1}	P_{max2}			
I	K2-1	I-1	37.9	35.9	6.7	8.1	8.3	主鉄筋	61.9	44.4	59.9	8.7 (6.2)	2.1	8.8
	K2-2	I-2	45.9	44.4	7.8	9.2	8.5	主鉄筋	61.7	48.4	61.2	7.2 (6.7)	1.8	7.2
	K2-3	I-1	45.2	44.4	7.8	9.1	8.6	主鉄筋	62.7	49.1	64.4	7.7 (7.4)	2.1	8.0
	K2-4	I-1	44.2	44.3	8.0	9.3	9.0	主鉄筋	62.7	49.7	64.1	9.5 (9.0)	2.7	9.3
	K2-5	I-1	48.7	46.2	7.4	9.7	8.1	主鉄筋	62.8	50.3	60.8	7.7 (7.0)	2.1	7.1
	K2-6	I-2	55.1	51.8	7.8	8.9	8.3	主鉄筋	71.6	55.3	70.3	6.9 (6.2)	1.5	7.2
	K2-7	I-1	54.0	51.3	7.6	8.9	8.4	主鉄筋	69.4	56.4	69.0	7.4 (6.9)	1.8	8.0
II	K3-1	II-1	895	906	17.9	22.4	23.0	主鉄筋	1352	1165	1322	8.6 (8.4)	3.0	8.0
	K3-2	II-1	892	992	19.8	20.5	24.1	主鉄筋	1387	1207	1383	8.1 (6.5)	3.1	8.0
III	R2-1	III-1	142	156	19.0	21.9	23.4	鋼管	228	192	227	7.6 (6.5)	3.1	8.9
	R2-2	III-2	241	222	6.1	8.6	9.1	主鉄筋	395	329	357	9.1 (5.7)	3.6	9.1
IV	R6-1	IV-1	319	341	8.9	12.2	10.2	鋼管	466	390	413	8.6 (5.0)	3.6	7.8
	R6-2	IV-2	281	337	9.8	12.5	11.1	鋼管	456	381	402	7.2 (5.0)	3.2	7.8
	R6-3	IV-1	330	375	10.4	12.2	11.6	鋼管	476	417	441	6.7 (5.0)	2.4	6.9
V	R8-1	V-1	269	260	14.2	16.6	17.2	鋼管	423	314	359	9.0 (8.1)	3.2	9.1

※1: 終局変位塑性率は水平荷重が最大荷重の80%に低下した時点. ()内は, かぶりコンクリート剥離開始時の塑性率.

※2: 計算値(1)は道路橋示方書¹⁰⁾にしたがって計算した終局変位塑性率に軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮.

※3: 計算値(2)は本提案により計算した終局変位塑性率で鋼管1列の場合 $\mu = 190\kappa + 4.0$, 鋼管2列の場合 $\mu = 169\kappa + 5.6$.

c) 終局変位塑性率

各試験体の終局変位塑性率は, 終局変位を降伏変位 δ_y で除して求めた. 終局変位塑性率算出の基準となる降伏変位はガイドライン (案)²⁰⁾に従って, 以下の式(4.1)で求めた. なお, シリーズIV以外は, 式(4.1)ではなく初降伏変位 δ_{y0} を基準として実験を行っているが, これらの試験体も式(4.1)の降伏変位 δ_y を用いて終局変位塑性率を算出した.

$$\delta_y = \frac{P_{\max}}{P_{y0}} \times \delta_{y0,exp} \quad (4.1)$$

ここに, δ_y : 降伏変位, P_{\max} : 材料の強度試験結果を用いて計算した部材の水平耐力 (表4.2.3中の $P_{\max1}$), P_{y0} : 材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏するときの水平力, $\delta_{y0,exp}$: 実験における初降伏変位である. 実験時の終局変位は, 安全側に前項で提案した水平荷重が最大荷重の80%に低下した時点の変位と仮定した. 表4.2.3に示した降伏時変位量の計算値および終局変位塑性率の計算値(1)は, 道路橋示方書¹⁰⁾に従い算定した躯体変形量に, 石橋らの研究結果²¹⁾に基づくフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し量を加算して算定した. これは, 実験の変位量が伸び出し量を含んだものであり, それと対比するためには, 計算値にも道路橋示方書¹⁰⁾では考慮していない

伸び出し量の影響を加算する必要があったためである。なお、軸方向鉄筋の伸び出しに対する鋼管の影響に関しては十分な検証がなされていない。軸方向鉄筋に鋼管が近接する範囲は、円形鋼管の最外縁における限定的な範囲であることから、鋼管の軸方向鉄筋に与える影響は顕著ではないと考え、鋼管の影響はないものと仮定して軸方向鉄筋の伸び出し量を算出した。なお、道路橋示方書は平成24年に改定されているが、破壊進展を明確にした上で構造の終局点を定義し、そこから耐震性能を満足するのに十分な安全率を有する限界点を見つけることが耐震性能確保の第一歩であるとの視点から、この方法を採用する平成14年版の道路橋示方書の考え方を採用した。

表4.2.3において、道路橋示方書¹⁰⁾に従い算定した終局変位塑性率の計算値(1)は、何れも実験値より小さくなっている。これは、道路橋示方書が横拘束筋の体積比からコンクリートの終局ひずみを与えてじん性を評価する手法であり、外面リブ付鋼管のじん性に及ぼす影響が考慮されていないことが要因の一つとして考えられる。後述する式(4.11)の評価式で算定された計算値(2)は、実験値を比較的精度良く推定している。これについては、次章において詳述することにする。なお、文献12)、14)の実験結果より、外面リブの有無を反映した試験体の比較実験により得られた終局変位塑性率は、文献12)でリブ有が7.7～8.9であるのに対して、リブ無が6.9～9.0の範囲、文献14)ではリブ有が10.0～10.1に対し、リブ無が9.9～10.1の範囲であり、両者には顕著な差がないことから、外面リブの有無が終局変位塑性率に与える影響は明確ではない。

4.3 終局変位塑性率の評価

4.3.1 終局変位塑性率に影響を与える要因の分析

実験結果をもとに、ML橋脚の終局変位塑性率 μ に影響を及ぼす要因を分析する。既往のRC橋脚の研究^{22)～27)}により終局変位塑性率に影響を与える要因として明らかになっている、軸力、縮小率、曲げせん断耐力比、横拘束筋の体積比等に加え、本橋脚特有の要因として、軸方向鉄筋と鋼管の断面積比を取り上げた。表4.3.1に検討した要因の一覧と相関係数を示す。結果から分かるように、終局変位塑性率 μ との相関が高い要因では、鋼管1列配置と2列配置で傾向が異なるものがあることも踏まえ、分析は、鋼管1列配置と2列配置に分けて行うことにした。なお、鋼管の座屈状態を観察する目的で実験したR2-1試験体は、実構造物で想定していない軸方向鉄筋を配置しない試験体であり、実用化構造の範疇と誤解を受けないよう、以降の要因分析では除外している。以下は、比較的相関の高い要因について詳述した。

a) 軸方向鉄筋と外面リブ付鋼管の断面積比 γ

軸方向鉄筋と外面リブ付鋼管とのバランスに着目し，その比率 γ を以下の式(4.2)で示す．

$$\gamma = \frac{A_s}{A_t} \times 100 \quad (4.2)$$

ここに， γ ：軸方向鉄筋と外面リブ付鋼管の断面積比（％）， A_s ：軸方向鉄筋断面積， A_t ：外面リブ付鋼管断面積であり，軸方向鉄筋量が多くなると γ は大きくなりRC橋脚の仕様に近づくことを意味する．

図4.3.1は， γ と実測の終局変位塑性率 μ との関係を示している．図には，全試験体の名称を表記するとともに，外面リブ付鋼管配列が1列と2列の場合の傾向をつかめるよう，1列は白抜きで2列は黒塗の凡例で示し，それぞれの近似直線を表示した．図より，相関係数 R は，鋼管1列で0.32とやや低いものの，鋼管2列で0.76と比較的高く， γ が小さくなるにつれ終局変位塑性率 μ が増加する傾向にあることがわかる．このことは， γ 以外の条件を共通にした試験体として，K2-1，K2-3，K2-5試験体の赤塗の3点のプロットが，鋼管1列の近似直線と同様な傾向を示している点からも考察できる．

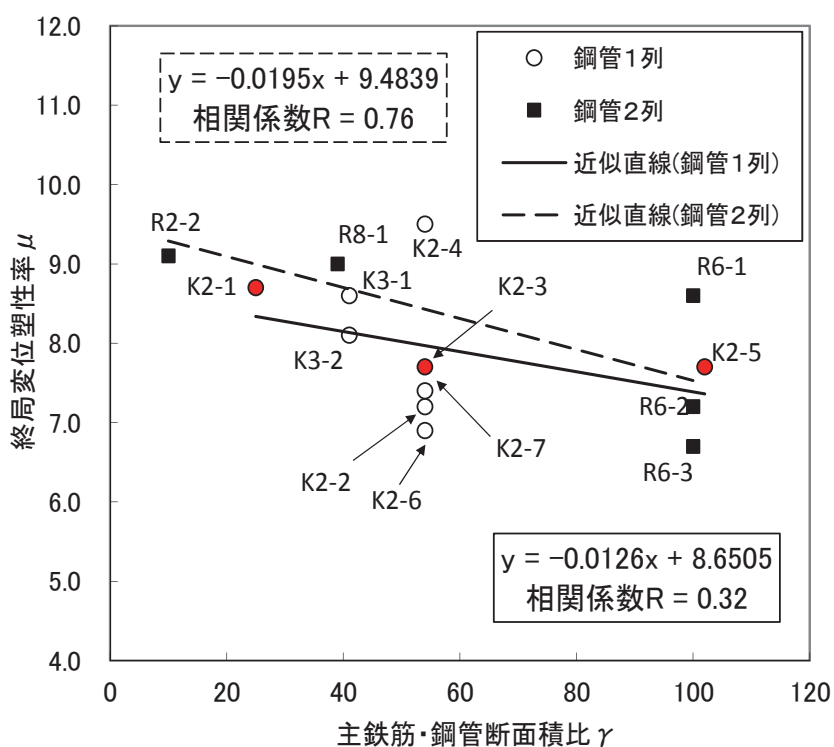


図4.3.1 γ と μ の関係

b) 曲げせん断耐力比 P_s/P_u

曲げせん断耐力比を算出するにあたり，せん断耐力 P_s は，合成構造はりのせん断実験の結果⁹⁾から，鉄筋コンクリート橋脚で考慮されるコンクリートの負担分，帯鉄筋の負担分に加え，鋼管の負担分を考慮して計算するものとした．鋼管が負担できるせん断力は，建築学会「鉄筋鉄骨コンクリート計算基準・同解説」²⁸⁾を参考に，鋼管の純せん断耐力と式(4.3)に示す塑性曲げモーメントにより算定したせん断耐力のうち小さい方とした．

$$Q_{bU} = \sum \frac{M_U}{l} \quad (4.3)$$

ここに， Q_{bU} ：鉄骨部分の終局せん断耐力， M_U ：鋼材の塑性モーメント， l ：せん断スパン長，を示す．

図4.3.2は，曲げせん断耐力比 P_s/P_u と実測の終局変位塑性率 μ との関係を示している．これより， P_s/P_u の増加に伴い，終局変位塑性率 μ は向上する傾向にある．相関係数 R は，鋼管1列で0.98と極めて高く，鋼管2列の場合も0.69と比較的高い相関を示している．また，曲げせん断耐力比に鋼管のせん断耐力を考慮しない場合の相関係数を試算すると，鋼管1列で0.91，鋼管2列で0.43となり，上記指数より低下することから，鋼管のせん断耐力が終局変位塑性率向上に寄与していると考えられる．鋼管の曲げせん断耐力比 P_s/P_u が終局変位塑性率との相関が高い点は，鉄骨コンクリート複合構造やRC橋脚における既往の実験結果²²⁾と対応している．

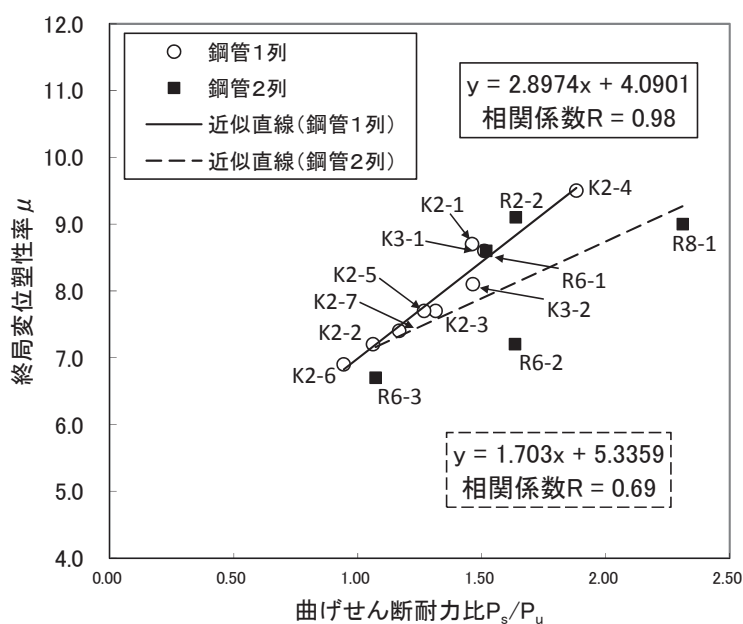


図4.3.2 曲げせん断耐力比と μ の関係

c) 横拘束筋の体積比 ρ_{cs}

写真 4.2.1 に示すように，ML 橋脚は RC 部分の損傷で破壊していることから，RC と同様の評価手法が準用できると仮定し，RC 橋脚の代表的なパラメータとして横拘束筋の体積比 ρ_s を抽出した． ρ_s は，図 4.3.3 の模式図に示すように，有効長 d の横拘束筋で囲まれたコンクリート体積に占める横拘束鉄筋量の割合を示す．ML 橋脚においては，鋼管中詰めコンクリートに着目すると，軸圧縮力による側方への膨張を鋼管で拘束していると考え，横拘束筋の拘束領域より鋼管分を控除した．この点を反映した横拘束筋の体積比として， ρ_{cs} を以下の式(4.4)のように定義する．

$$\rho_{cs} = \frac{4A_h d}{s \left(d^2 - \frac{1}{4} \pi \phi^2 \right)} \quad (4.4)$$

ここに， ϕ ：鋼管の直径， A_h ：横拘束筋 1 本あたりの断面積， d ：横拘束筋の有効長， s ：横拘束筋の間隔である．

図 4.3.4 は， ρ_{cs} と実測の終局変位塑性率 μ の関係を示している．図より，ばらつきはあるものの， ρ_{cs} の増加に伴い μ は増加する傾向にあり，相関係数 R は鋼管 1 列で 0.88，鋼管 2 列で 0.81 と比較的高い相関を示している．

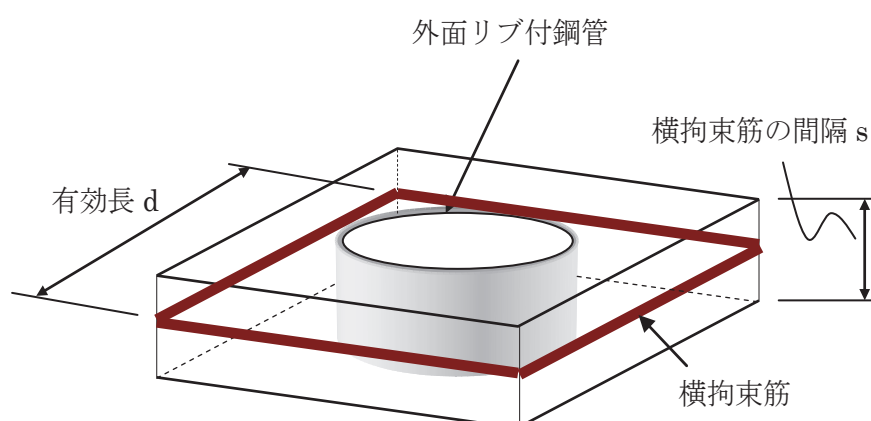


図4.3.3 横拘束筋の模式図

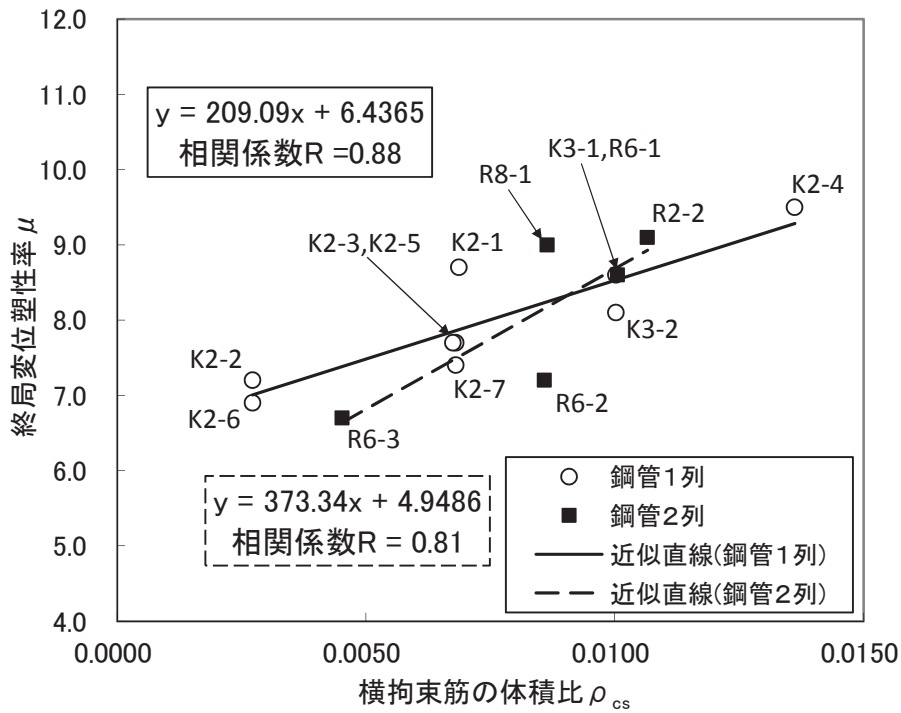


図4.3.4 ρ_{cs} と μ の関係

d) 横拘束鋼材体積比 κ

終局変位塑性率と相関が高い横拘束筋の体積比 ρ_{cs} を基本とし，外面リブ付鋼管断面積を考慮して，新たに横拘束鋼材体積比 κ を式(4.5)のように定義した．式(4.5)は，図4.3.3における有効長 d ，横拘束筋鉛直間隔 s で囲まれた範囲で，外面リブ付鋼管を除いたコンクリート体積における，横拘束筋に加えて補正した外面リブ付鋼管断面積を反映して算出される鋼材体積の割合を示したものである．一般的な ρ_s の式からの相違点は，横拘束筋が拘束する領域から外面リブ付鋼管分を控除した点と従来の横拘束筋に補正した鋼管断面積 ωA_t を加算した点である．鋼管断面積を加算した理由は，曲げせん断耐力比の要因分析より，鋼管のせん断耐力が終局変位塑性率に寄与している点が明らかになったためである．

$$\kappa = \frac{V_m}{s \left(d^2 - \frac{1}{4} \pi \phi^2 \right)} \quad (4.5)$$

$$V_m = 4 A_h d + \frac{1}{2} \omega A_t s \quad (4.6)$$

$$\omega = \frac{\sigma_{py}}{\sigma_{wy}} \quad (4.7)$$

ここに， V_m ：横拘束鋼材体積， φ ：鋼管の直径， A_h ：横拘束筋 1 本あたりの断面積， d ：横拘束筋の有効長， s ：横拘束筋の間隔， A_t ：外面リブ付鋼管断面積， ω ：降伏強度補正係数， σ_{wy} ：帯鉄筋の降伏応力度， σ_{py} ：鋼管の降伏応力度である．式(4.6)には，帯鉄筋と鋼管の降伏応力度差を補正する目的で ω を乗じた．このほか，鋼管のせん断有効面積を全面積の半分とする設計要領第二集⁴⁾の規定に基づき，1/2 を鋼管断面積に乗じた．図 4.3.5 には， κ と実測の終局変位塑性率 μ の関係を示している．図より， κ の増加に伴い μ は増加する傾向にあり，相関係数 R は従来の横拘束筋の体積比 ρ_s を修正し新たに提案した ρ_{cs} と比較し，鋼管 1 列で 0.88 から 0.90，鋼管 2 列で 0.81 から 0.89 に，いずれも精度が向上していることを確認した．

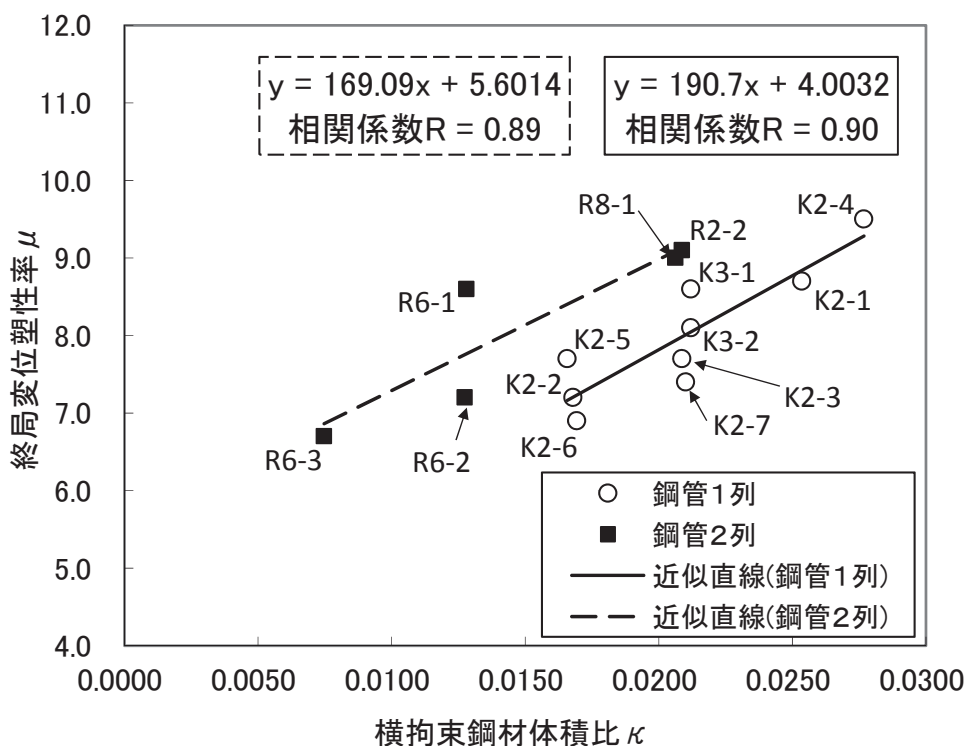


図4.3.5 κ と μ の関係

4.3.2 要因分析結果

要因分析により得られた相関係数をまとめたものを表 4.3.1 に示す。表には、本文で考察していないその他の要因として、初期軸力 σ_0 、試験体の縮小率、試験体断面高さおよび断面扁平率の結果も示した。これをもとに、終局変位塑性率に影響を及ぼす要因について考察する。表に示す相関係数は、鋼管 1 列、2 列およびその平均値を基本とするが、鋼管 1 列と 2 列に特に大きな違いのない相関の低い要因については、全体の相関係数を算出して示した。

表中、終局変位塑性率との相関が最も高いのは、鋼管 1 列の場合の曲げせん断耐力比で相関係数は 0.98 であるが、鋼管 2 列の場合は 0.69 と比較的低い。これに対し、鋼管 1 列および 2 列ともに高い相関を示したのが横拘束鋼材体積比 κ であり、相関係数の平均値は 0.90 となり、表中最も高い相関係数である。

その他の要因については、終局変位塑性率との相関は高くない。試験体の縮小率については、今回の試験の範囲ではその影響は小さく、既往の知見^{23), 24)}とも対応している。初期軸力 σ_0 については、0~2.0N/mm² 程度の初期軸力であれば、じん性に与える影響は大きくない RC 橋脚の既往の試験結果^{21), 25), 26)}と対応している。

これまでの分析において、例えば図 4.3.2 のように、鋼管 1 列に比べ鋼管 2 列のほうが実験結果のばらつきが大きいように思われる場合もあった。これは、鋼管 1 列が試験体 9 体のうち 7 体がシリーズ I であり、シリーズ内で断面形状や使用する材料（鉄筋、鋼管等の仕様）が比較的統一されているのに対し、鋼管 2 列は断面形状や材料仕様の比較的異なった試験体で構成されていることや、実験データが鋼管 1 列より少ない点が、要因のひとつと推察する。

以上の分析により、ML 橋脚の終局変位塑性率を精度良く表現できる要因は、「横拘束鋼材体積比 κ 」であることが明らかとなった。

表 4.3.1 要因分析結果

要因	相関係数		
	鋼管1列	鋼管2列	平均
横拘束鋼材体積比 κ	0.90	0.89	0.90
横拘束筋の体積比 ρ_{cs}	0.88	0.81	0.85
曲げせん断耐力比 P_s/P_u	0.98	0.69	0.84
軸方向鉄筋と鋼管の断面積比 γ	0.32	0.76	0.54
軸方向鉄筋比 P_p	0.58		
初期軸力 σ_0	0.55		
試験体の縮小率	0.30		
断面扁平率	0.30		
断面高さ	0.24		

4.3.3 鋼管による横拘束効果のメカニズム

式(4.5)の κ は, RC 橋脚で用いられる横拘束筋の体積比 ρ_s を基本とした ML 橋脚特有の要因である. ここでは, κ に反映した鋼管による横拘束効果のメカニズムを考察する. 考察においては, 鋼管の有する横拘束鋼材としての二つの機能に着目した.

一つ目は, 鋼管が帯鉄筋と共同してせん断力を負担することにより, 帯鉄筋に生じる応力を抑制し降伏を遅らせる機能にある. 鋼管のせん断力負担については, 式(4.6)において, 鋼管断面積を考慮することでその効果を反映している.

二つ目は, 鋼管が横拘束筋で囲まれたコンクリート部分に作用する圧縮力によるコアコンクリートの体積膨張を横拘束筋とともに拘束する機能であり, これによりコアコンクリートの最大応力増大や応力低下の抑制が期待できる. この機能に関しては, 式(4.5)の κ において, 横拘束筋が拘束するコアコンクリートの体積から鋼管内のコンクリート体積を控除することでその効果を反映させている.

上記のメカニズムにより定義された横拘束鋼材体積比 κ を用いてコンクリートの応力-ひずみ関係を確認する. 星隈らのコンクリートの応力-ひずみ関係に関する研究²⁹⁾ および道路橋示方書(平成 24 年版)で示されるコンクリートの応力-ひずみ関係式(図 4.3.6)において, 横拘束筋の体積比 ρ_s を鋼管の機能を反映した横拘束鋼材体積比 κ に置き換えると, 式(4.8)~(4.10)となる.

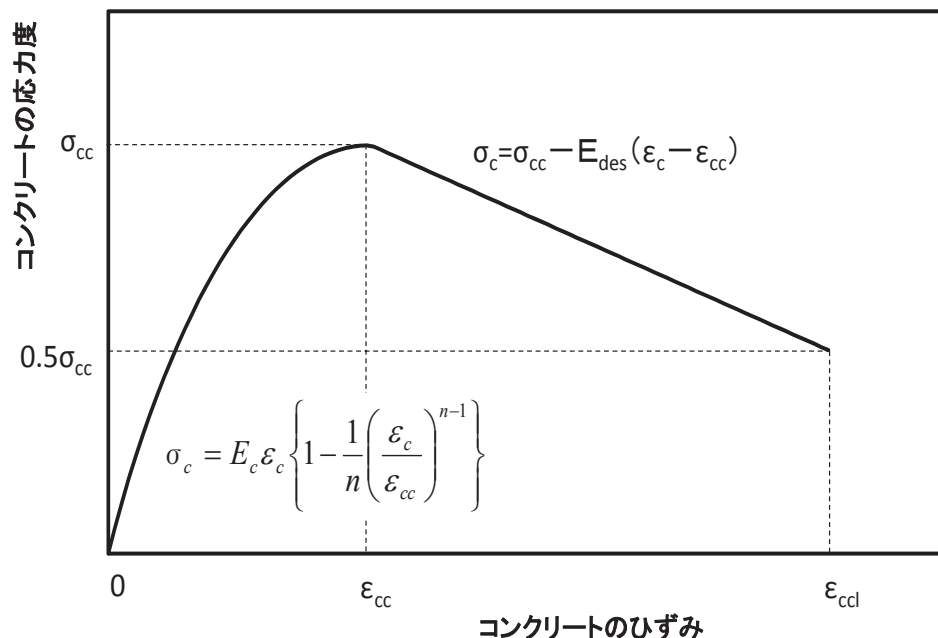


図4.3.6 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha \times \kappa \times \sigma_{sy} \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\kappa \times \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (4.9)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\kappa \times \sigma_{sy}} \quad (4.10)$$

ここに、 σ_{cc} ：横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度、 σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度、 ε_{cc} ：コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ、 E_{des} ：下降勾配、 σ_{sy} ：横拘束筋の降伏点、 α 、 β ：断面補正係数で $\alpha=0.2$ 、 $\beta=0.4$ とする。

図 4.3.7 に、 ρ_s と κ のそれぞれで算出したコンクリートの応力－ひずみ関係を比較して示す。比較対象は、実験結果でも詳述した R6-1 試験体である。図より、 κ を用いた算出結果は、 ρ_s を用いた場合に比べコンクリートの最大応力が増大する傾向を示すとともに、応力低下勾配の抑制と限界圧縮ひずみの増大という鋼管による横拘束効果を反映した応力－ひずみ関係を示している。このように、 κ が鋼管の横拘束効果を考慮した工学的指標であることに加え、要因分析により κ と終局変位塑性率 μ の相関が高いことが明らかになった点を併せて考えると、 κ が ML 橋脚の塑性域における変形性能に大きく関与していることが理解できる。

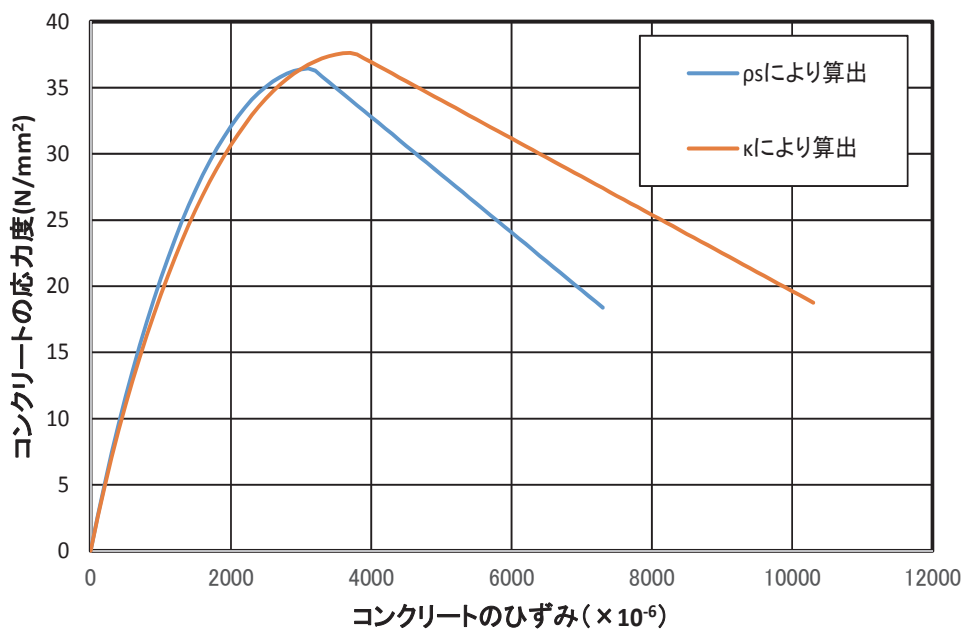


図4.3.7 コンクリートの応力－ひずみ関係の
計算結果（R6-1試験体）

4.3.4 評価式の提案

図 4.3.5 に示す ML 橋脚の終局変位塑性率 μ と κ の近似直線を実験評価式とし, 式(4.11) に示す. 図 4.3.8 に, 終局変位塑性率の実測と計算値の比較を示す. これより, 道路橋示方書の横拘束筋の体積比 ρ_s を用いた計算値(1)に比べ, κ を用いて式(4.11)により算定した計算値(2)は, 実験値と比較的精度良く対応していることが分かる. なお, コンクリートの応力-ひずみ関係に κ を反映した式(4.8)~(4.10)を用いて道路橋示方書に準じて終局変位塑性率を算出する考え方もあるが, ρ_s を用いた計算値(1)に比べて精度が向上し実験値に近づくものの, ばらつきが比較的大きいことが分かっている. これは, ML 橋脚の塑性ヒンジ長の設定方法等, 検証が十分に行われていないこと等が要因と考えられ, 現段階では, 終局変位塑性率を直接的に評価する式(4.11)を採用することとした.

$$\mu = \begin{cases} 190\kappa + 4.0 & (\text{鋼管 1 列配置}) \\ 169\kappa + 5.6 & (\text{鋼管 2 列配置}) \end{cases} \quad (4.11)$$

$$\delta_u = \mu \delta_y \quad (4.12)$$

ここに, δ_u : 終局変位, δ_y : 降伏変位, である.

なお, 本式の適用に当たっては, 設計で想定する断面諸元が実験範囲であることを確認するだけでなく, それと類似の試験体諸元を逸脱しないよう配慮が必要である.

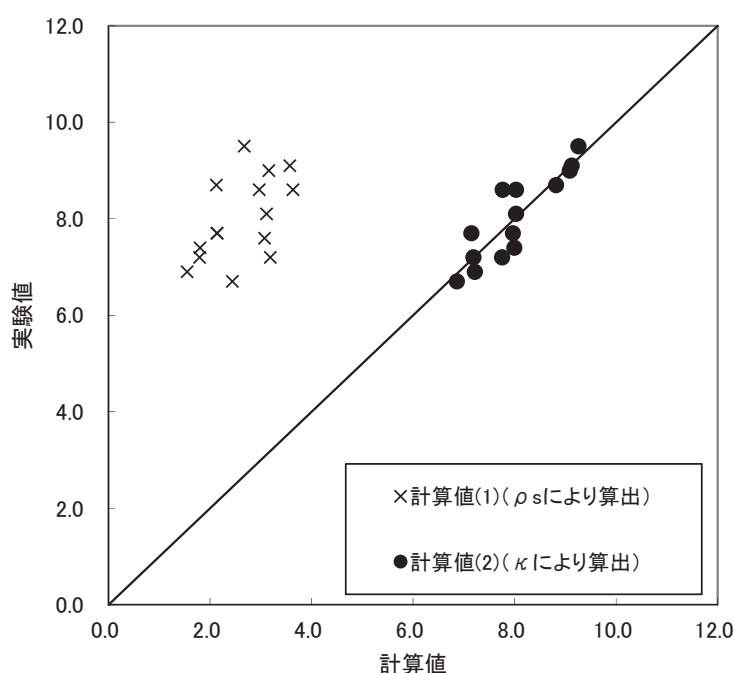


図4.3.8 終局変位塑性率の算定

4.4 終局変位に対する安全率の設定

道路橋示方書の従来の方法では、計算された終局変位に対して安全係数を考慮することにより許容塑性率を算出していたが、平成 24 年 3 月改定の道路橋示方書において、求められる耐震性能の限界状態に相当する変位を直接的に算出し、この変位に地震動のタイプに関係なく安全係数 1.2 を考慮して許容塑性率を算出する方法に変更された。

ML 橋脚は、RC 橋脚に比べると歴史が浅く、既往の実験データが少ない。このような背景から、現段階においては、実績豊富な RC 橋脚のように求められる耐震性能の限界状態を厳密に直接的に評価するのではなく、まずは、従来の考え方に従い終局点を明確にし、そこから耐震性能を満足するのに十分な安全率を有する限界点を見つけることが、耐震性能確保の第一歩と考えた。以下では、道路橋示方書（平成 24 年）で示される耐震性能 2 に着目し、これを満足する損傷状態に抑えるための終局点からの安全率を算出することにした。

耐震性能 2 の限界状態は、正負交番繰り返し载荷を受ける部材の場合、水平力の低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態であり、損傷としては、曲げひび割れが残留する程度の損傷と考えられる。ML 橋脚の実験においては、水平力の低下がほとんどない範囲において、かぶりコンクリートの剥離が開始する直前の変位あるいは塑性率（許容塑性率 μ_a ）に抑えることで、鉄筋は降伏するがかぶりコンクリートは剥離しない、すなわち、曲げひび割れが残留する程度の損傷に抑えるができる。

許容塑性率と安全率の関係は、以下の式(4.13)で表される。

$$\mu_a = 1 + \frac{(\delta_u - \delta_y)}{\alpha \times \delta_y} \quad (4.13)$$

ここに、 μ_a ：許容塑性率、 δ_u ：終局変位、 δ_y ：降伏変位、 α ：安全率、である。

右辺 2 項目を δ_y で除すと式(4.14)が得られる。

$$\mu_a = 1 + \frac{(\mu - 1)}{\alpha} \quad (4.14)$$

ここに、 μ は終局変位塑性率である。式(4.14)を変形して α は以下の式(4.15)で求められる。

$$\alpha = \frac{(\mu - 1)}{(\mu_a - 1)} \quad (4.15)$$

式(4.15)から，全試験体の損傷の進展より実測の μ と μ_a を設定し，安全率 α の値を求めた．耐震性能2における安全率を図4.4.1に示す．安全率は1.03～1.91であり，概ね2.0を設定すれば許容される損傷度に収めることができるものと考えられる．

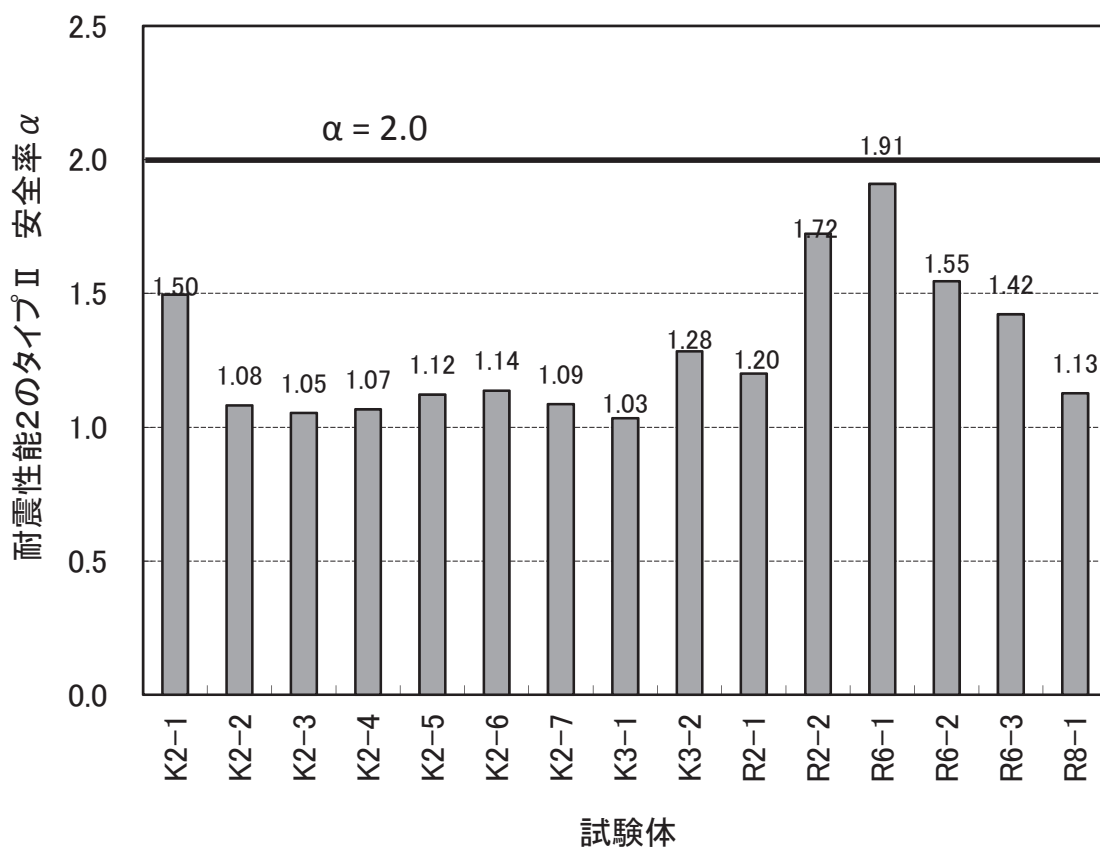


図4.4.1 耐震性能2における安全率

4.5 まとめ

外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚について、以下の実験範囲で実施した橋脚模型試験体15体の正負交番載荷実験結果を再整理し、ML橋脚の塑性域における変形性能に着目して検討を行った。

- ・ 鋼管の空き： $2 \times \phi$ 以下（ ϕ は鋼管径）
- ・ 横拘束鋼材の体積比 κ ：0.0075～0.0277
- ・ 横拘束筋の体積比 ρ_s ：0.0023～0.0117
- ・ 軸方向鉄筋および帯鉄筋降伏強度：355～447N/mm²
- ・ 軸方向鉄筋比：0.43～1.51%
- ・ 鋼管の降伏強度：182～360N/mm²
- ・ 帯鉄筋比：0.1%以上
- ・ 鉄筋鋼管断面積比 γ ：0～100%（ただし、 $\gamma=0$ は実構造物では想定外）
- ・ 鋼管径厚比 t/ϕ ：1%以上
- ・ 軸応力：0～2.5N/mm²

本実験で得られた知見を以下に示す。

- (1) ML橋脚の終局を軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷が発生する直前の状態と仮定すると、概ね水平荷重が最大荷重の80%に低下した時点と一致することが分かった。
- (2) 終局変位塑性率に与える要因を分析した結果、従来のRC橋脚と同様に横拘束筋の体積比および曲げせん断耐力比との相関が高いことが分かった。
- (3) 要因分析の結果をもとに、RC橋脚の横拘束筋の体積比という概念に基づき、ML橋脚において横拘束鋼材体積比 κ という係数を定義した。 κ においては、横拘束鉄筋が拘束するコンクリート体積から外面リブ付鋼管内のコンクリート体積を控除するとともに、降伏強度で補正した鋼管の断面積を加算した。
- (4) 定義した係数 κ と終局変位塑性率実験値の相関は高く、この近似直線をML橋脚の終局変位塑性率を直接評価する式として提案した。
- (5) 道路橋示方書における耐震設計2で許容される損傷度合いに収めるための終局時からの割戻し安全率は2.0程度となることが分かった。

上記(4)、(5)の評価式および安全率等の適用に当たっては、設計で想定する断面諸元が実験範囲であることを確認するだけでなく、それと類似の試験体諸元を逸脱しないよう配慮が必要である。

[4 章の参考文献]

- 1) 土木研究所：プレハブ・複合部材を用いた山岳橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書－研究開発報告書－，No.223，1999.4.
- 2) 財団法人先端建設技術センター：REED 工法（鉄骨コンクリート複合構造橋脚構築工法），1998.12.
- 3) 渡辺将之，今泉安雄，緒方辰男，田中浩一，大内一：鋼管・コンクリート複合構造部材の正負交番載荷試験，土木学会論文集，No.627/V-44，pp.113-132，1999.8.
- 4) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：設計要領第二集 橋梁建設編，2013.7.
- 5) 財団法人国土技術研究センター：ML 工法（外面リブ付鋼管・コンクリート合成橋脚構築工法），2010.7.
- 6) 星田真一，永元直樹，荒川正秋，有上悟：ケーブルクレーンを用いて急速施工した中部横断道田中川橋の設計・施工，第 22 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，2013.10.
- 7) 福本英一郎，久正，川端淳，田村多佳志，篠崎裕生：鋼管・コンクリート合成構造橋脚（ML 工法）の設計・施工－本州四国連絡橋下田水高架橋 SP2 橋脚－，橋梁と基礎，1999.3.
- 8) 篠崎裕生，三上浩，岡本隆，水谷慎吾：外面リブ付鋼管・コンクリート合成はりの静的耐荷挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.1199-1204，1994.
- 9) 篠崎裕生，田村多佳志，岡本隆，水谷慎吾：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造はりのせん断耐力について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1117-1122，2000.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.148-163，2002.
- 11) 三上浩，田村多佳志，岸徳光，池田憲二：外面リブ付き鋼管を用いた合成構造橋脚の耐荷性状に関する一考察，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1433-1444，2001.3.
- 12) 三上浩，田村多佳志，岸徳光，池田憲二：鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1087-1096，2003.3.
- 13) 池田憲二，皆川昌樹，三上浩，岸徳光：外面リブ付き鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.1591-1596，2002.
- 14) 皆川昌樹，池田憲二，三上浩，岸徳光：鋼管－コンクリート合成壁式大型橋脚模型の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26，No.2，pp.1453-1458，2004.
- 15) 跡部俊郎，田村多佳志，岡本隆，水谷慎吾：プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究，コンクリート工学論文集，第 6 巻第 2 号，pp.107-116，1995.7.
- 16) 篠崎裕生，田村多佳志，岡本隆，水谷慎吾：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚模型の水平力交番載荷試験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.1，pp.673-678，2001.
- 17) 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，2003.12.

- 18) 篠崎裕生, 三上浩, 岡本隆, 水谷慎吾: 鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1313-1318, 1996.
- 19) 土木学会: 複合構造標準示方書, pp.265-274, 2009.12.
- 20) 土木研究所資料第 4023 号 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 2006.8.
- 21) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, pp.57-66, 1988.12.
- 22) 原夏生, 伊藤始, 小原孝之, 河野一徳: 鉄骨コンクリート複合構造橋脚の耐震設計に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1015-1020, 1999.
- 23) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.215-232, 2001.2.
- 24) 幸左賢二, 小林和夫, 村山八州雄, 吉澤義男: 大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.538/V-31, pp.47-56, 1996.5.
- 25) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 吉田徹, 海原卓也: 大変形領域の交番載荷を受ける RC 脚柱の変形性能算定に関する研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp.45-57, 2002.8.
- 26) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第 378 号/V-6, pp.203-212, 1987.2.
- 27) 豊田和彦, 睦好宏史, 町田篤彦: RC 部材の終局変位定量化に関する研究, コンクリート工学年次年次講演会論文集, pp.529-532, 1986.
- 28) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.24-29, 1987.6.
- 29) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8.

第5章 適用規模を拡大した大断面 ML 橋脚の適用と鋼管配列の影響に関する実験的検証

5.1 はじめに

外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚（以降、「ML 橋脚」と呼ぶ）は、外面にリブの付いた鋼管を橋脚全高に渡って複数本配置したコンクリートとの合成構造であり、工期短縮を主な採用理由として比較的多くの実績を有している。具体的には、外面リブ付鋼管が主鋼材とせん断補強筋を兼用できることによる鉄筋量の大幅削減のほか、鋼管の内型枠兼用による施工の合理化が工期短縮の主たる理由である。多くの施工実績は、図 5.1.1(b)の例に示すように、4～6 本の外面リブ付鋼管を橋軸方向に 2 列に配置したものであり、適用橋脚高は 20～50m である。これに対し、図 5.1.1(a)に示すように、橋脚高 10～20m の低橋脚に対し、外面リブ付鋼管 3 本を橋軸方向に 1 列に配置する実績例も有する。低橋脚は、中空断面化による橋脚重量の軽量効果が少ないうえ、内型枠設置による工事費の増加につながるため、実工事では充実断面とするのが一般的である。しかし ML 橋脚は、低橋脚においても、鋼管内コンクリートを一部削減できるため、新たに内型枠を設置することなくコスト削減が可能となる。高さ 60m を超える橋脚は、一般的に橋脚断面寸法が 6～7m 程度のほぼ正方形断面となる場合が多い。その場合、効率的に断面を中空化し、橋軸方向および橋軸直角方向の両方からの地震力に対して必要な断面耐力を確保するためには、図 5.1.1(c)の例に示すように、外面リブ付鋼管 9 本を 3 行、3 列に対称配置する必要がある。これまでの ML 橋脚の耐震性能に関する検討は、橋軸方向に鋼管を 1 列あるいは 2 列に配置した橋脚模型で実施しており¹⁾、橋軸方向に鋼管を 3 列に配置した場合の検討は行っていない。そこで、本論文では、このような断面

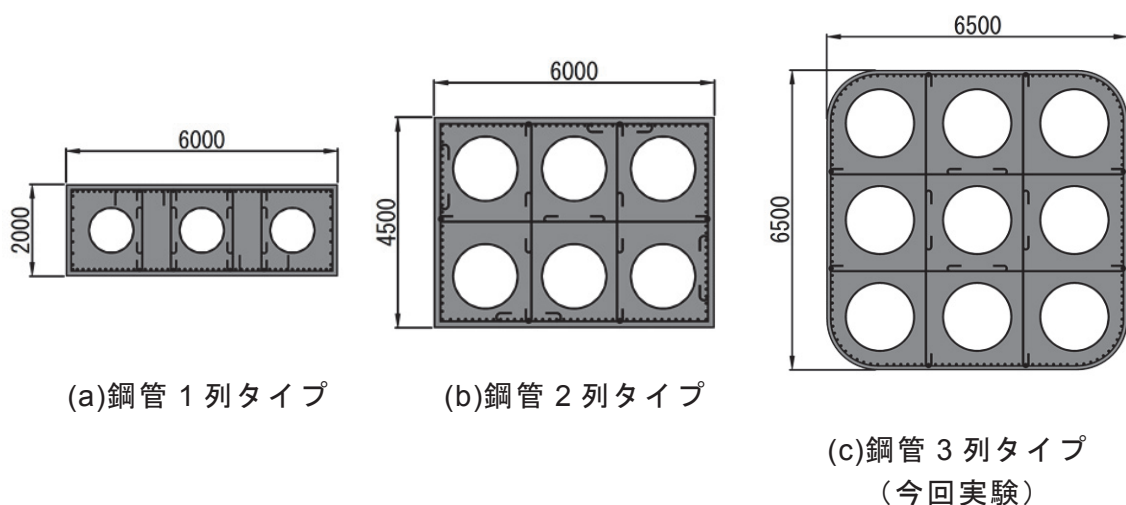


図 5.1.1 鋼管配列タイプ

を有する橋脚模型の正負交番載荷実験を行い、挙動を詳細に確認するとともに、1列あるいは2列配置との違いを明らかにした。また、鋼管本数が多いため、鋼管のフーチング定着に与える群効果が懸念されるため、試験体を切断して、定着の状況を確認した。

5.2 正負交番載荷実験

5.2.1 実験の概要

高橋脚を有する大規模橋梁として、高さ71mのP1橋脚高、高さ55mのP2橋脚を有する3径間連続ラーメン箱桁橋を想定した。P1橋脚、P2橋脚、ともに同じ断面仕様となっている。試験体仕様は、図5.2.1および表5.2.1、表5.2.2に示すように、想定した実物大を1/6.5に縮小したものである。試験体断面は、載荷方向、載荷直角方向ともに3列の鋼管を配置した断面幅1000mm×断面高さ1000mmの正方形断面である。また、曲げ耐力

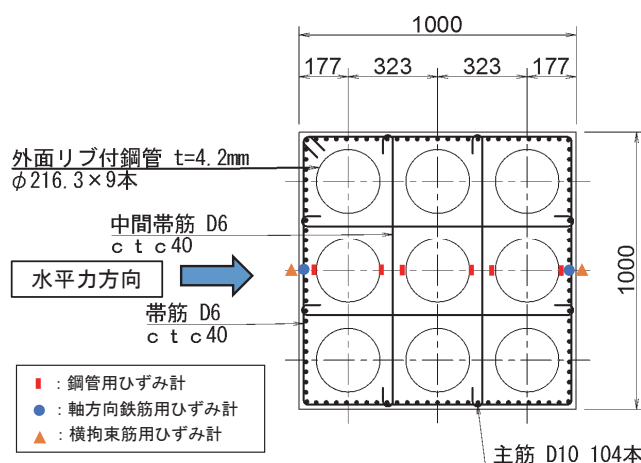


図 5.2.1 試験体断面図

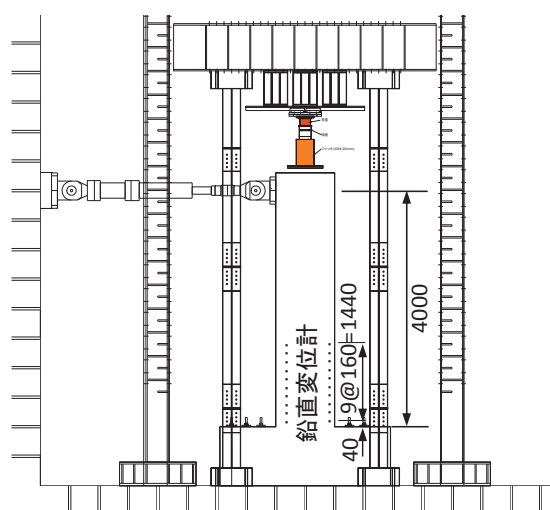


図 5.2.2 載荷装置図

表 5.2.1 試験体諸元一覧

B (mm)	H (mm)	せん断 スパン比	主鉄筋 (本数-径)	鋼管 (外径 ϕ -厚さ t)	帯鉄筋 (径-間隔 s)	中間帯鉄筋 (径-間隔 s)	軸力 (N/mm^2)	γ (%)	ρ_w (%)	ρ_s
1.0	4.0	4.0	104-D10	$\phi 216.3-4.2$	D6-40	D6-40	2.0	29.5	0.32	0.0119

B : 断面積, H : 断面高さ, γ : 鉄筋鋼管比(軸方向鉄筋全断面積/鋼管全断面積) $\times 100$, ρ_w : 帯鉄筋比, ρ_s : 横拘束筋の体積比($4 \times A_h / (d \times s)$), A_h : 帯鉄筋1本あたりの断面積, d : 横拘束筋の有効長, s : 横拘束筋の間隔

表 5.2.2 材料物性値一覧

コンクリート			軸方向鉄筋				帯鉄筋				外面リブ付鋼管			
圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	諸元	材質	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	諸元	材質	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	諸元	材質	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
38.6	2.6	29500	D10	SD345	375.1	565.3	D6	SD345	373.6	570.9	$\phi 216.3-4.2$	SS400	347.2	480.9

の等しい P1, P2 橋脚のうち、高さが低くせん断力が大きくなる P1 橋脚を対象に、橋軸方向にラーメン構造であることを考慮して、せん断スパン比を 4.0 とした。鋼管は、外径 $\phi 216\text{mm}$ で厚さ 4.2mm とし、溶接ビードによる突起で外面リブを模擬した。リブの角度は水平であり、突起は幅 3.0mm、高さ 2.0mm、間隔 32mm とし、鉄道構造物等設計標準²⁾においてリブの高さ、間隔およびコンクリートの強度を変数として計算される鋼管-コンクリート間の付着強度 τ_{\max} が、既製品の外面リブ（高さ 2.5mm、間隔 40mm）と同等になるようにした。なお、鋼管の内側への座屈を防止するために、橋脚基部から $1.0 \times D$ 区間（ D は載荷方向の断面高）は鋼管内にコンクリートを充填した。また、フーチングへの鋼管埋め込み長は、既往の研究³⁾における最小長の $2 \times \phi$ （ ϕ は鋼管外径）とした。

載荷は、図 5.2.2 に示す載荷装置を用い、「橋の耐震性能の評価に活用する試験に関するガイドライン（案）」⁴⁾にしたがって実施した。軸力は、想定した実構造物の上部工荷重および橋脚自重を考慮して 2000kN (2.0N/mm^2) とした。降伏変位は、最外縁の鉄筋が降伏した時の変位と定義されるが、計測された鉄筋ひずみから降伏変位を定義する方法では、ばらつきがでるため、ここでは、正負交番載荷実験方法の統一を目指した上記ガイドライン（案）に示された式(5.1)を用いて設定した。

$$\delta_y = \frac{P_{\max}}{P_{y0}} \times \delta_{y0,\text{exp}} \quad (5.1)$$

ここに、 δ_y ：降伏変位、 P_{\max} ：外面リブ付鋼管を鉄筋に置き換えて道路橋示方書⁵⁾（以降、H24 道示と呼ぶ）に基づいて、材料の強度試験結果を用いて計算した部材の水平耐力、 P_{y0} ：材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏するときの水平力、 $\delta_{y0,\text{exp}}$ ：実験における初降伏変位である。載荷は、式(5.1)で計算した降伏変位（ δ_y ）の整数倍の変位（ $1\delta_y$, $2\delta_y$, $3\delta_y \cdots$ ）を正負 3 回ずつ逐次増加させながら変位制御で行った。

計測については、図 5.2.1 に示す外面リブ付鋼管（赤四角）、軸方向鉄筋（青丸）、横拘束筋（黄三角）にひずみゲージを貼り付けるとともに、図 5.2.2 に示す橋脚側面に 160mm の間隔で鉛直変位計を設置して計測を行った。鉛直変位計の計測結果は、鉛直方向の曲率分布を算定するために用いた。

5.2.2 荷重－変位関係と損傷状態

図 5.2.3 に荷重－変位関係を示す．初期降伏荷重 P_{y0} (926.3kN) 載荷時の変位は正側で +23.75mm，負側で -23.95mm であった．降伏変位 δ_y の設定は式(5.1)に従い，降伏変位 δ_y を 32.7mm に設定した．最大荷重は正側で $+2\delta_y$ で 1404kN，負側では $-3\delta_y$ で 1424kN であった．その後，かぶりコンクリートの剥離・主鉄筋の座屈・主鉄筋の破断に伴い徐々に荷重が低下した．正側・負側ともに， $6\delta_y$ において主鉄筋の破断本数の増加や外面リブ付鋼管の破断によって荷重が最大値の 80%以下に低下した．試験体の破壊状況を写真 5.2.1 に，実験終了後の軸方向鉄筋切断後における鋼管破断状況を写真 5.2.2 に示す．破壊状況は正側，負側の両面の状況を示しており，最大剥落範囲はそれぞれ 400mm, 600mm 程度である．正側では中央付近の剥落範囲が広いが全体に渡りかぶりコンクリートが浮いている状態であった．また，外面リブ付鋼管破断は，正負交番繰り返しの影響により鋼管が座屈後破断したものと推察する．写真 5.2.3 は，実験終了後にフーチングを荷重載荷方向に切断した状況を示す．鋼管定着領域は，柱基部破壊後においてもフーチングに確実に定着されており，鋼管の群効果による明確な抜け出し現象は観察されなかった．フーチング上面付近に鋼管による支圧破壊と考えられる状況も観察されたが，その範囲は小さく，そのことが本実験における荷重－変位関係に及ぼす影響は小さいものと推定する．

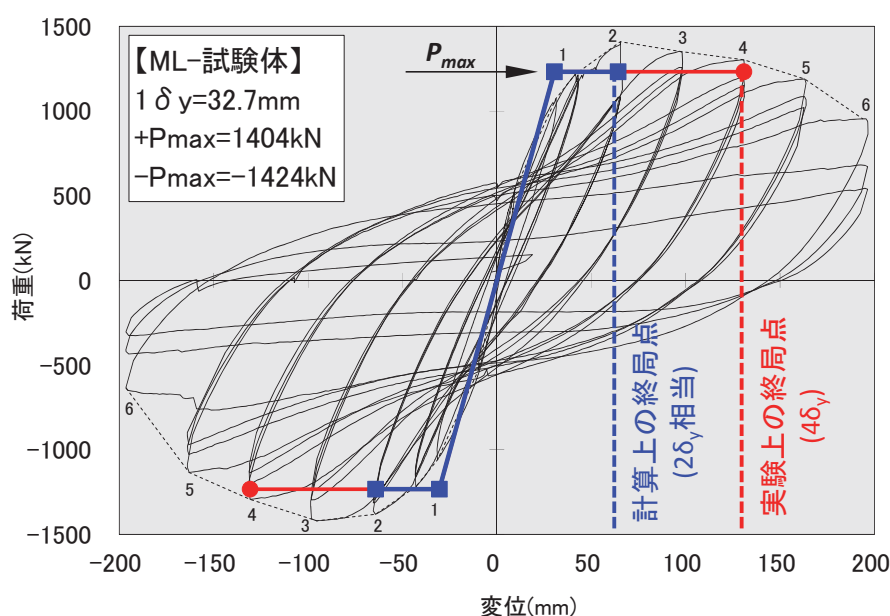


図 5.2.3 荷重－変位履歴

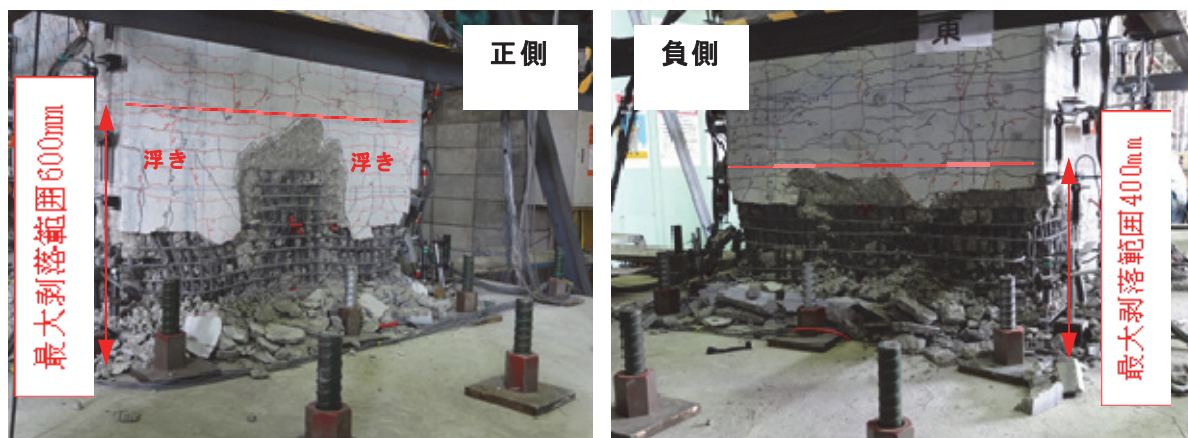


写真 5.2.1 試験体の破壊状況 ($6\delta_y$)



写真 5.2.2 鋼管の破断状況
(実験終了後)

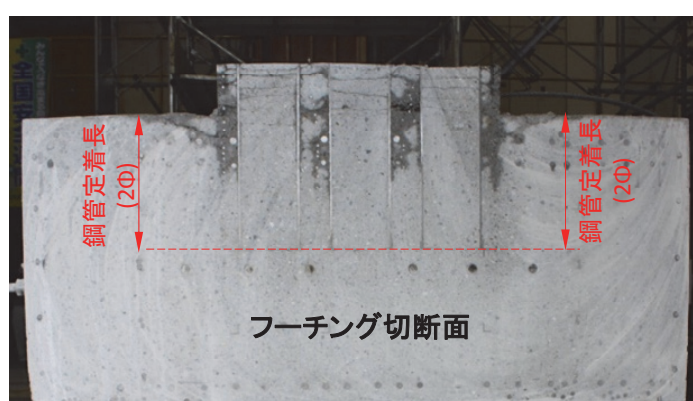


写真 5.2.3 鋼管定着部の状況
(フーチング切断面)

図 5.2.3 に示す青線は、外面リブ付鋼管を分割して鉄筋に置き換えて H24 道示の考え方で計算したバイリニア型の計算値である。外面リブ付鋼管を鉄筋に置き換える際、1 本の鋼管を同等の断面積である鉄筋 (D10-39 本) に置き換え、鉄筋を鋼管板厚中心に円周方向に等間隔に配置した。また、H24 道示では耐震性能 2, 3 の許容塑性率算定時に安全係数 1.2 を考慮するが、ここでは安全側に安全係数を 1.0 として計算した。耐震性能 2, 3 とともに、コンクリートの限界圧縮ひずみにより限界変位が決定しており、図の青線は、この限界変位まで示した。なお、以上のように算出した躯体変形量の計算値に、石橋ら⁹⁾の研究成果によるフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し量の計算値を加算した。実験の変位量は、伸び出し量を含んだものであり、それと対比するためには、計算値にも H24 道示では考慮していない伸び出し量の影響を加算する必要があると考えたためである。なお、外面リブ付鋼管が軸方向鉄筋に対する伸び出しに与える影響に関しては十分な検証がなされていないため、ここでは、鋼管はフーチングに外面リブを介して十分

耐震性能 2: 曲げひび割れが残留する程度
耐震性能 3: コンクリートが剥落し軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になる前

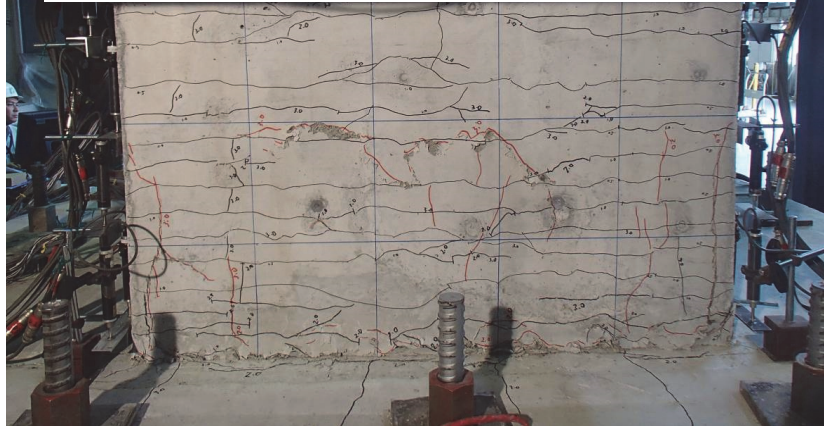


写真 5.2.4 計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) における損傷状態

固定され、鋼管の影響はないものと仮定して軸方向鉄筋の伸び出し量を算出した。バイリニア型の設定は、H24 道示の考え方に従い、グラフ原点と鋼材初降伏時を直線で結び、その直線を図中における計算上の P_{\max} まで延長したものであり、その折れ点は、計算上の降伏変位 δ_y である。なお、荷重－変位関係の初期勾配において、計算値の青線と加力時の変形が少しずれているのは、鋼材初降伏後に勾配が緩やかになる実現象を簡略化した上記仮定に基づいたバイリニア型の設定を採用している計算値に対し、実験加力時には、初降伏後に勾配が緩やかになり、 δ_y を超えた後、安全側に水平耐力 P_{\max} まで载荷したことが理由である。図の赤線は、計算上の P_{\max} が安定して確保できる载荷ステップまで H24 道示の計算変位を水平に延長した実験上の終局点 ($4\delta_y$) であり、計算上の終局点の 2 倍程度であることが分かる。写真 5.2.4 は、計算上の終局点 (図 5.2.3 における青線の $2\delta_y$ 相当) における試験体の損傷状態を示している。写真より、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) における試験体の損傷は、H24 道示の耐震性能 2 における制限の目安である「曲げひび割れが残留する程度」の損傷や、耐震性能 3 における制限の目安である「コンクリートが剥落し軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になる前」の状態の十分手前の状態に収まっていることが分かる。すなわち、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) に至るまでの範囲においては、ひび割れ注入等の補修・補強方法により地震後の早期復旧が可能な耐震性能 2 の損傷レベルと考えられる。計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) における鋼管の状態は目視できないが、計算上の終局点 $2\delta_y$ 以降も計算水平耐力 P_{\max} を安定して確保していること、後述する断面ひずみ分布 (図 5.2.6) が比較的直線分布であること等から判断し、鋼管は座

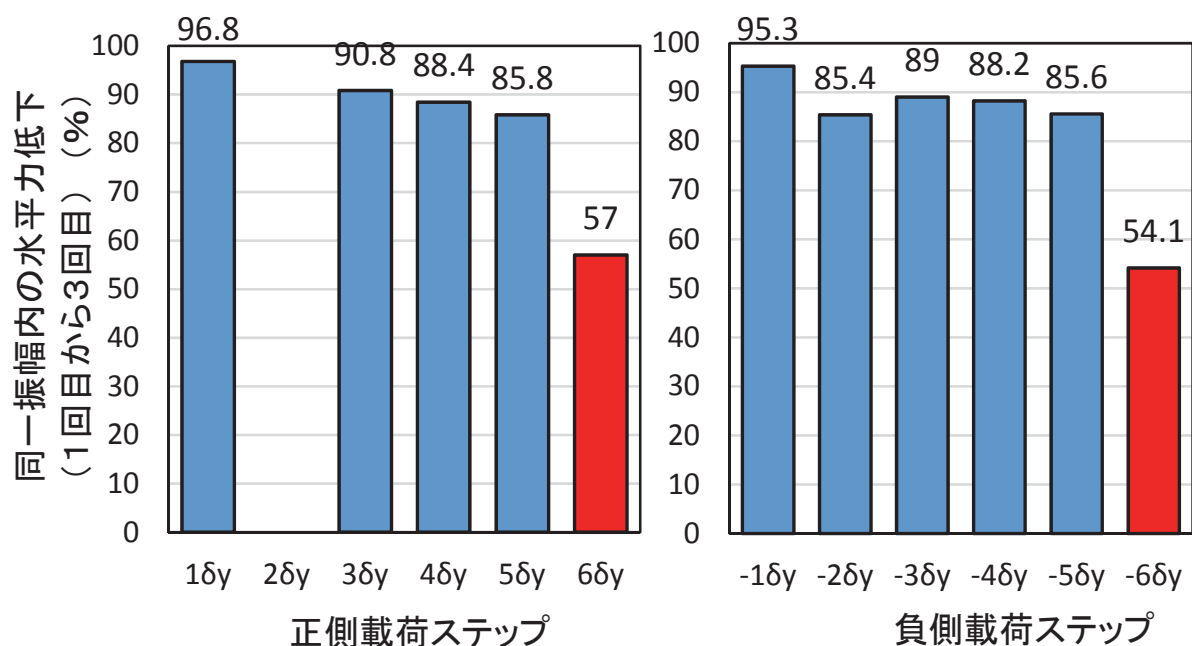


図 5.2.4 同一振幅における水平力低下

屈・破断していないと推定される。なお，鋼管の破断現象は，実験上の終局点（ $4\delta_y$ ）以降でのイベントであり，ここでは耐震性能 2 の対象範囲としていない。想定を上回る巨大地震が発生し，鋼管が座屈・破断した場合，部材は終局を迎えていることから，部材の早期機能回復は困難である。

図 5.2.4 に，本実験における同一振幅載荷における 1 回目と 3 回目の水平力の最大値の比率を正側，負側載荷について示す。+ $2\delta_y$ においては，同一振幅載荷の 2，3 回目のデータを，計測器の不具合により記録できなかったため，+ $2\delta_y$ の結果は表示していない。図より，1 回目と 3 回目の水平力の最大値の比率は，+ $2\delta_y$ を除く $1\sim 5\delta_y$ の範囲で H24 道示の耐震性能 2 の定義の目安である 85% 以上であるが， $6\delta_y$ において急激に低下した。なお，- $2\delta_y$ や $\pm 3\delta_y$ 以降の水平力低下は顕著ではないことから，記録できなかった + $2\delta_y$ の低下率も同様の傾向であると推定する。また，同一振幅載荷における 2 回目の載荷と 3 回目の載荷におけるエネルギー吸収量（1 サイクルで囲まれる履歴曲線の面積をもとに算出）の低下は比較的小さく， $5\delta_y$ において 7% となり，H24 道示の目安である 10% 以下であることを確認した。このように， $5\delta_y$ に至るまでの間は，H24 道示の耐震性能 2 の目安を概ね満足していることが分かる。

5.2.3 鋼管配列と柱基部塑性変形回転角の関係

図 5.2.5 は，既往の実験結果¹⁾のうち，今回の実験と縮小率が近い 1 列，2 列配置試験体の塑性変形回転角を比較したものである。塑性率ではなく，塑性変形回転角を比較した理由は，試験体ごとに降伏変位の定義が異なっていたためである。図より，荷重載荷

方向の鋼管配列が大きくなるにつれ、柱基部塑性変形回転角 θ は小さくなる傾向を示している。なお、図には、試験体に作用させた軸力も併記した。このように、軸力の違いを考慮しても、鋼管配列が塑性変形能に少なからず影響していることが考えられる。

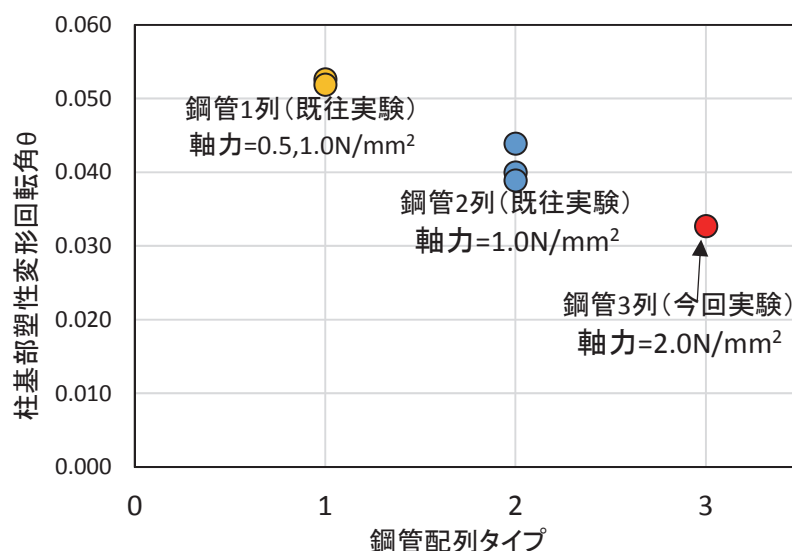


図 5.2.5 柱基部塑性変形回転角と鋼管配列の関係

5.2.4 断面ひずみ分布

図 5.2.6 は、正側載荷および負側載荷の橋脚基部より高さ 300mm における柱断面ひずみ分布を示したものである。基部より高さ 300mm の位置は、後述する鋼管や横拘束筋のひずみが最も大きい位置である。図は、横軸が断面高さ 1000mm におけるひずみ測定位置、縦軸が計測ひずみ値であり、図 5.2.1 で示した鋼管と軸方向鉄筋のひずみ計測結果をプロットした結果を示している。計測結果は、欠落が少ない $1\delta_y \sim 4\delta_y$ までを示すものとし、併せて断面内ひずみの平面保持を確認する目的から、各変位振幅の計測結果を近似した直線も示した。塑性領域における計測ひずみは、一般的にばらつきが大きい場合が多いが、本実験の鋼管ひずみ値は比較的安定しており、各変位振幅で概ね直線的な傾向を示している。計算値 ($1\delta_y$) と実験値 ($1\delta_y$) の近似直線は、比較的良く整合しているものの、実験値 ($2\delta_y$) における近似直線の傾きは、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) のほぼ半分である。計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) におけるひずみ分布の計算値は、実験上の終局点 ($4\delta_y$) の近似直線 (赤の破線) と傾きが概ね整合している。直線の傾きは、一般的に部材断面の曲率を意味するが、その大小は塑性ヒンジ長の大きさと関連することから、詳細はこれらとの関連性を考慮して(6)曲率にて併せて考察することにする。

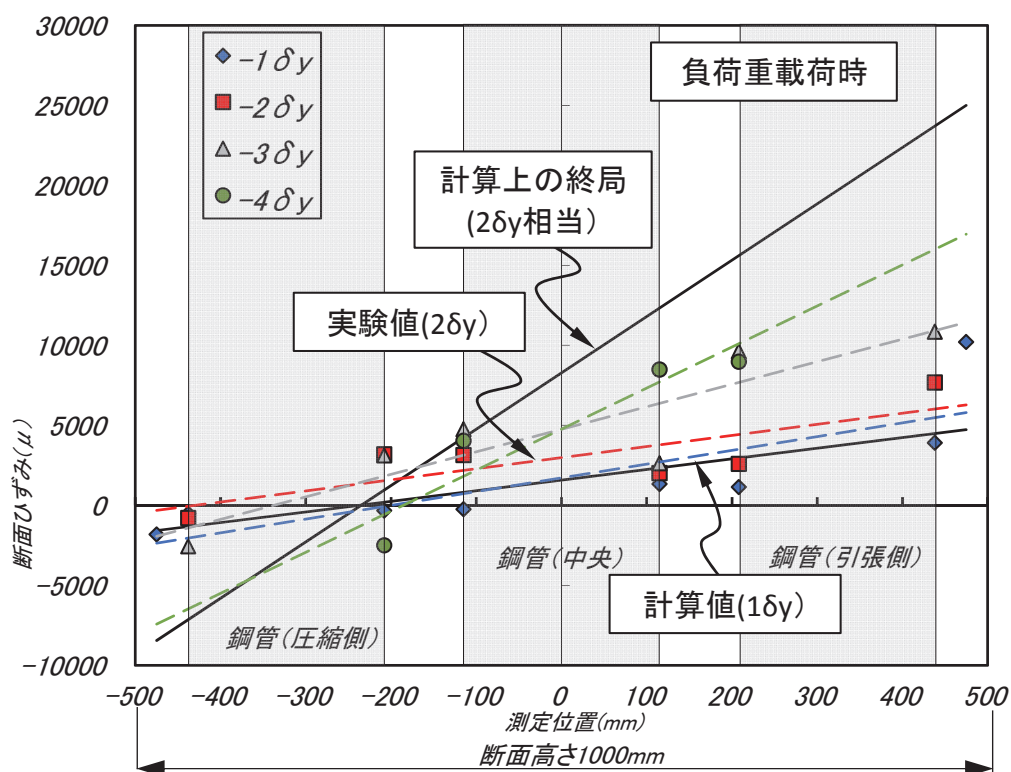
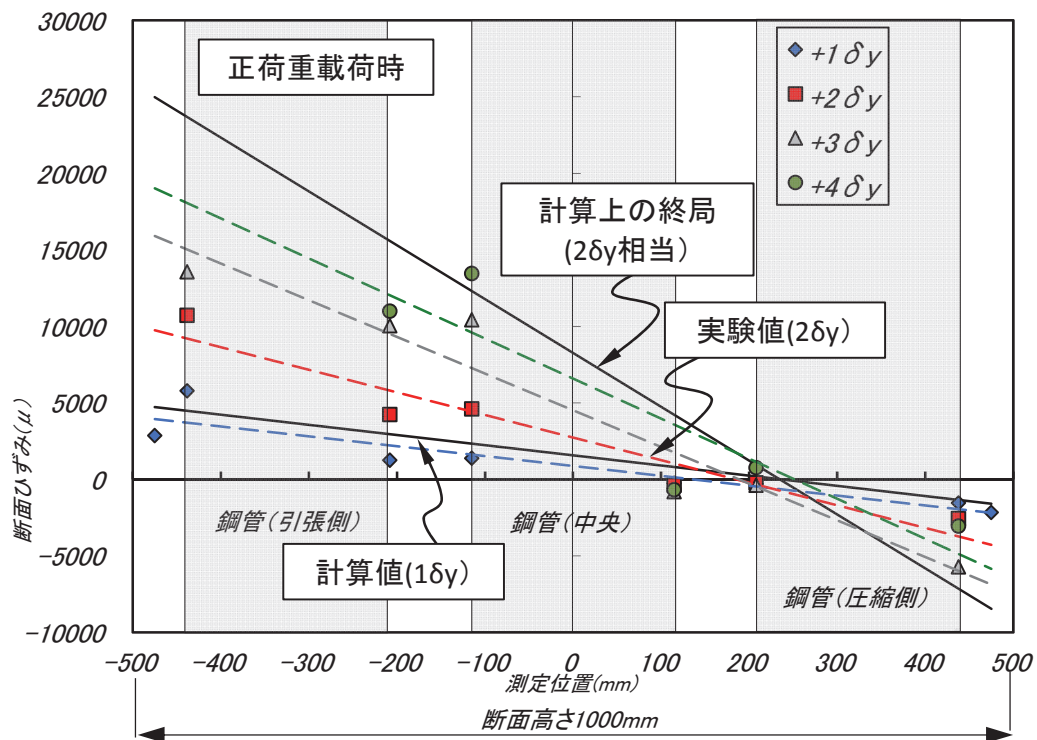


図 5.2.6 断面ひずみ分布

5.2.5 鋼管軸引張ひずみ分布

軸方向鉄筋のひずみは、 $2\delta_y$ 以降で計測不能のデータが多く、十分な考察ができないため、ここでは鋼管の軸引張ひずみ分布を取り上げて考察することにした。図 5.2.7 は、鋼管最外縁の軸引張ひずみ、図 5.2.8 は中央鋼管の軸引張ひずみの計測分布を示したものであり、計測位置は図中に示した位置である。図には、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) の鋼管軸引張ひずみの計算値と降伏ひずみも併せて示した。プロットした計測結果は、計測結果の欠落が少ない $1\delta_y \sim 3\delta_y$ までとした。図 5.2.7、図 5.2.8 より、発生ひずみの最大値は、いずれも基部より高さ 300mm の位置で生じている。しかしながら、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) の計算値と実験値 ($2\delta_y$) に大きく差があり、高さ方向の全範囲において、実験値のひずみは計算値を大きく下回っている。このことは、前項で示した塑性領域における断面ひずみ分布の直線傾きが計算値より小さくなる現象と整合している。

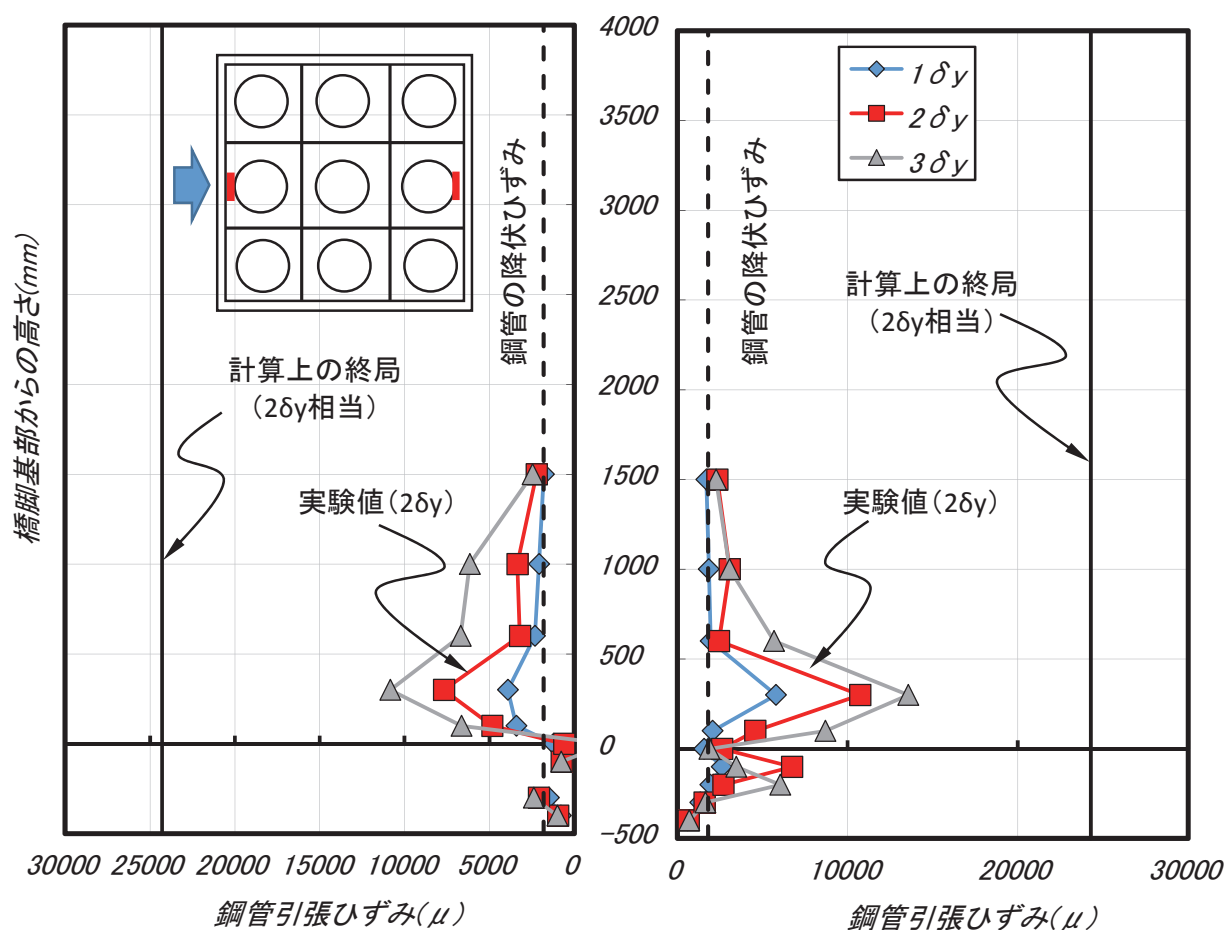


図 5.2.7 鋼管軸引張ひずみ分布（引張側配置鋼管）

5.2.6 横拘束筋のひずみ分布

図 5.2.9 は、横拘束筋の計測ひずみの鉛直方向（基部より高さ 100mm, 300mm, 600mm）の分布を示したものである。プロットした計測結果は、計測結果の欠落が少ない $1\delta_y \sim 3\delta_y$ までを示した。これより、計算上の終局点（ $2\delta_y$ 相当）における横拘束筋の計測ひずみ（赤の四角）は、降伏ひずみ以下の低いレベルであることから、この段階で横拘束筋は、比較的負荷が小さく圧縮コンクリートの拘束機能を持続していると考えられる。その要因は、圧縮領域における鋼管にあると考えている。図 5.2.6 の断面ひずみ分布より、断面中立軸位置は図 5.2.10 に示すように断面圧縮側に配置される鋼管を跨いだ位置にある。したがって、横拘束筋で囲まれたコアコンクリートは、最終的に、断面圧縮力により軸方向鉄筋を外側へ押し出す方向に膨張するが、鋼管内部のコンクリートは鋼管で拘束されると推定されるため、軸方向鉄筋を外側へ押し出す力は小さくなっていると推察される。そのように仮定すると、計算上の終局点（ $2\delta_y$ 相当）の変位振幅であるにも関わらず、横拘束筋の発生ひずみが降伏以下の低いひずみに抑えられている点と整合する。

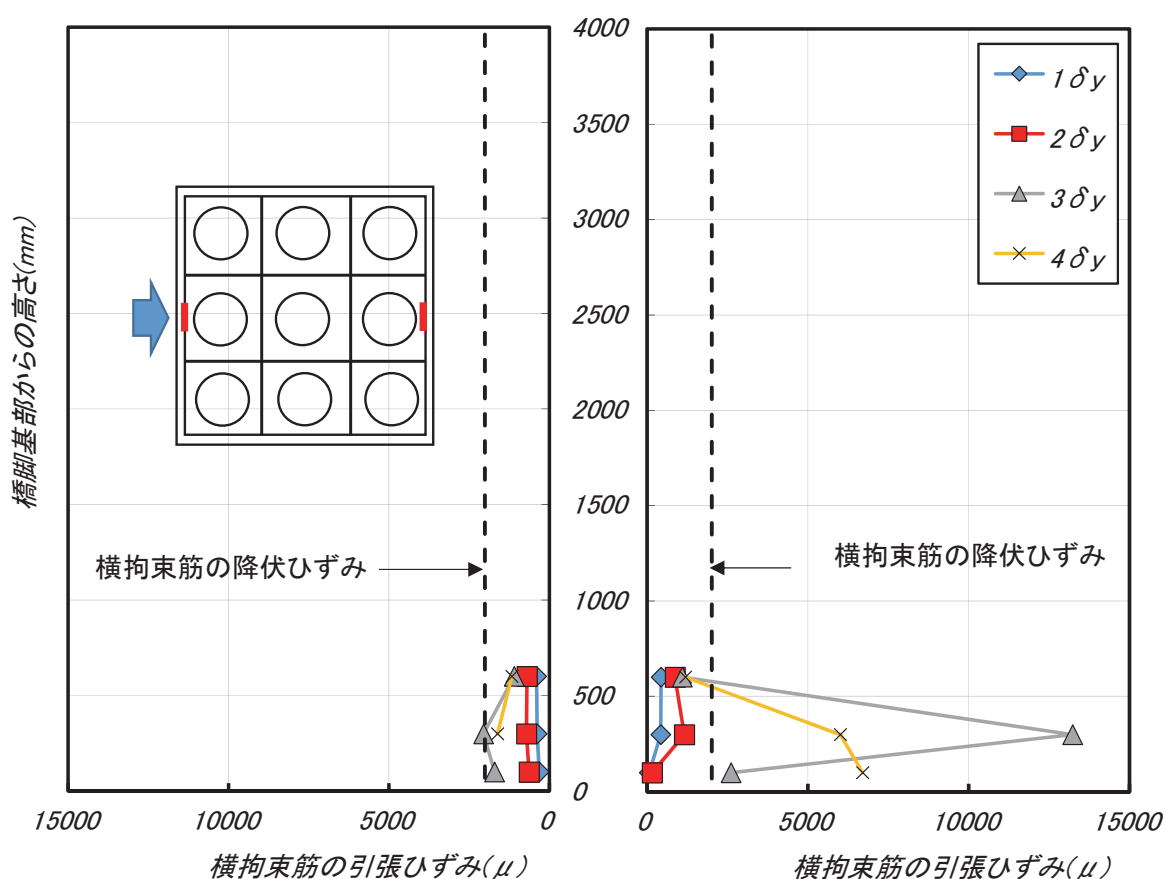


図 5.2.9 横拘束筋のひずみ分布

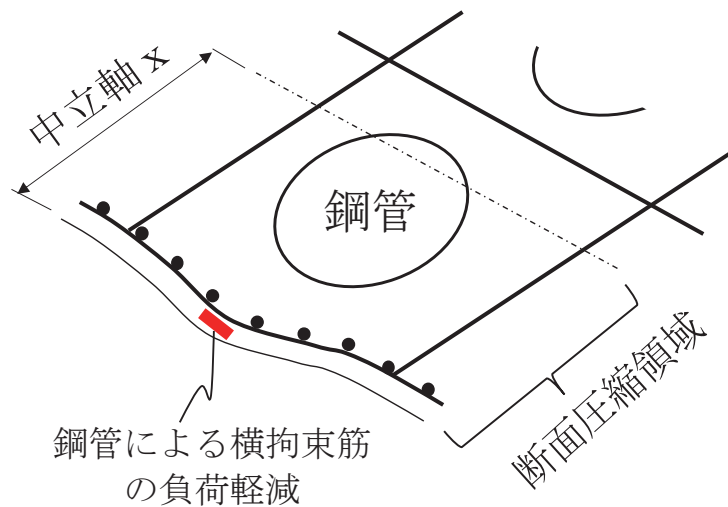


図 5.2.10 横拘束筋の負荷軽減のイメージ図

5.2.7 曲率分布

図 5.2.11 は，実験により得られた曲率分布の計測値と計算値を比較して示したものである．载荷は $\pm 6\delta_y$ まで実施したが，柱基部のコンクリートの剥離等の影響により計測データの取得が困難となったため， $4\delta_y$ までのデータを示す．曲率は 2 側面で計測したが，プロットした結果はその平均値である．図には，H24 道示で算定した塑性ヒンジ領域における終局曲率（黒の実線）と初降伏曲率の計算値（黒の破線）のほか，実際にかぶりコンクリートが剥落した最大範囲も併せて示した．これより，曲率の計測値が降伏曲率の計算値を超える範囲が比較的上方にまで及んでおり，かぶりコンクリートの最大剥落範囲も塑性ヒンジ長の計算値を上回っている．これは，塑性ヒンジ長の計算値が，計算上の終局点（ $2\delta_y$ 相当）を想定しているのに対し，実際には， $4\delta_y$ まで水平耐力を確保しており，実験における塑性変形領域の拡大が要因のひとつとして推察される．結果として，本試験体の塑性ヒンジ長は，H24 道示で規定される計算値より大きくなったものと考えられる．

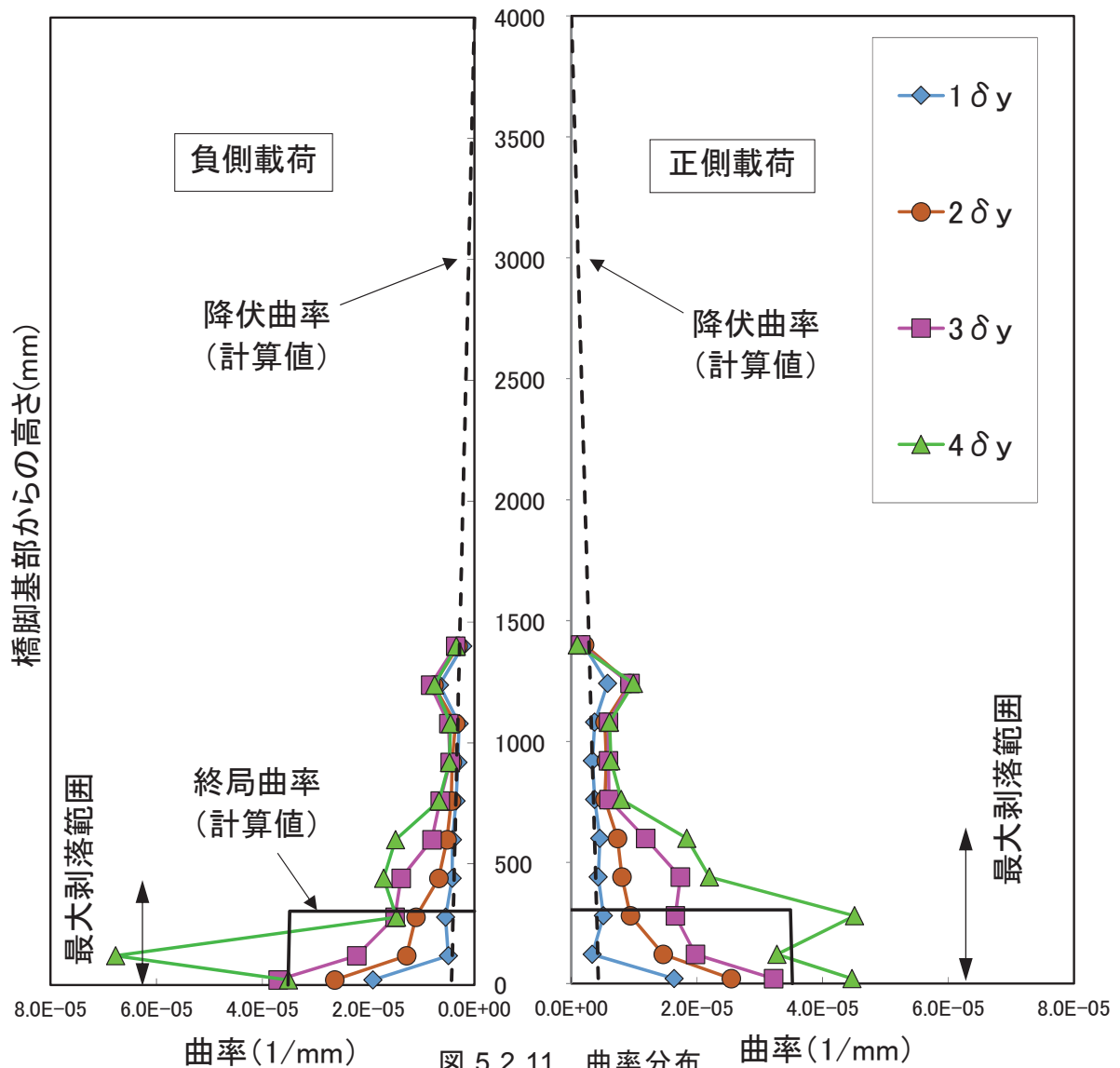


図 5.2.11 曲率分布

これまでの計測結果を総合すると、実験上の終局点が計算上の終局点より大きくなる現象は、(5)で記した横拘束筋のコアコンクリート拘束機能が持続し、本構造の塑性ヒンジ長が拡大する要因により推察できる。塑性領域の断面ひずみ分布において、分布直線の傾き（曲率）が計算値より低く抑えられていた現象は、塑性ヒンジ長拡大により塑性領域の曲率が緩和されたものと推察する。なお、上記考察は、本試験体の実験結果に基づいたものであるため、今後は、諸元を変えた複数の実験結果に基づく具体的な評価手法の構築が望まれる。

5.3 まとめ

高橋脚を対象とした外面リブ付鋼管を9本配置した表 5.2.1 の諸元に基づいた試験体の正負交番実験により得られた知見を以下に示す.

- (1) 鋼管を鉄筋に置き換えた RC 橋脚として, H24 道示に準拠して計算された荷重-変位関係は, 本構造の耐震性能を安全側に評価できる.
- (2) 試験体の破壊は柱基部の曲げ破壊先行であり, 鋼管の群効果によるフーチングからの明確な抜け出し現象は観察されなかった.
- (3) 荷重載荷方向の鋼管配列が大きいほど, 柱基部塑性変形回転角は小さくなる傾向を示す.
- (4) 実験上の終局点 ($4\delta_y$) は, 計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) の 2 倍程度となる. これは, 本構造の塑性ヒンジ長が計算値以上に拡大することで説明することができる.

[5 章の参考文献]

- 1) 財団法人国土技術研究センター: ML 工法 (外面リブ付鋼管・コンクリート合成橋脚構築工法), 2010.7.
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 2003.12
- 3) 篠崎裕生, 三上浩, 岡本隆, 水谷慎吾: 鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1313-1318, 1996
- 4) 土木研究所資料第 4023 号 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 2006.8
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012
- 6) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, pp.57-66, 1988.12.

第 6 章 施工データに基づく ML 橋脚の合理化検証

6.1 はじめに

外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚（以降、「ML 橋脚」と呼ぶ）は、工期短縮を主な採用理由として多くの実績を有している（図 6.1.1）¹⁾。特に、北海道地区は、積雪による冬期休業という特殊現場条件を有することから、我が国でも特に実績を伸ばしている。工期短縮の主たる理由は、外面リブ付鋼管が主鋼材とせん断補強筋を兼用できることによる鉄筋量の大幅削減のほか、鋼管の内型枠兼用による施工の合理化に起因する。本報告は、これまでの工事で適用されてきた ML 橋脚について、代表的な工期短縮事例、コスト削減事例の効果について示すとともに、中でも筆者が実際に適用したデザインビルド案件に対して、ML 橋脚とケーブルクレーンを利用した合理化施工により、橋梁工事の急速施工を実現した内容について具体的に示すものである。併せて、本構造の品質確保対策として、コンクリート打設時の水和熱に起因する温度ひび割れに対する対策工について、その概要と効果を報告する。



図 6.1.1 ML 橋脚による建設された橋梁

6.2 適用事例

6.2.1 工期短縮事例

ML 橋脚を初めて工事に適用した下田水高架橋²⁾は、本州四国連絡橋（今治・尾道ルート）のうち、今治側から世界初の三連吊橋となる来島大橋を渡って大島に入ってすぐのところに位置し、4 径間連続鋼箱桁（桁長 302m）と 7 径間連続 PC 箱桁（同 259m）で海側に開けた小規模ではあるが急峻な谷と尾根稜線を横切り、吉海トンネルに接続している（図 6.2.1）。写真 6.2.1 は、橋台から来島大橋側を望む下田水高架橋下部構造の全景を示す。ML 橋脚を適用した SP2 橋脚は、当初、橋脚高さ 32.8m、フーチング高さ 2.5m の RC 中空柱式橋脚として設計されていた。しかし、予備掘削、さらに追加ボーリング調査の結果から基礎岩盤が予想以上に傾斜していることが判明し、基盤高を 5m 下げた段差フーチングに変更することが必要となった。この基盤高の変更に伴い、フーチング・橋脚躯体工事量および岩盤掘削量の増加による工期の延長が予測されたため、上部工を含む工事全体の施工工程に影響を与えないように工期を短縮できる急速施工法の採用が検討課題となった。そこで、急速施工が可能な工法として ML 橋脚が SP2 橋脚について採用され、設計変更がなされた。図 6.2.2 に示すように、直径 1000mm の外面リブ付鋼管を断面に 4 本配置した断面仕様である。

- ・路線名：一般国道 317 号
（本州四国連絡橋－今治・尾道ルート）
- ・発注者：本州四国連絡橋公団
- ・工事場所：愛媛県越智郡吉海町（右図）
- ・構造形式：4 径間連続鋼箱桁＋7 径間連続 PC 箱桁
- ・橋長：561.0m

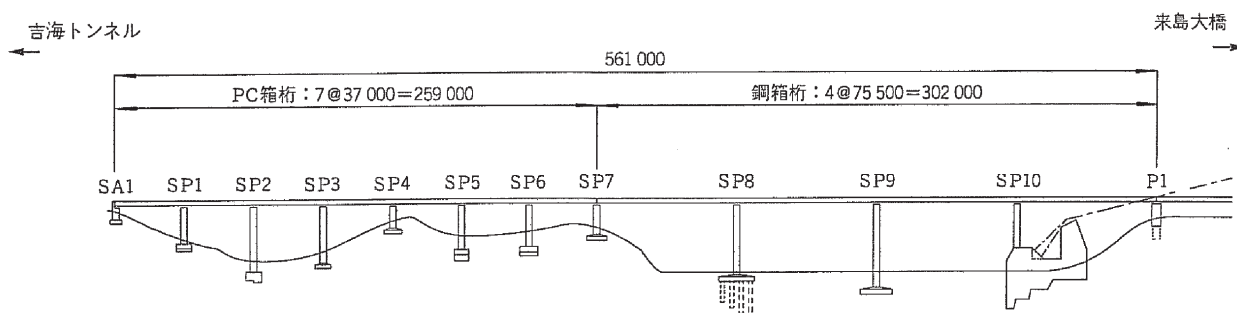


図 6.2.1 下田水高架橋の全体構造図



断面内の鋼材配置状況



写真 6.2.1 下田水高架橋鋼管建て込み状況

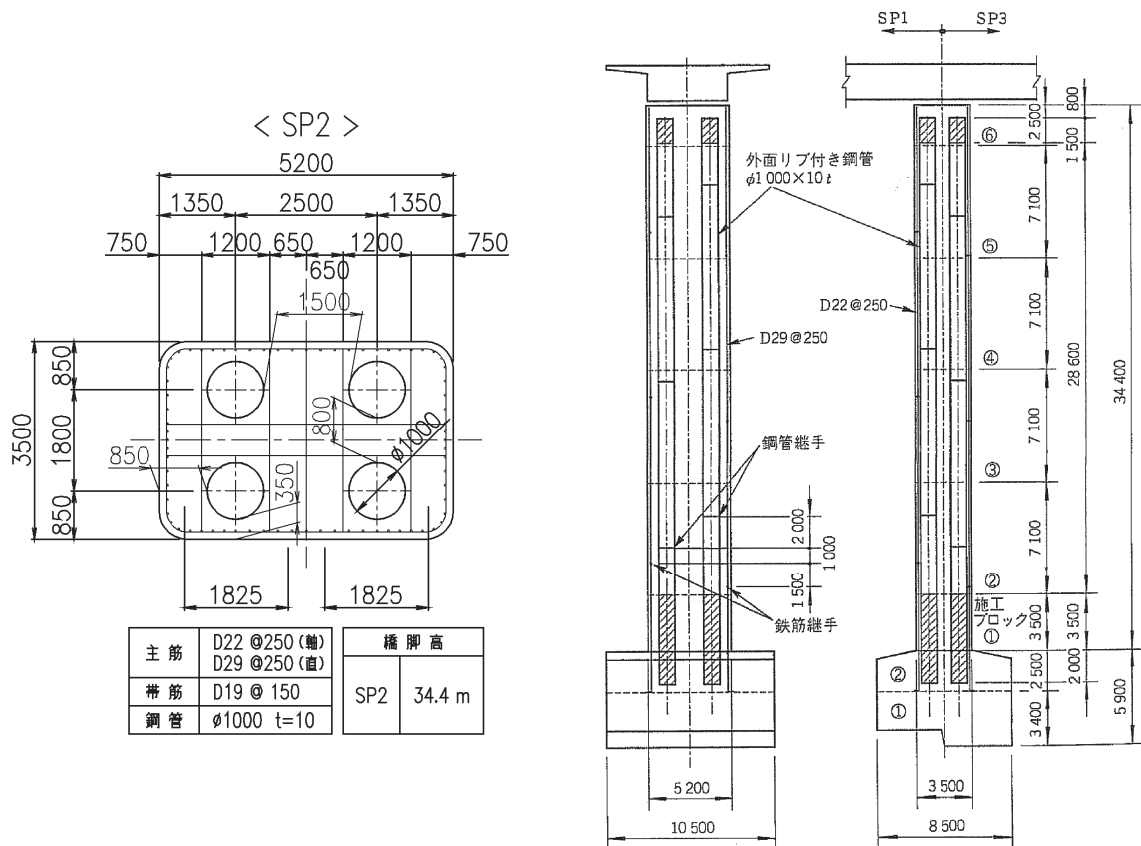


図 6.2.2 下田水高架橋 SP2 橋脚構造図

ML 橋脚および隣接して建設した RC 橋脚（SP3）について，両構造のサイクル工程および省力化の実績を整理して表 6.2.1, 表 6.2.2 に示す．これより，1 サイクル（高さ 12m，2 リフト）に要する日数は，RC 橋脚で 17 日に対し ML 橋脚は 10 日に短縮できることが明らかになった．併せて，実働日および延べ作業員数は，それぞれ 52%，59%となることから，ML 橋脚は従来の RC 橋脚に比べ大幅な工期短縮と省力化が可能であることを実施工による検証で明らかにした．

表 6.2.1 サイクル工程の実績比較

工事種別	1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	8日	9日	10日	11日	12日	13日	14日	15日	16日	17日
打継ぎ目処理	■																
足場組立て・撤去	■	■					■				■						
鋼管建込み・溶接 (3リフトに2回)		■	■														
主鉄筋継手 (3リフトに2回)		■	■	■													
帯鉄筋ほか組立て					■	■	■	■	■	■							
型枠移動・セット								■	■			■	■	■	■	■	■
コンクリート打設										■							RC橋脚: 17日
										ML橋脚: 10日							■

表 6.2.2 省力化実績

	ML橋脚	RC橋脚
実働日数(比率)	81日(0.52)	156日(1.0)
延べ作業員数(比率)	392人(0.59)	666人(1.0)

6.2.2 コスト削減事例

国土交通省東北地方整備局発注の湯ノ沢高架橋³⁾は，デザインビルド案件として発注された橋脚高さ 13.9～17.3m の低橋脚を有する高架橋（図 6.2.3）であり，ML 橋脚の特徴を踏まえ，橋梁建設工事費の削減を目的に ML 橋脚を提案し採用された．通常，複合構造橋脚を用いる事例としては，高さ 30m 以上の高橋脚への適用が一般的であり，鋼管を有する場合は，橋軸方向に 2 列以上の鋼管を配列している．これに対し，本橋脚は図 6.2.4 に示すように橋軸方向に鋼管を 1 列に配置した初めての適用事例である．

- ・工 事 名：国道 13 号湯ノ沢高架橋工事
- ・発 注 者：国土交通省 東北地方整備局
湯沢河川国道事務所
- ・工 期：平成 21 年 2 月 20 日～平成 23 年 3 月 10 日
- ・工事場所：秋田県湯沢市院内地内（右図）
- ・施 工 者：三井住友・丸磯異工種建設工事共同企業体
- ・発注方式：設計・施工一括発注方式
（高度技術提案型Ⅱ型）

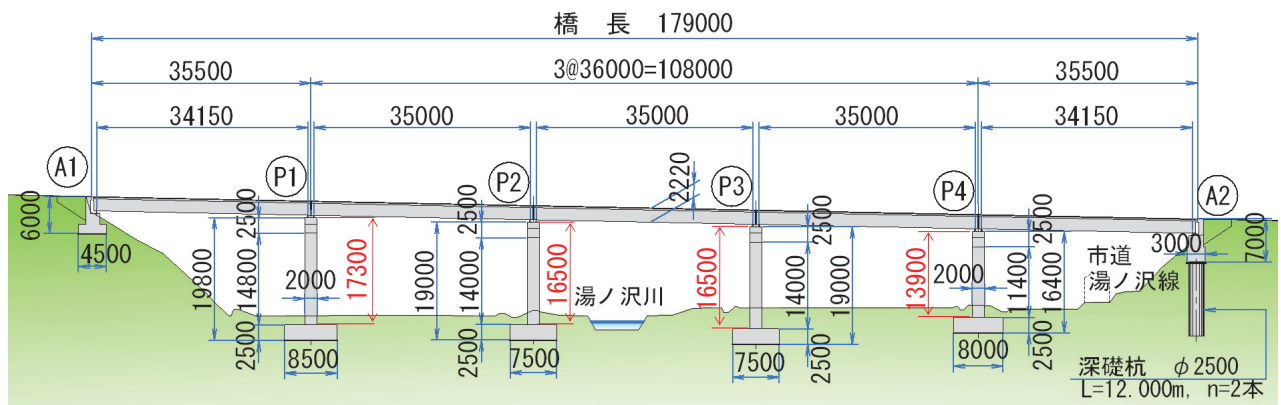
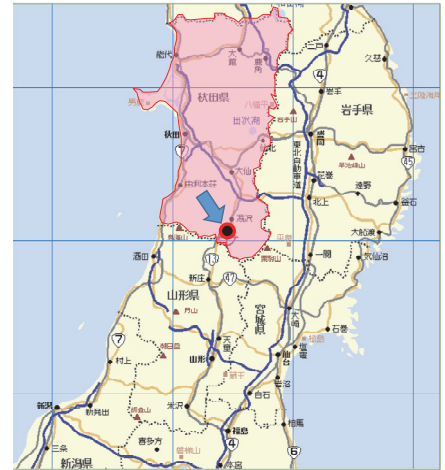


図 6.2.3 湯ノ沢高架橋の全体構造図

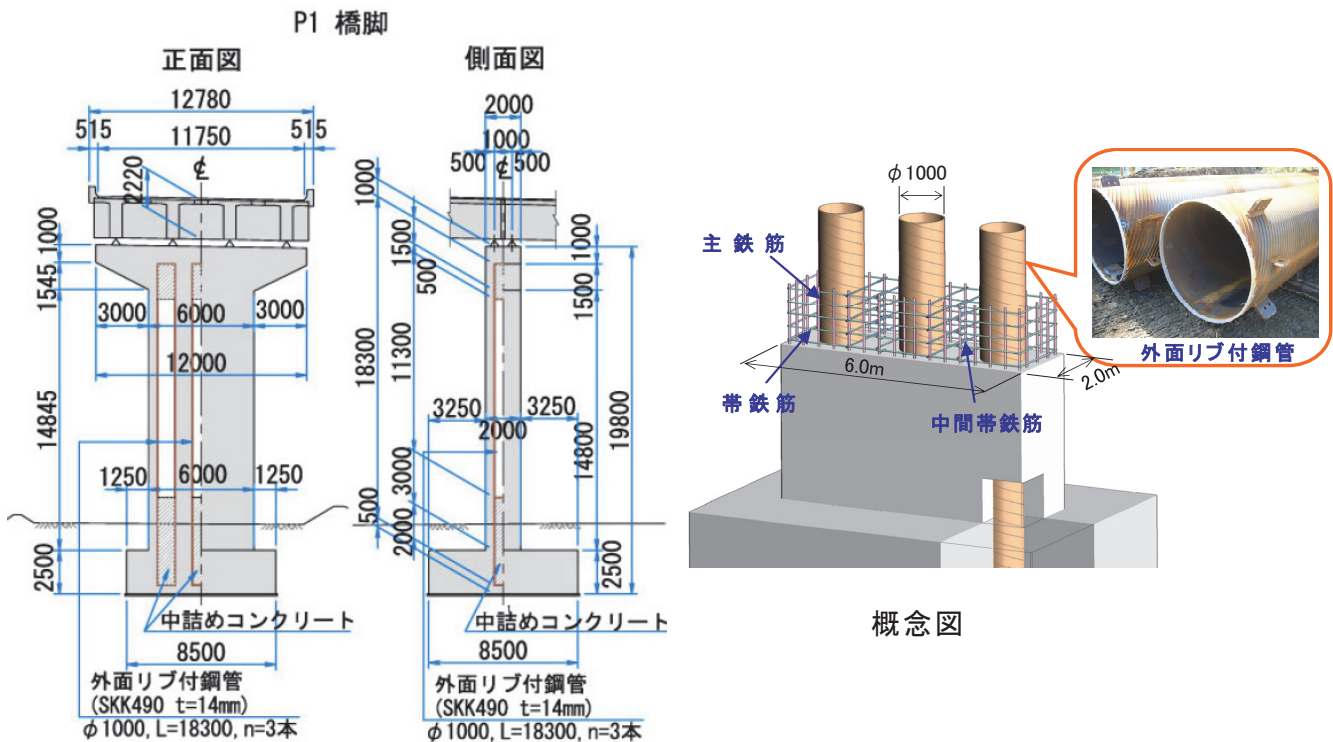
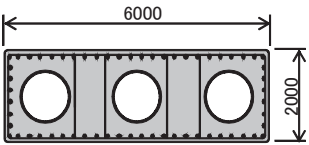
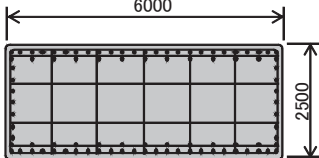


図 6.2.4 橋脚構造図

下部工設計における基本的なコンセプトとしては、低橋脚では通常実現できない中空断面化を鋼管配置により実現し、橋脚コンクリートの低減のほか、慣性力低下に伴う基礎への影響を極力小さくした。表 6.2.3 に ML 橋脚と基本設計における RC 橋脚の仕様比較表を示す。これより、鋼管が軸方向鉄筋およびせん断補強筋の機能を有することによる断面配筋の簡素化により軸方向鉄筋を 31%、帯鉄筋を 46%削減するとともに、鋼管配置に伴う断面中空化によりコンクリートを 30%削減することができた。その結果、橋脚工費を 5%削減することができた。このように、低橋脚においても、複合構造である ML 橋脚が経済性においても優位であることが分かる。上記コンセプトにより、長年小規模橋脚の主流な構造であった RC 橋脚に替わる構造として期待できるものと考えられる。

表 6.2.3 橋脚構造形式比較表

湯ノ沢高架橋 P1 橋脚 (H=17.3m)における橋脚形式比較

			ML工法	在来工法(RC)	比率 (ML/RC)
概略図					
柱断面積			9.64 m ²	15.0 m ²	
主鉄筋			1.0-D38@125	1.5-D38@125	
鋼管			φ1000×14t-3本(SKK490)	—	
工費比較 (円)			15,600,000 (1.00)	16,410,000 (1.05)	
工期比較 (日)			34 (1.00)	37 (1.09)	
数量比較	コンクリート	(m ³)	181	260	0.70
	鋼材	鉄筋	19	27	0.69
		帯鉄筋	13	25	0.54
		鋼管	19	0	
		計	51	52	0.98
	型枠	(m ²)	277	294	0.94
	足場	(掛m ²)	429	446	0.96
支保工			(空m ³) 187	233	0.80

注1: フーチング数量含まず

注2: 工費・工期は脚柱構築のみ

写真 6.2.2 は、鋼管を架設架台に設置している状況を示す。鋼管は、格子状に設置した H 鋼材に溶接により固定する。写真 6.2.3 は、鋼管建て込み時の状況を示す。鋼管が、軸方向鉄筋とせん断補強筋の機能を果たすため、断面内は比較的簡素化された配筋状況であり、コンクリート充填性の向上に寄与する。写真 6.2.4 は、完成時の状況であり、2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震においても全く損傷がなく健全な状態であることを確認している。



写真 6.2.2 鋼管架台設置状況



写真 6.2.3 鋼管建て込み状況



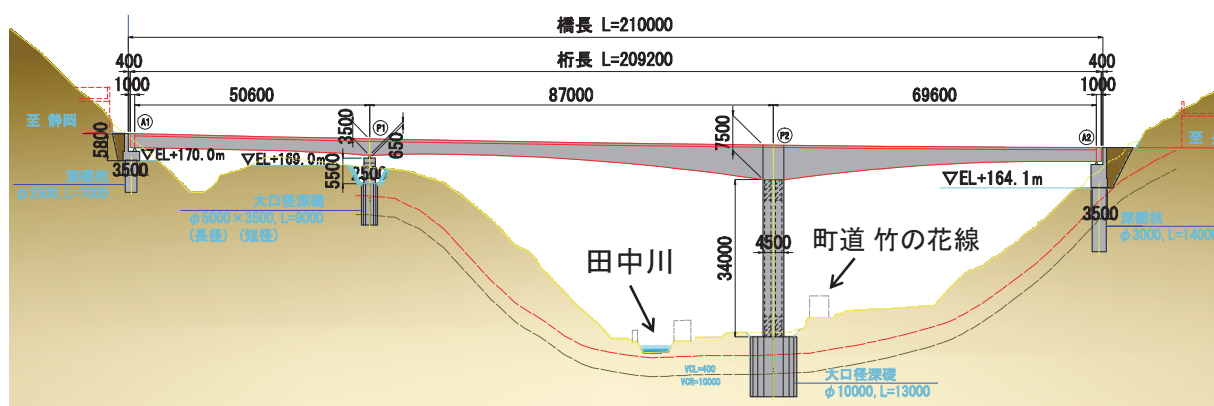
写真 6.2.4 完成写真

6.3.1 橋梁構造の合理化

- ・ 工事名：H21中部横断自動車道田中川橋橋梁工事
- ・ 発 注 者：国土交通省関東地方整備局
- ・ 工事場所：山梨県南巨摩郡南部町楮根地先（右図）
- ・ 構造形式：PC3径間連続ラーメン箱桁橋
- ・ 道路規格：第1種第3級
- ・ 橋 長：210.0m（50.6+87.0+69.6m）
- ・ 幅 員：有効幅員10.25m，総幅員11.14m



側面図



平面图

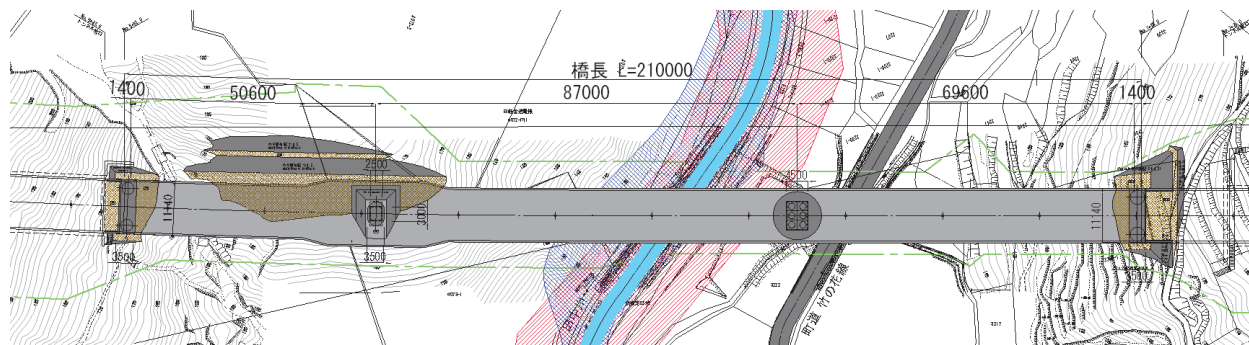


図 6.3.1 田中川橋の全体構造図

下図は、基本設計と実施設計の橋梁形式を比較したものであり、基本設計時の4径間連続鋼版桁橋を実施設計で3径間PC連続ラーメン箱桁橋に変更提案した。橋梁構造の合理化の観点から、以下の4点に配慮した。

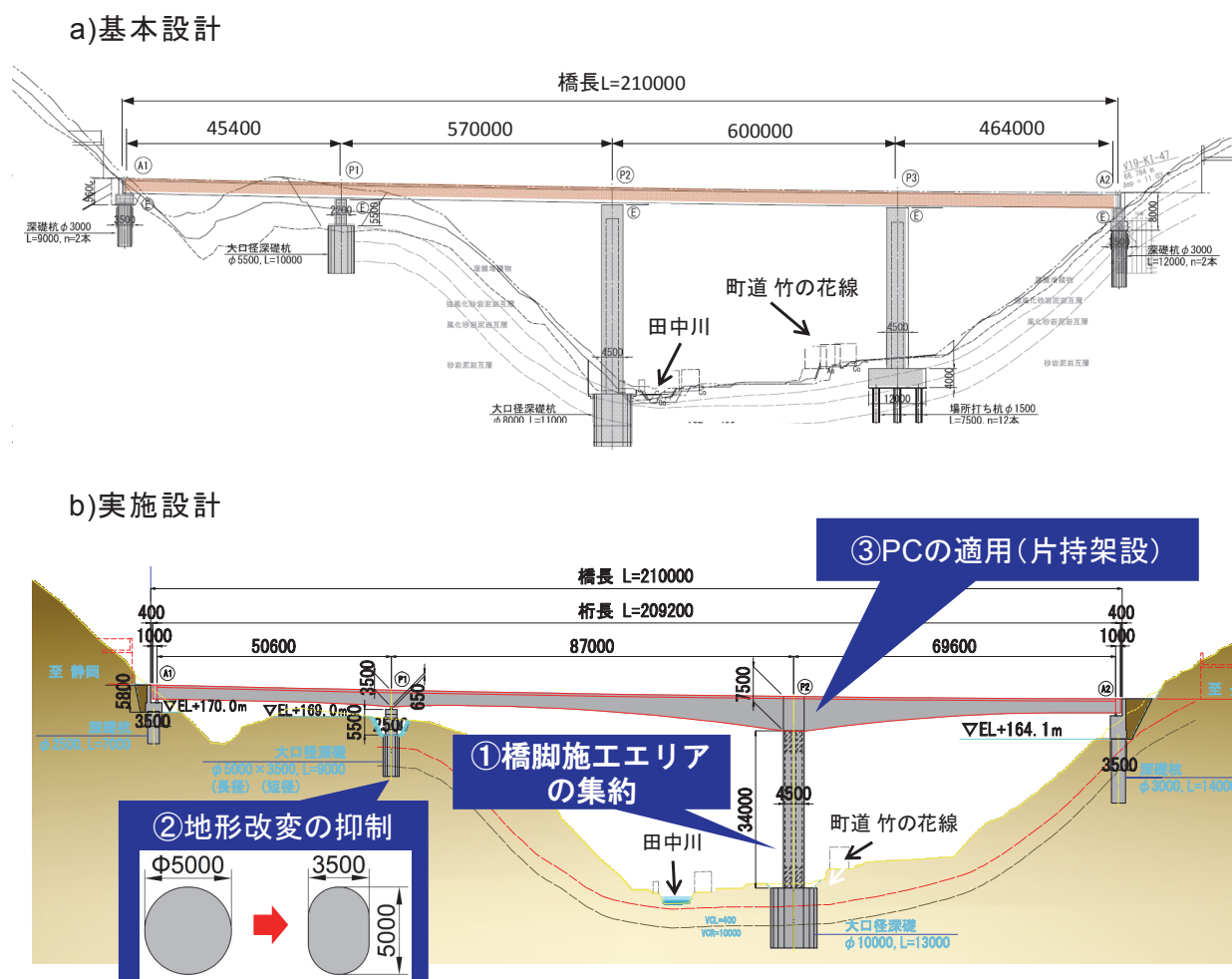


図 6.3.2 新旧構造の比較

(1) 橋脚施工エリアの集約

基本設計は、図6.3.2a)に示すように資材搬入道である町道竹の花線から田中川を越えた斜面上にP2橋脚が計画されており、大規模斜面掘削や田中川を超える仮設栈橋の施工に労力を要する支間割となっていた。そこで、実施設計では、図6.3.2b)に示すように基本設計におけるP2, P3橋脚の機能を資材搬入が容易な町道横に新しいP2橋脚とし集約した。新しいP2橋脚は上部工と剛構造とし、上部工荷重をP2橋脚に大きく負担させる代わりに、高耐力、高じん性を有する図6.3.3に示すML橋脚とした。ML橋脚は、外面リブ付鋼管（SKK490、直径1400mm、肉厚 $t=14\text{mm}$ ）を橋軸方向に2列、合計6本を配置した断面仕様とすることで、通常のRC中空断面橋脚で必要であった軸方向鉄筋（外側2段、内側1段）を外側1段のみとした。

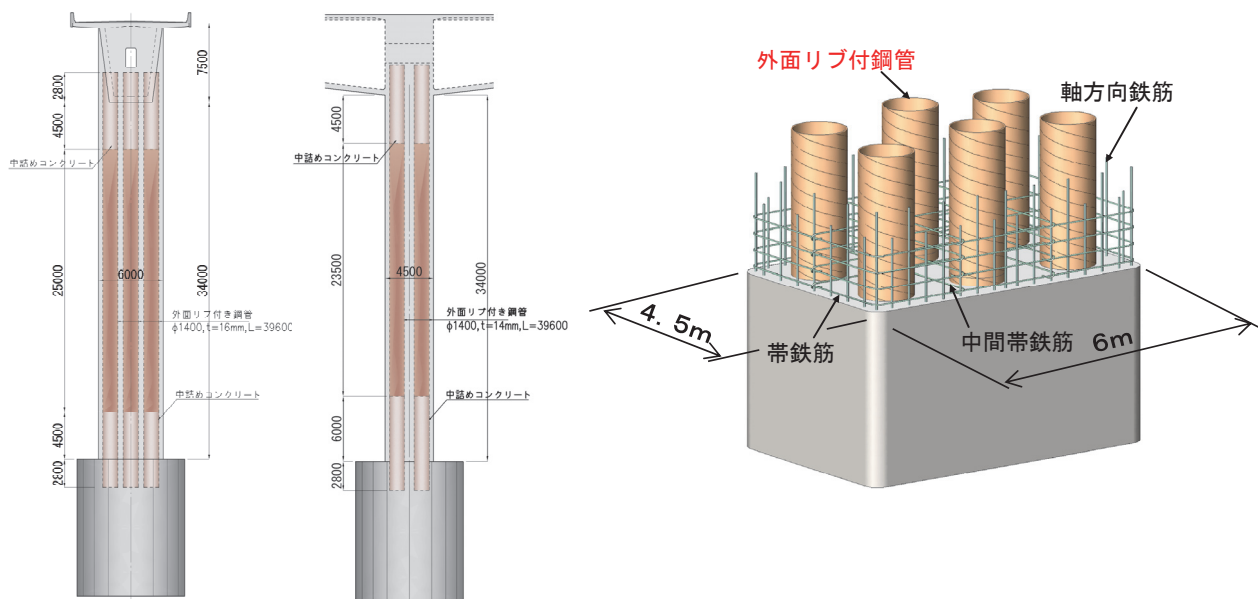


図 6.3.3 ML 橋脚の採用 (P2 橋脚)

(2) 地形改変の抑制

基本設計のP1橋脚基礎は、急斜面である橋軸直角方向の設計によりその仕様が決定されており、直径5000mmの大口徑深礎杭となっていた。これに対し実施設計では、図6.3.2b)に示すように比較的許容値に対して余裕のある橋軸方向の厚みを縮小した小判型大口徑深礎杭を採用した。これにより、時間を要する基礎岩盤掘削量を最小化するとともに、地形改変の低減による自然環境に配慮した構造が可能となった。

(3) PC橋の適用

基本設計では、町道竹の花線から搬入した鋼桁をクレーンで一括して架設する計画であった。しかしながら、鋼桁は大型部材であり周辺住民の唯一の生活道路である道幅の狭い町道からの搬入や架設作業は、周辺住民の生活や農耕に支障を来たことが懸念された。そこで、実施設計では、大型部材の搬入や架設作業をする必要がない場所打ちコンクリートによるPC橋とした。

(4) 維持管理性の向上

実施設計における P2 橋脚は、主桁と剛結構造として支承を排除し、定期点検などの容易性・迅速性・適切性を図った。また、大規模地震において塑性化を許容する部位を P2 橋脚下端に限定し、維持管理が容易でない上端剛結部は図 6.3.4 に示すように、解析における動的応答が弾性域（初降伏以下）に留める設計とした。橋脚下端における大規模地震後の損傷は、図 6.3.5 に示すように、本橋と同じ鋼管を 6 本配置した諸元の比較的類似している試験体（試験体の横拘束鋼材体積比 κ （式(4.5)～(4.7)）：0.0128（本橋 0.0158））による正負交番載荷実験の荷重－変位関係を無次元化したグラフと照らし合わせて間接的に想定した。すなわち、本橋の解析による動的応答の最大値（タイプ I 地震： $1.5 \delta_y$,

タイプⅡ地震： $1.0\delta_y$)は、試験体の水平ひび割れが顕著になる前の損傷レベル ($3\delta_y$) に相当することを確認した。これにより、地震後の復旧性を容易にする耐震性能 2 を確保した。なお、柱基部は表層地盤と同じレベルとすることで、地震後の点検が容易になるよう配慮した。

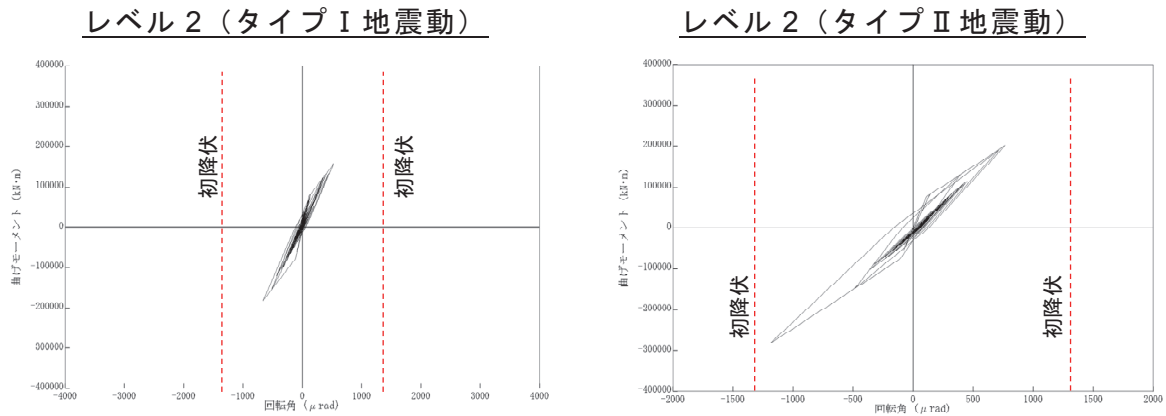


図 6.3.4 ML 橋脚上端部における地震応答履歴の解析結果 ($M-\theta$ 関係)

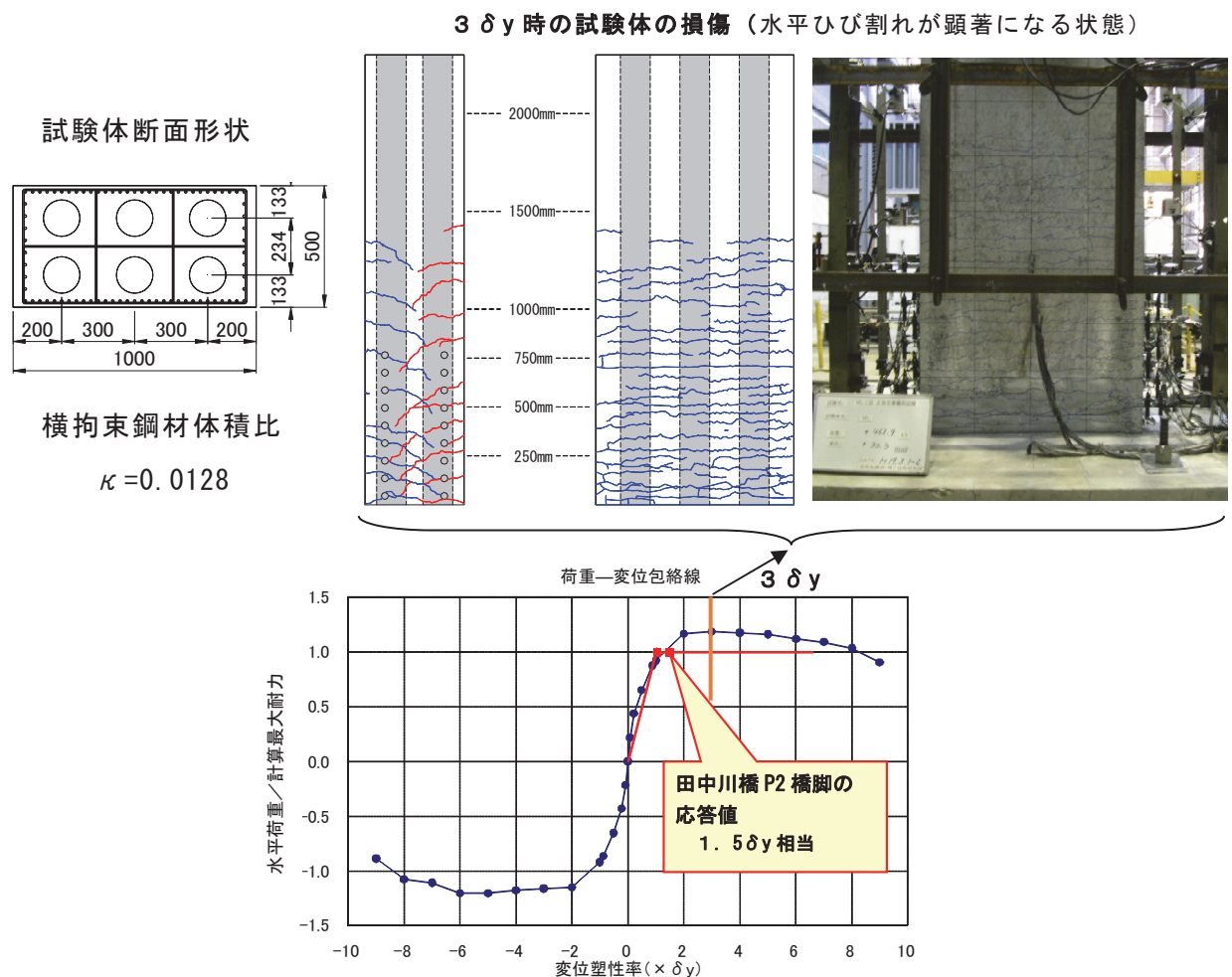


図 6.3.5 ML 橋脚下端部における地震後損傷レベル

6.3.2 施工の合理化

上記により選定した橋梁に対し、施工の合理化を図るため以下の3つの提案を行った。

- ・大型移動作業車による張り出しブロックの低減
- ・ML橋脚適用（P2橋脚）によるサイクル工程の短縮
- ・ケーブルクレーンによる並行作業

以下では、上記3つの提案について述べる。

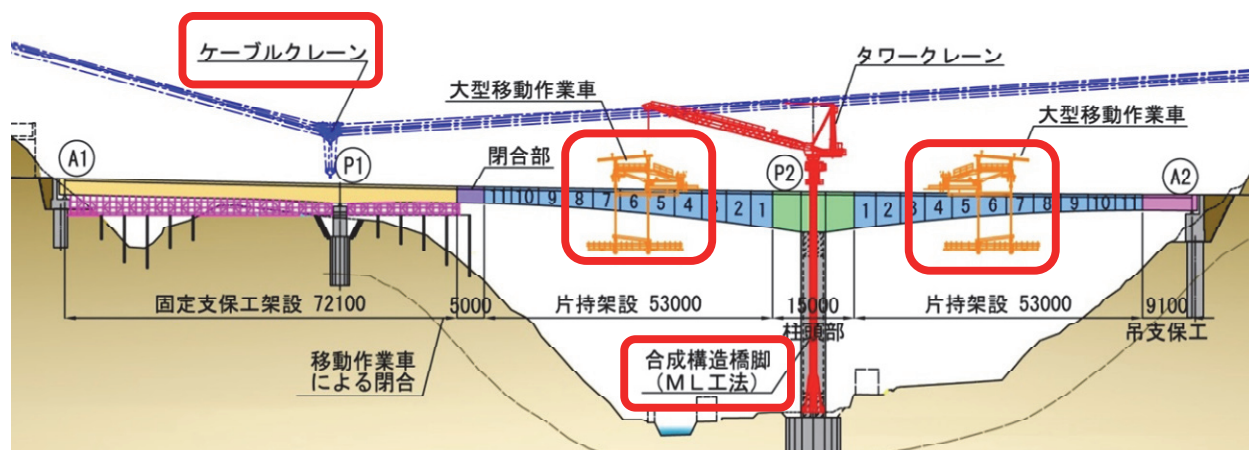


図 6.3.6 橋梁施工の合理化

(1) 大型移動作業車による張り出しブロックの低減

P2橋脚からの片持架設部の施工には、大型移動作業車（最大施工ブロック長5m）を使用し、施工ブロック数の縮減により工程短縮を図った。標準的な施工法である一般型移動作業車を用いた場合と比較し、ブロック数は15BL→11BLに減少した。また、P1-P2径間閉合部は写真6.3.1のように移動作業車の型枠支保工材をそのまま使用して施工を行い、標準的な吊支保工施工より工程短縮を図った。



写真 6.3.1 上部工片持架設状況

(2) ML橋脚適用（P2橋脚）によるサイクル工程の短縮

高さ34mのP2橋脚をML橋脚とし、鉄筋組立て作業を大幅に省力化することで、従来の中空RC橋脚に比べ、2ロット（1ロット：5.0m）当たりの施工日数を32日間から22日へ短縮することを可能とした（図6.3.7）。橋脚の構築は、鋼管長が運搬可能な10.0mであること、コンクリート打設時の型枠にかかる側圧を考慮し、1ロット5.0mを基本として7ロットに分けて施工した。鋼管は全長39.6mを4分割（下杭10.0m＋中杭2@10.0m＋上杭9.6m）とし、鋼管1本を建込むごとに2ロットを構築するサイクル施工を行った（図6.3.8）。また、写真6.3.2に示すように鋼管の建込み精度を確保するため、建築施工における鉄骨組立て比較的良好に使用される専用調整治具（建方エース）を使用して鋼管の鉛直性向上を図った。併せて、写真6.3.3、写真6.3.4に示すように、帯鉄筋のプレファブ化、大判型枠の使用により更なる施工の合理化を図った。

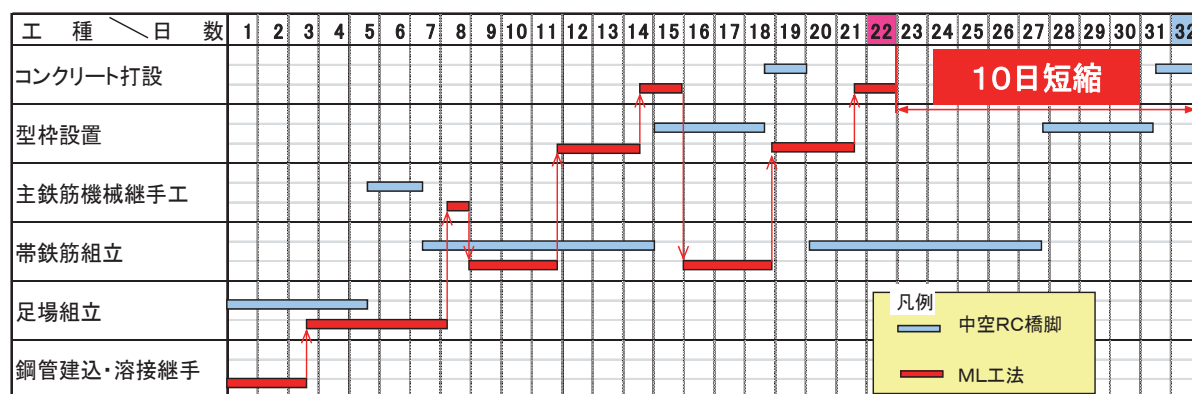


図 6.3.7 施工サイクル工程（高さ 12m 当り）

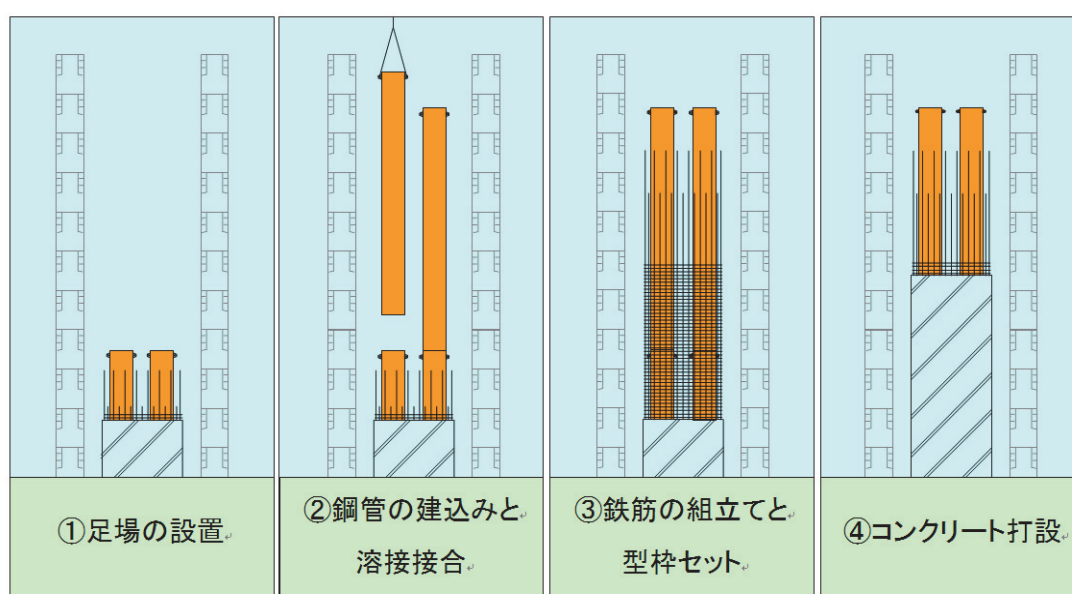


図 6.3.8 ML 橋脚の施工順序



写真 6.3.2 専用治具を用いた鋼管接合



写真 6.3.3 帯鉄筋のプレファブ化作業状況

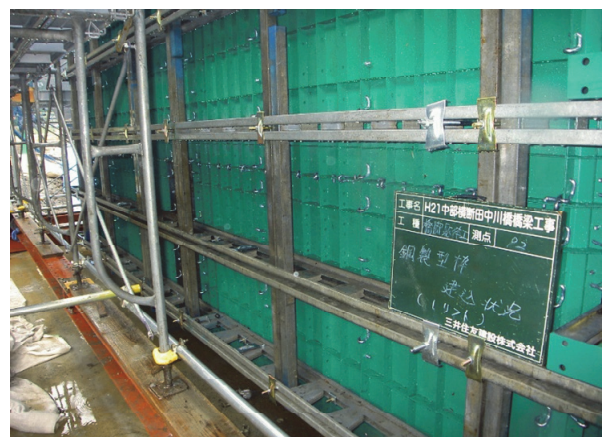


写真 6.3.4 大判型枠作業状況

(3) ケーブルクレーンによる並行作業

A1-P1 径間部及び A2 橋台の施工においては、急峻な地形で最小 17m の用地内での資機材搬入路の設置が困難であること、およびつづら折りの工事用道路施工による環境影響を抑制する観点から、ケーブルクレーンを A1 橋台背面から A2 橋台背面まで張り渡した（図 6.3.9）。ケーブルクレーン基礎の施工に必要な資材は、写真 6.3.5 に示すように地形改変を最小になるよう専用のモノレールを使用した。ケーブルクレーンにて A1-P1 間の切土部や A2 橋台部から P2 作業ヤードへの土砂搬出や、P2 作業ヤードからの資機材の荷揚げ運搬を行うことにより、急斜面部分の借地及びその復旧が不要となり、地形改変面積を抑制し周辺環境に配慮した施工が可能となった（写真 6.3.6）。使用したケーブルクレーンの吊り上げ能力は 15 トンである。これは、最大吊上げ重量が A1 橋台と P1 橋脚の間に仮設構台を設ける際に使用した支持杭打設機の重量 14 トンであることに応じて決めた。土の運搬には容量 5m³ のバケットを使用した。ケーブルクレーンの採用により、A1-P1 径間部施工及び A2 橋台部施工と P2 橋脚部施工の並行作業が可能となり、全体工程の短縮が図れた。

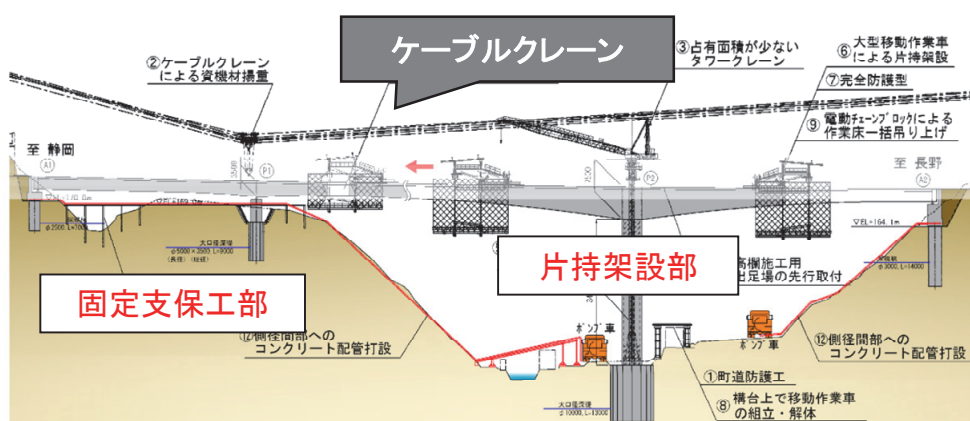


図 6.3.9 ケーブルクレーンによる並行作業



写真 6.3.5 モノレールによるケーブルクレーン用資材搬入



写真 6.3.6 ケーブルクレーン施工状況

(4) 急速施工とクリティカルパス

図 6.3.10 に本工事の工程表を示す．赤が本工事のクリティカルパスであり，P2 橋脚基礎→ML 橋脚→P2 柱頭部→大型移動作業車組立→P2 から PC 上部工張出架設→上部工閉合→壁高欄・付属物施工→クレーン解体・撤去，の経路を辿る．これに対し，青線はケーブルクレーンを用いた施工を示す．ML 橋脚および大型移動作業車使用は，「急速」であるのに対し，ケーブルクレーンによる施工は「低速」である．本工事では，クリティカルパスは ML 橋脚や大型移動作業車を用いた急速施工とし，残りの施工はケーブルクレーンを使用し，低速施工で自然環境に配慮した緩急を交えた急速施工である．以上の配慮により，自然環境に配慮しつつ現場施工日数を標準の 920 日から 540 日に短縮した急速施工を実現した．

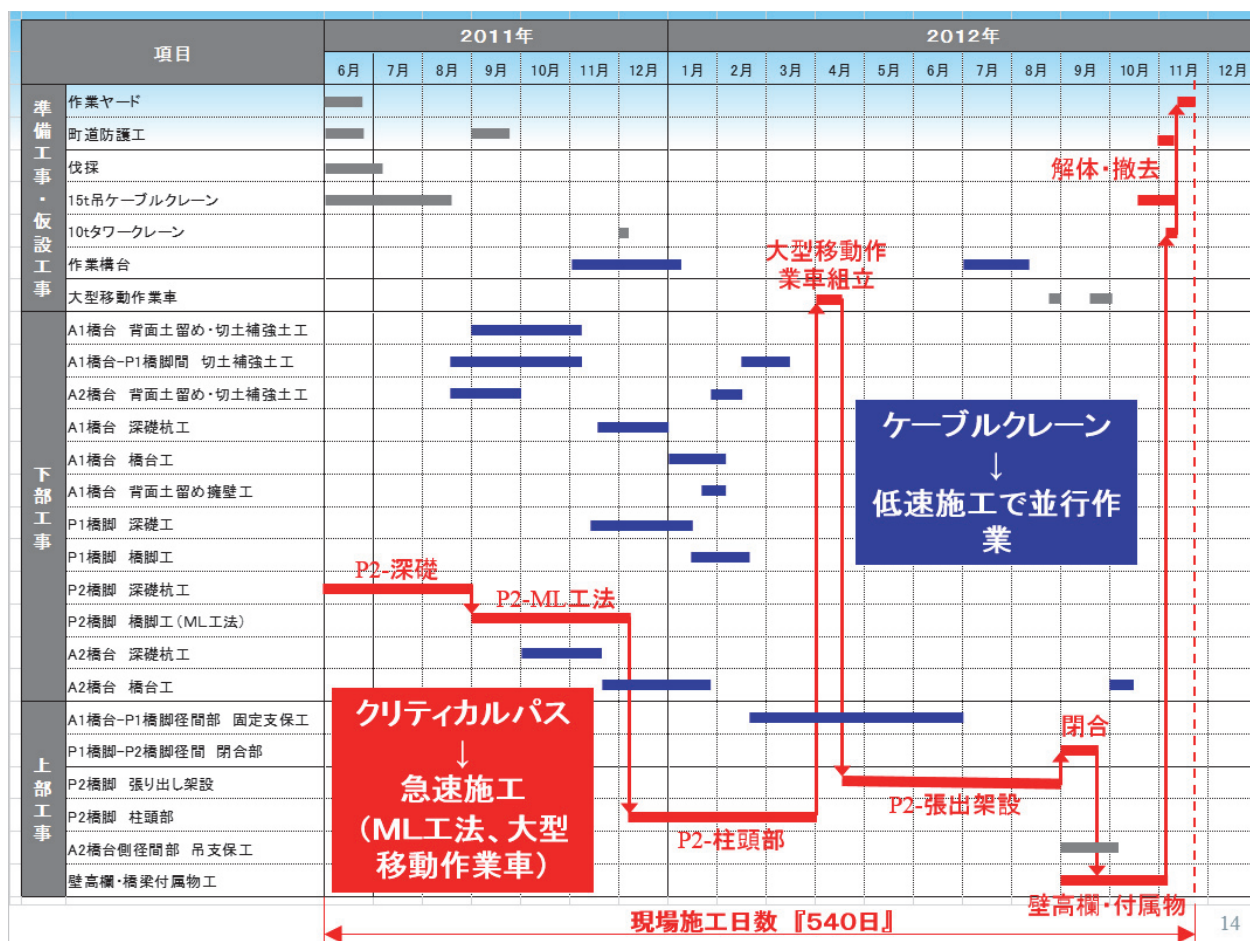


図 6.3.10 急速施工とクリティカルパス

6.4 マスコンクリート対策

6.4.1 鋼管内エアクーリング

鋼管を用いた複合橋脚の場合，施工時のコンクリート水和熱に起因する温度ひび割れが従来からの課題となっている⁵⁾．これは図6.4.1に示す温度ひび割れ発生事例に示すように，鋼管かぶり部のコンクリートが薄くなっていることが原因で，その部位にひび割れを誘発していることが主要因である．そこで，前項の田中川橋を例に，表6.4.1に示す現地施工条件を反映した解析条件により，3次元温度応力解析を実施した⁶⁾．解析モデルおよび温度解析結果を図6.4.2に示す．解析結果のCASE-1では，特に鋼管内をコンクリートで充填した柱基部において部材内コンクリート温度が上昇していることが分かる．これに対し，CASE-2は，写真6.4.1に示すように，鋼管内部をファンで通気し鋼管内のこもり熱を排除する対策を施した解析結果である．温度低下は比較的良好であり，図6.4.3に示す柱基部の温度履歴はCASE-1に比べ最大24℃低下するとともに，図6.4.4に示すように鋼管内をコンクリートで充填しない標準部においても8℃低下することを確認した．本対策を実施工に適用することで，有害となる温度ひび割れは全く発生せず，温度ひび割れ対策として有効であることを確認した．

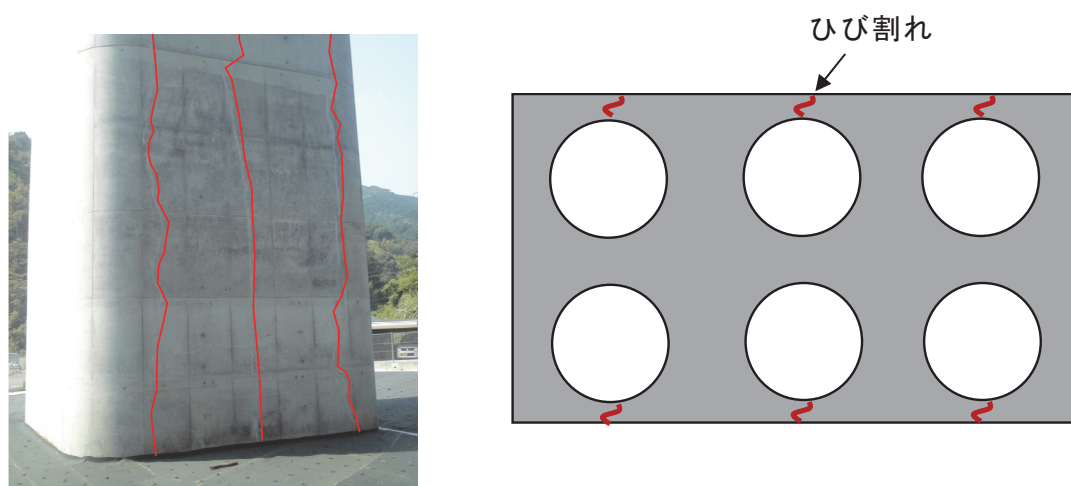


図 6.4.1 温度ひび割れ発生事例

表 6.4.1 温度応力解析条件

		大口径深礎				橋脚							中詰	
		1リフト	2リフト	3リフト	4リフト	1リフト	2リフト	3リフト	4リフト	5リフト	6リフト	7リフト	下端	上端
打設高	m	4.2	4.1	4.1	4.1	5	5	5	5	5	5	4	8.8	7.3
セメント種類		高炉セメントB種				高炉セメントB種							高炉セメントB種	普通
コンクリート強度	N/mm ²	24				30							30	50
セメント量	kg/m ³	294				340							340	439
水セメント比	%	53.0				46.5							46.5	36.0
気温※ ¹	℃	3.7	3.4	3.4	4.4	4.9	5.9	7.3	8.6	10.8	12.6	14.3	5.4	14.3
初期温度※ ²	℃	8.7	8.4	8.4	9.4	9.9	10.9	12.3	13.6	15.8	17.6	19.3	10.4	19.3
養生期間	日	－	－	－	7	7							－	－
準拠基準														

※1 気温は気象庁HP「気象統計情報」の平均値とする。観測地点：山梨県南部
 ※2 地盤の初期温度は年平均気温、コンクリートは気温+5℃とする。

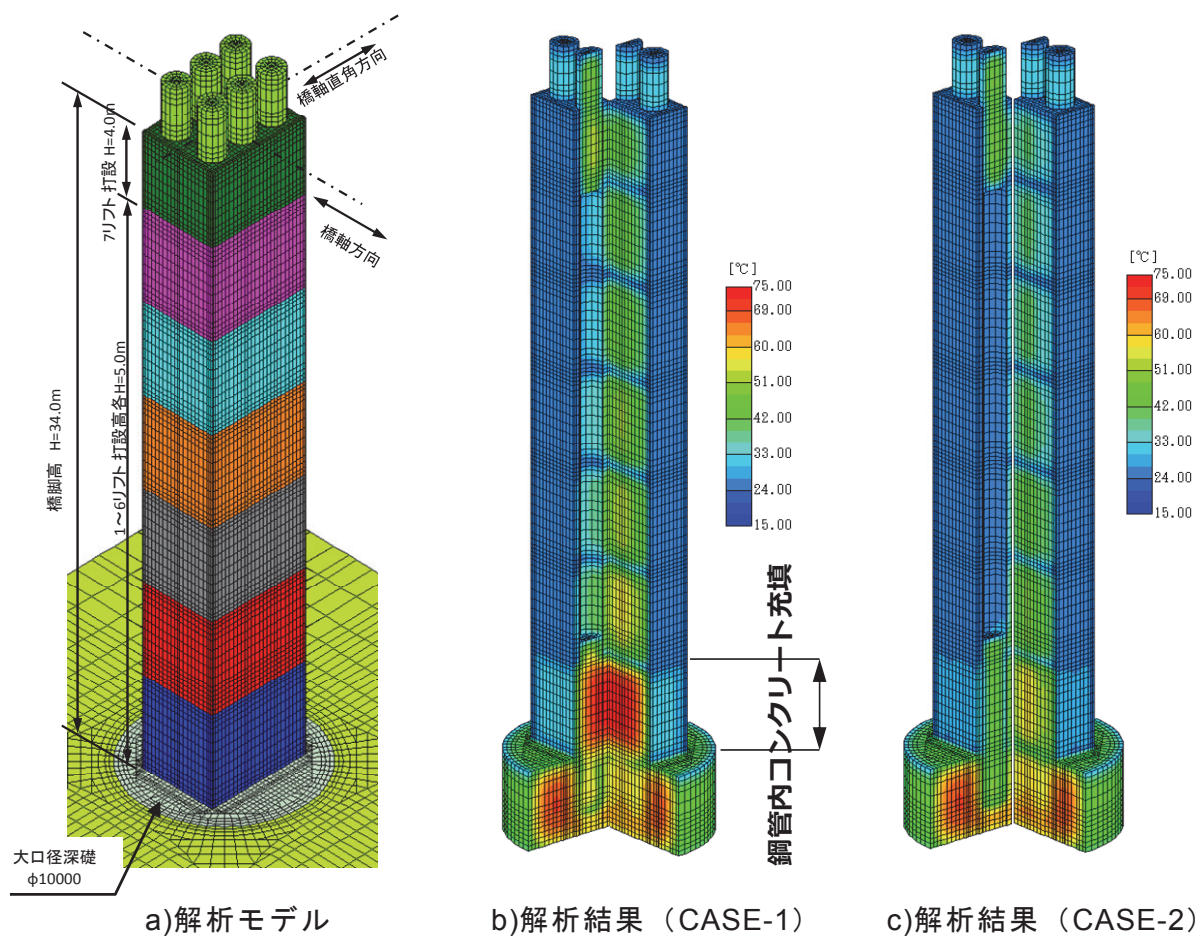


図 6.4.2 温度ひび割れ解析

鋼管内クーリング状況



写真 6.4.1 鋼管内エアクーリング実施状況

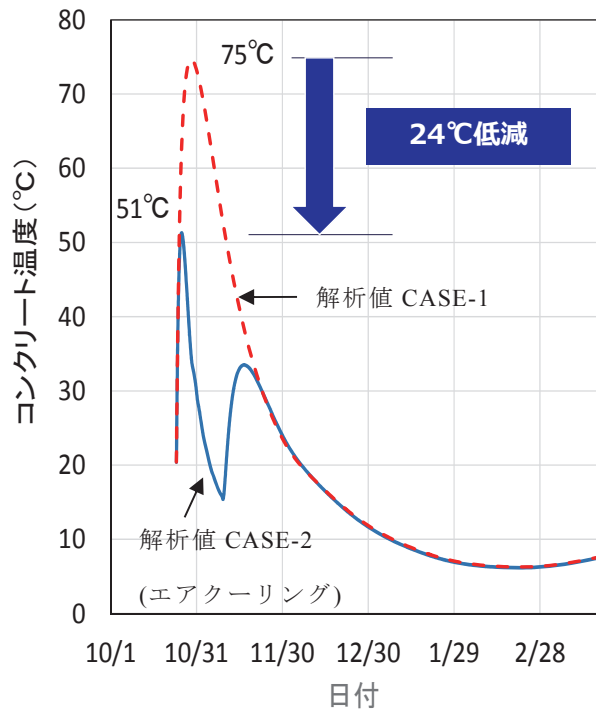
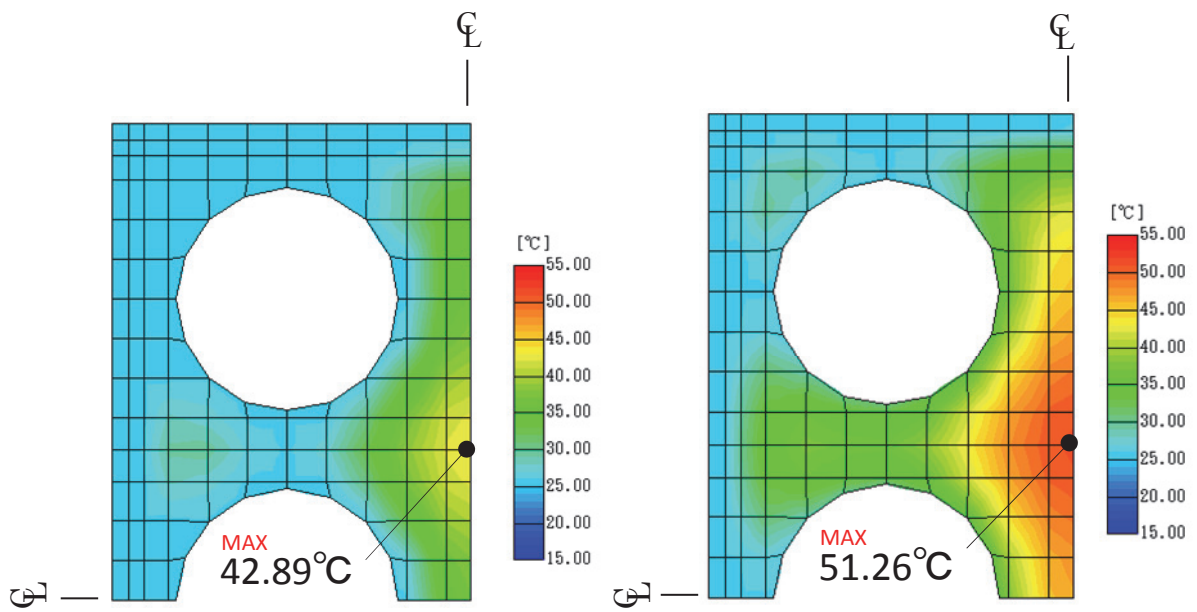


図 6.4.3 柱基部（鋼管内充填部）の温度解析履歴の比較



a) 鋼管内エアクーリング有

b) 鋼管内エアクーリングなし

図 6.4.4 標準部（鋼管内充填なし）の温度解析結果

6.4.2 液体窒素によるプレクーリング

液体窒素によるプレクーリング工法⁷⁾は、練混ぜ後のコンクリートを液体窒素(-196℃)により冷却するものであり、アジテータトラックのドラム内に液体窒素を直接噴入してコンクリートの冷却を行うものである(図6.4.5、写真6.4.2、写真6.4.3)。噴射装置は、本工事のために新たに製作した(写真6.4.4)。

液体窒素噴射中は、冷却に伴い、空気中の水蒸気が微細な水滴となり、多量の白煙を生ずる。人体には無害な白煙ではあるが、施工に際しては、酸素欠乏症等防止規則で定められている空気中の酸素濃度18%以上を保つように、排煙設備(扇風機)で換気を行い、酸素濃度計で酸素濃度を確認しながら冷却作業を実施した(写真6.4.5)。

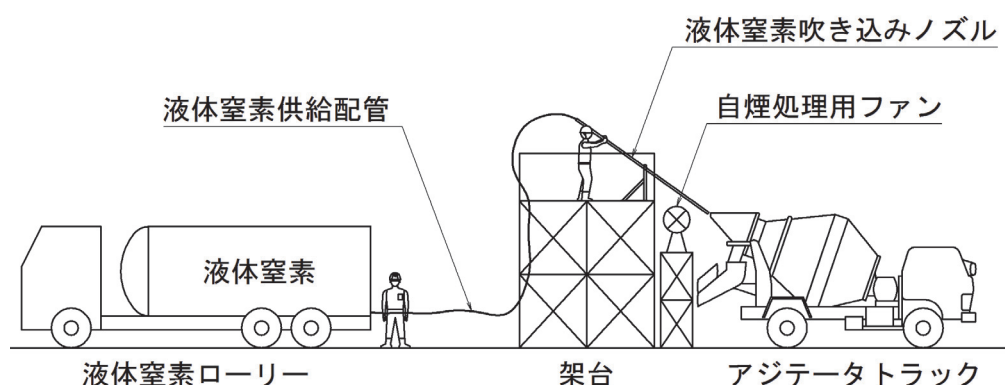


図 6.4.5 アジテータトラックへの LN2 噴入による冷却方法



写真 6.4.2 設備配置状況



写真 6.4.3 液体窒素噴射状況



写真 6.4.4 液体窒素噴射装置



写真 6.4.5 酸素濃度計

液体窒素の冷却効率について把握するとともに、液体窒素による冷却がフレッシュコンクリートの性質およびコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響を確認した。

(1) 冷却時間とコンクリート降下温度の関係

冷却時間とコンクリート降下温度の関係は、4.0m³のアジテータトラックを冷却前の温度31.0℃から17.3℃まで、約14℃降下させるのに必要な噴射時間は540秒（9分）であり、噴射量は840kgとなった。この結果より、コンクリート降下温度と液体窒素噴射時間の関係を図6.4.6に、コンクリート降下温度と液体窒素噴射量の関係を図6.4.7に、それぞれプロットした。これらより、一次式で回帰して下式を求めた。

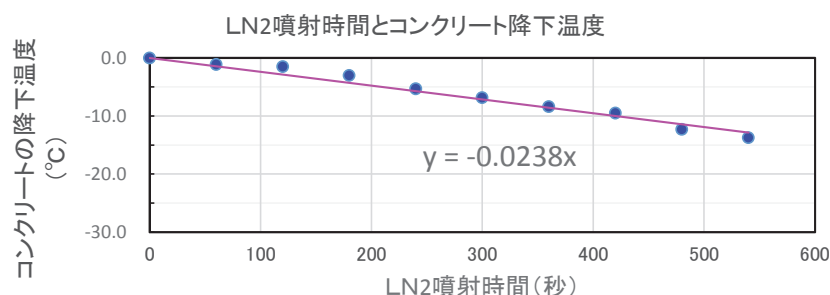


図 6.4.6 噴射時間とコンクリート降下温度の関係

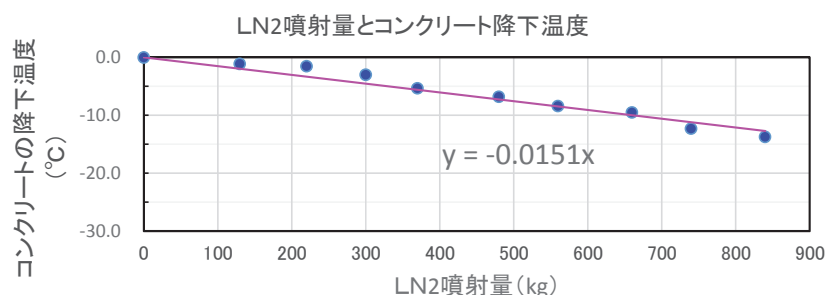


図 6.4.7 噴射量とコンクリート降下温度の関係

$$Y = -0.0238X_t \quad (6.1)$$

$$Y = -0.0151X_m \quad (6.2)$$

ここに、 Y ：コンクリート降下温度， X_t ：液体窒素噴射時間（秒）， X_m ：液体窒素噴射量（kg）である。

(2) フレッシュコンクリートの性質に及ぼす影響

a) スランプ

コンクリート温度とスランプの関係は、冷却することで、17.0cmから15.5～16.0cmに低下した（図6.4.8）。この要因は、徐々に液体窒素を噴射しながらの試験施工で、約1時間

程度の時間を要した経時変化によるスランプ低下と考えられる。しかし、冷却後のスランプは、管理値以内であることが確認された。

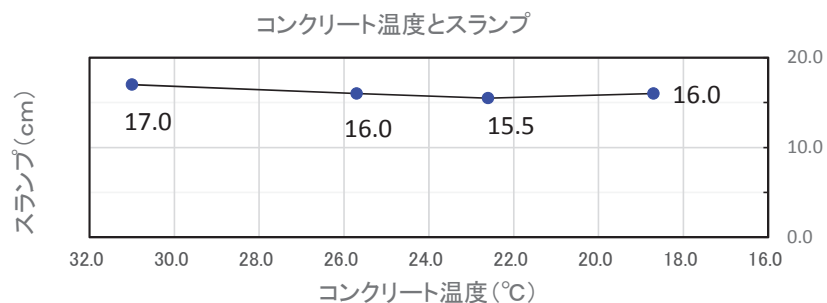


図 6.4.8 スランプとコンクリート温度の関係

b)空気量

コンクリート降下温度と空気量の関係は、冷却することで、4.4%から5.7～5.9%に増加した。この要因は、液体窒素噴入後、ドラム内のコンクリート温度の均一化を図るため、ドラムを高速回転させ攪拌したことによるエントラップエアの混入であると考えられる。しかし、空気量は管理値の上限以下であることが確認された（図6.4.9）。

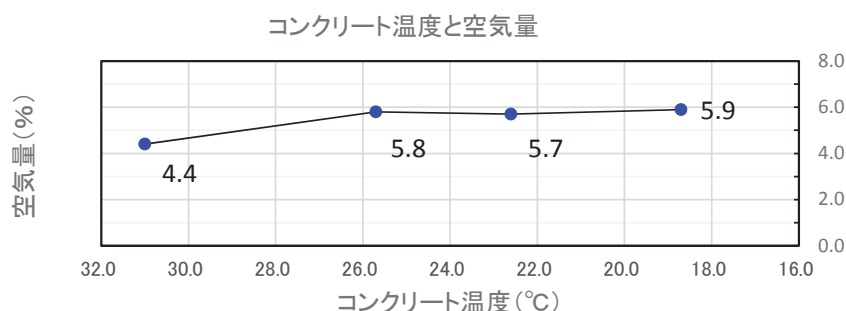


図 6.4.9 空気量とコンクリート温度の関係

(3)硬化コンクリートの性質に及ぼす影響

図6.4.10に示す圧縮強度(σ_3 , σ_7 , σ_{28})の試験結果より、液体窒素噴入による強度差は認められなかった。

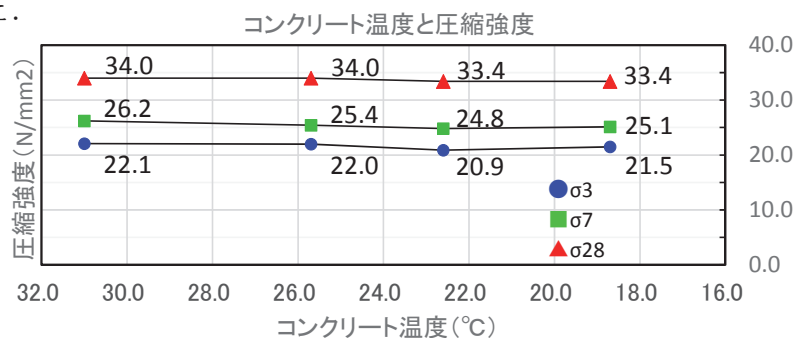


図 6.4.10 圧縮強度とコンクリート温度の関係

以上の試験施工結果をもとに，液体窒素を用いたプレクーリング対策を鋼管コンクリート合成構造橋脚に適用し，実施工において有害なひび割れは確認されず，温度ひび割れ対策として有効であることを確認した．なお，液体窒素は比較的高価なことから，全てのコンクリートに適用することは現実的ではない．本対策工の合理的な適用方法としては，図 6.4.11 に示すように，例えば 30℃を超える夏季を対象に，気温の高いときにおいてもコンクリートを 30℃以下に抑制し，安定的にコンクリートの品質を確保するという方法が最適であると考えられる．

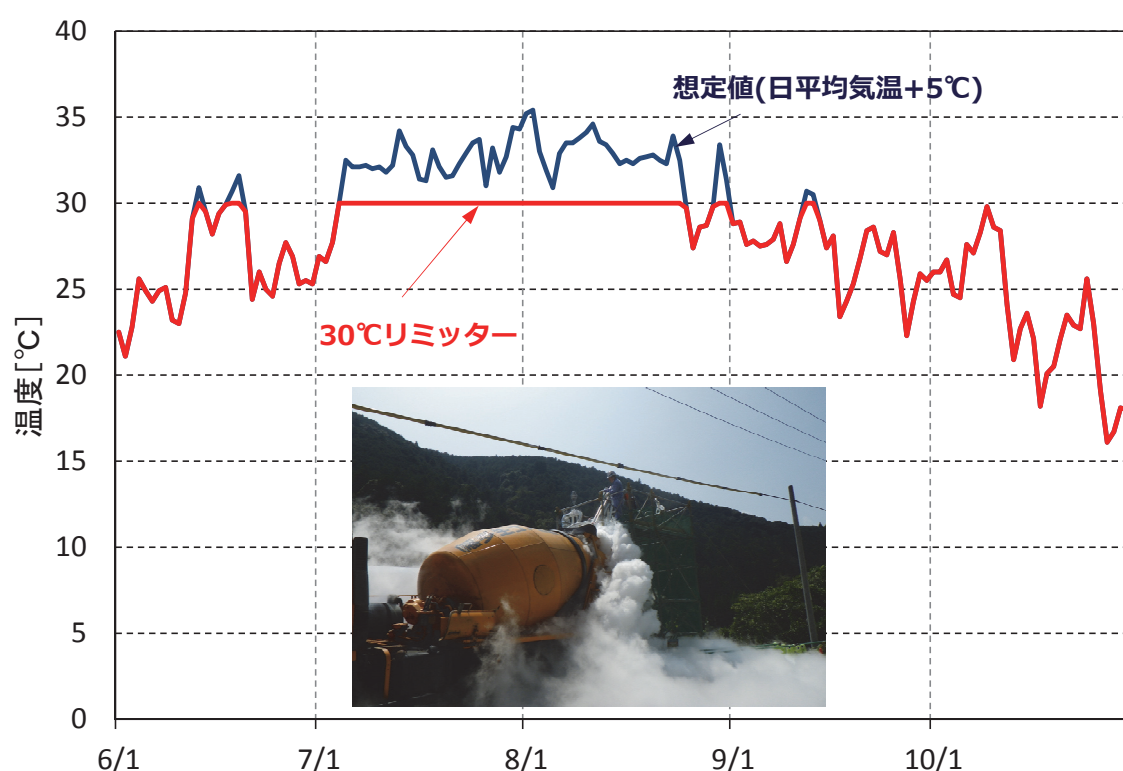


図 6.4.11 液体窒素によるプレクーリングの運用方法

6.5 まとめ

本章における結論は以下の通りである．

- ・下田水高架橋の施工において実施したサイクル工程および省力化実績から，従来技術である RC 橋脚に比べ，実働日数で 52%，延べ作業員数で 59%に低減できることが明らかになった．
- ・一般的に 30m を超える高橋脚への適用が多い複合橋脚に対し，高さ 13.9～17.3m を有する湯ノ沢高架橋の低橋脚に対し，従来の RC 橋脚に比べ経済性において優位になることを確認した．

・ML 橋脚を利用した橋梁の実績として、デザインビルドの田中川橋の施工により，標準的な現場施工日数 920 日を 540 日の工期短縮を実現した．

・エアクーリング，プレクーリング（液体窒素）による温度ひび割れ対策は，コンクリートの水和熱に起因するコンクリート温度上昇を抑制し，有害な温度ひび割れ防止として有効な対策であることを確認した．

[6 章の参考文献]

- 1) 財団法人国土技術研究センター：ML 工法（外面リブ付鋼管・コンクリート合成橋脚構築工法），2010.7.
- 2) 福本英一郎，久正，川端淳，田村多佳志，篠崎裕生：鋼管・コンクリート合成構造橋脚（ML 工法）の設計・施工ー本州四国連絡橋下田水高架橋 SP2 橋脚ー，橋梁と基礎，1999.3.
- 3) 湯ノ沢高架橋：PC 設計 NEWS，No.151，三井住友建設 HP，
<http://www.smcon.co.jp/technology-services/pc-sekei/>
- 4) 星田真一，永元直樹，荒川正秋，有上悟：ケーブルクレーンを用いて急速施工した中部横断道田中川橋の設計・施工，第 22 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，2013.10.
- 5) 建部俊典，松田光男，菅信二，安藤慎一郎，山田和男，原田太，星川浩樹：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚における温度ひび割れ対策について，土木学会第 56 回年次学術講演会，V-585，pp.1170-1171，2001.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，6 編温度ひび割れに対する照査，2012 年制定.
- 7) 長滝重義，小野定：コンクリートのプレクーリング工法の現状，コンクリート工学，Vol.29，No.12，pp.5-19，1991.12.

第 7 章 結論

近年我が国が抱える少子高齢化および熟練労働者不足のほか、高密度配筋による施工品質不良を背景に、省力化および合理化施工が可能な外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の開発と実用化に関する研究を行った。本章では、本研究で得られた知見と結論および今後の将来展望について述べる。

(1) 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成はりの耐荷力

部材の性能を把握するうえで重要な合成はりの耐荷力の評価方法について実験的検証を行った。まずは、外面リブ付鋼板とコンクリートの付着特性を付着試験により確認したうえで、合成はりの曲げ試験、せん断試験により、仮定した断面耐力評価方法の妥当性を明らかにした。本実験で得られた知見を以下に示す。

- ① リブ角度 $0\sim 45^\circ$ ，コンクリート圧縮強度 $23.6\sim 42.3\text{N/mm}^2$ の範囲において，外面リブ付鋼管試験片の付着強度は鉄筋と同等以上であり，リブのない平鋼の4～5倍程度大きい。道路橋示方書の鉄筋の地震時許容付着応力度以上であることから，外面リブとコンクリートは十分な付着特性を有するものと考えられる。
- ② 合成はりにおいて，ひずみ分布の平面保持を仮定した計算方法で，曲げ耐力のほか，外面リブ付鋼管や軸方向鉄筋の降伏荷重を精度良く推定できる。
- ③ 合成はりにおいて，鉄筋コンクリート部分のせん断負担に加えて，外面リブ付鋼管のせん断負担を考慮できる。また，外面リブ付鋼管のせん断耐力を，外面リブ付鋼管の塑性モーメントを載荷スパンで除したせん断力とすることで，せん断実験結果を安全側に評価できる。

(2) 正負交番載荷実験による ML 橋脚の限界変位に基づく耐震性能評価

(1)で得た曲げ耐力とせん断耐力の評価方法を用いて設計した橋脚模型試験体の正負交番載荷実験を行った。試験体は，実物大規模を忠実に 1/6 に縮小した横拘束筋を変化させた 3 体である。ここでは，道路橋示方書（平成 24 年版）で新たに示された限界変位により耐震性能を評価する方法を用い，本構造が鉄筋コンクリート橋脚として設計すれば十分安全側に耐震性能を満足できることを明らかにした。併せて，既往の鉄筋コンクリート試験体とのじん性比較により，本構造のじん性が高い要因分析を行った。本実験で得られた知見を以下に示す。

- ① H24 道示の耐震性能 2 および耐震性能 3 における限界変位と損傷の関係について，3 試験体の結果を整理して次のことが明らかとなった。

- ・限界変位の計算値 δ_{ls2} に相当する損傷は，曲げひび割れが進展途中の領域にあり，H24 道示における制限の目安である「曲げひび割れが残留する程度」の損傷に収まっている．
 - ・限界変位の計算値 δ_{ls3} に相当する損傷は，H24 道示における制限の目安である「コンクリートが剥落し，軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になる前」の状態に対し，十分余裕を持った状態に留まっている．
- ② 3 体全ての試験体について，耐震性能 2 の限界変位に至るまでの間，3 サイクル目の水平荷重は，1 サイクル目の最大水平荷重の 85% 限界線を常に上回っている．また，同一振幅における 2 回目から 3 回目の载荷でのエネルギー吸収低下量も概ね 10% 以下である．
- ③ 最大剥落範囲および曲率分布から判断して，H24 道示で計算される塑性ヒンジ長は概ね実現象と整合している．
- ④ 3 体全ての試験体について，塑性ヒンジ領域において軸方向鉄筋に発生する引張ひずみは，H24 道示で規定された軸方向鉄筋の許容ひずみ ε_{st2} および ε_{st3} を概ね下回っている．
- ⑤ ①～④より，本構造は，H24 道示に示される耐震性能を満足していると考えられる．
- ⑥ ML 試験体の終局変位塑性率の実験値は，RC 橋脚の傾向と同様に，横拘束筋の体積比 ρ_s と高い相関を有する．中間帯鉄筋を配置していない試験体は，中間帯鉄筋を配置した試験体と同様に，横拘束筋の体積比 ρ_s と終局変位塑性率 μ の関係を表した近似直線上にプロットされる．また，ML 試験体と同等の断面耐力を有する RC 試験体との比較実験結果より，両者の終局変位塑性率の比率 a は，両者の軸方向鉄筋量比率 η と比較的高い相関を有する．

$$\eta = \frac{A_{s-ml}}{A_{s-rc}} \quad (3.12)$$

$$a = \frac{\mu_{ml}}{\mu_{rc}} \quad (3.13)$$

ここに， η ：ML 橋脚と同等の耐力を有する RC 橋脚と ML 橋脚の 2 つ構造間における軸方向鉄筋量の比率， A_{s-ml} ：ML 橋脚の軸方向鉄筋断面積の合計， A_{s-rc} ：RC 橋脚の軸方向鉄筋断面積の合計， a ：ML 橋脚と同等の耐力を有する RC 橋脚と ML 橋脚の 2 つ構造間における終局変位塑性率の比率， μ_{ml} ：ML 橋脚の終局変位塑性率， μ_{rc} ：RC 橋脚の終局変位塑性率，である．

- ⑦ ML 橋脚における柱基部の損傷が進展する順番は、鋼管座屈が終局点以降に生じることを確認できること以外は RC 橋脚と同じである。ただし、⑥の結果から判断すると、ML 橋脚は標準的な RC 橋脚に比べ、かぶり付近に配置する軸方向鉄筋が少ないことから、かぶりコンクリートを外側に押し出す力が RC 橋脚より小さく、これが RC 橋脚に比べ大きな終局変位塑性率を示す要因と考えられる。

(3) ML 橋脚の塑性変形性能向上に着目した要因分析とじん性率の直接評価

通常の鉄筋コンクリート橋脚の設計に用いる道路橋示方書に従った評価方法を ML 橋脚に適用すると、終局変位塑性率は実測値の半分以下となり十分な評価ができないことが明らかとなっている。ここでは、ML 橋脚の既往の正負交番載荷実験結果をもとに、これまで十分に検証がなされていなかった終局点の定義や終局変位塑性率の評価方法を新たに提案した。本実験で得られた知見を以下に示す。

- ① ML橋脚の終局を軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷が発生する直前の状態と仮定すると、概ね水平荷重が最大荷重の80%に低下した時点と一致することが分かった。
- ② 終局変位塑性率に与える要因を分析した結果、従来のRC橋脚と同様に横拘束筋の体積比および曲げせん断耐力比との相関が高いことが分かった。
- ③ 要因分析の結果をもとに、RC橋脚の横拘束筋の体積比という概念に基づき、ML橋脚において横拘束鋼材体積比 κ という係数を定義した。 κ においては、横拘束鉄筋が拘束するコンクリート体積から外面リブ付鋼管内のコンクリート体積を控除するとともに、降伏強度で補正した鋼管の断面積を加算した。

$$\kappa = \frac{V_m}{s \left(d^2 - \frac{1}{4} \pi \phi^2 \right)} \quad (4.5)$$

$$V_m = 4 A_h d + \frac{1}{2} \omega A_t s \quad (4.6)$$

$$\omega = \frac{\sigma_{py}}{\sigma_{wy}} \quad (4.7)$$

ここに、 V_m ：横拘束鋼材体積， ϕ ：鋼管の直径， A_h ：横拘束筋1本あたりの断面積， d ：横拘束筋の有効長， s ：横拘束筋の間隔， A_t ：外面リブ付鋼管断面積， ω ：降伏強度補正係数， σ_{wy} ：帯鉄筋の降伏応力度， σ_{py} ：鋼管の降伏応力度である。

- ④ 定義した係数 κ と終局変位塑性率実験値の相関は高く、この近似直線をML橋脚の終局変位塑性率を直接評価する式として提案した。

$$\mu = \begin{cases} 190\kappa + 4.0 & (\text{鋼管 1 列配置}) \\ 169\kappa + 5.6 & (\text{鋼管 2 列配置}) \end{cases} \quad (4.11)$$

$$\delta_u = \mu \delta_y \quad (4.12)$$

ここに、 δ_u ：終局変位， δ_y ：降伏変位，である。

- ⑤ 道路橋示方書における耐震設計2で許容される損傷度合いに収めるための終局時からの割戻し安全率は2.0程度となることが分かった。

上記④,⑤の評価式および安全率等の適用に当たっては、設計で想定する断面諸元が実験範囲であることを確認するだけでなく、それと類似の試験体諸元を逸脱しないよう配慮が必要である。

(4) 適用規模を拡大した大断面 ML 橋脚の適用と鋼管配列の影響

これまでの ML 橋脚の耐震性能に関する検討は、橋軸方向に鋼管を 1 列あるいは 2 列に配置した橋脚模型で実施しており、橋軸方向に鋼管を 3 列に配置した大断面の検討は行っていないことに着目した。具体的には、大断面を有する橋脚模型の正負交番載荷実験を行い、挙動を詳細に確認するとともに、鋼管配列が 1 列あるいは 2 列配置との違いを明らかにした。また、鋼管本数が多く、鋼管のフーチング定着に与える群効果が懸念されるため、試験体を切断して、定着の状況を確認した。本実験により得られた知見を以下に示す。

- ① 鋼管を鉄筋に置き換えた RC 橋脚として、H24 道示に準拠して計算された荷重－変位関係は、本構造の耐震性能を安全側に評価できる。
- ② 試験体の破壊は柱基部の曲げ破壊先行であり、鋼管の群効果によるフーチングからの明確な抜け出し現象は観察されず、良好な変形性能を示した。
- ③ 荷重載荷方向の鋼管配列が大きいほど、柱基部塑性変形回転角は小さくなる傾向を示す。
- ④ 実験上の終局点（ $4\delta_y$ ）は、計算上の終局点（ $2\delta_y$ 相当）の 2 倍程度となる。これは、本構造の塑性ヒンジ長が計算値以上に拡大することで説明することができる。

(5) 施工データに基づく ML 橋脚の合理化検証

これまでの工事で適用されてきた ML 橋脚について、代表的な工期短縮事例、コスト削減事例の効果について示すとともに、中でも筆者が実際に適用したデザインビルド案件に対して、ML 橋脚とケーブルクレーンを利用した合理化施工により、橋梁工事の急速施工を実現した内容について具体的に示した。併せて、本構造の品質確保対策として、コンクリート打設時の水和熱に起因する温度ひび割れに対する対策工について、その概要と効果を示した。実施工により得られた知見を以下に示す。

- ① 下田水高架橋の施工において実施したサイクル工程および省力化実績から、従来技術である RC 橋脚に比べ、実働日数で 52%，延べ作業員数で 59% に低減できることが明らかになった。
- ② 一般的に 30m を超える高橋脚への適用が多い複合橋脚に対し、高さ 13.9～17.3m を有する湯ノ沢高架橋の低橋脚に対し、従来の RC 橋脚に比べ経済性において優位になることを確認した。
- ③ ML 橋脚を利用した橋梁の実績として、デザインビルドの田中川橋の施工により、標準的な現場施工日数 920 日を 540 日の工期短縮を実現した。
- ④ エアクーリング、プレクーリング（液体窒素）による温度ひび割れ対策は、コンクリートの水和熱に起因するコンクリート温度上昇を抑制し、有害な温度ひび割れ防止として有効な対策であることを確認した。

以上の成果により、第 1 章 1.4 で掲げた 3 つの目標を以下のように実現した。

- I. 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の曲げおよびせん断耐力の計算方法を確立した。
- II. 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の耐震性能（じん性）の評価方法を確立した。
- III. 外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚は省力化・合理化施工と品質向上の効果を有することを確認した。

以上，本研究により得られた成果を述べた．本構造は，本研究成果をもとに，国土交通省の NETIS 新技術情報システムにおいて，平成 23 年度より活用促進技術（HK-030001-V）に認定され，省力化・合理化技術として展開が図られている．今後は，高強度材料やプレキャスト化の組合せにより，更なる技術の合理化を図る予定である．特に，筆者らは鉄筋コンクリート橋脚のハーフプレキャスト化（帯鉄筋内臓）の研究^{1)～4)}を行っており，実施工に適用している（写真 7.1.1）．こうした技術を組み合わせることで，橋脚の更なる合理化施工が可能となり，超急速施工が実現することから今後の展開が期待される（図 7.1.1）．



写真7.1.1 RC橋脚のハーフプレキャスト化

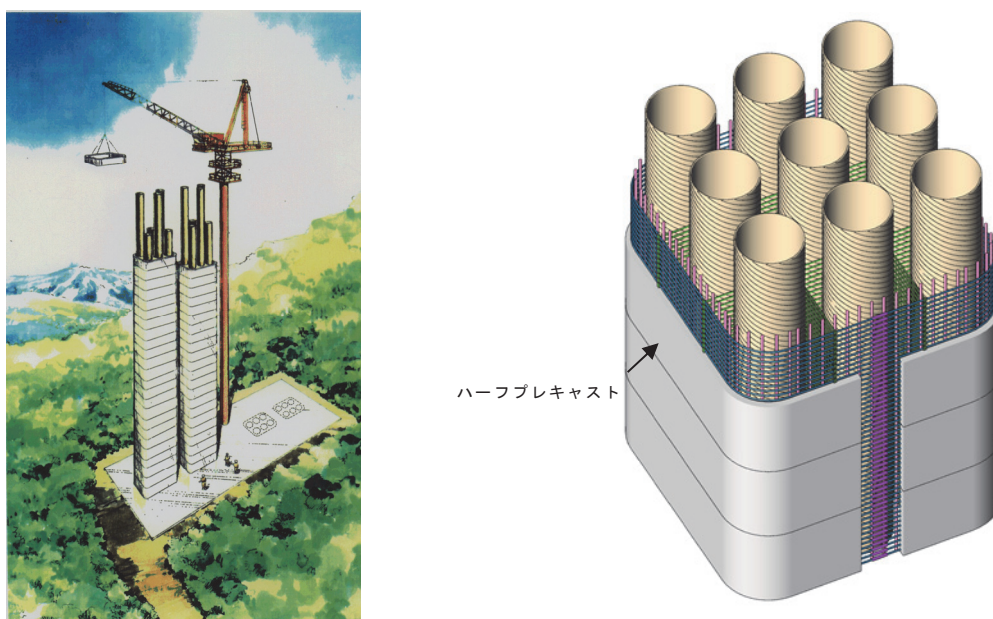


図7.1.1 ML橋脚のハーフプレキャスト化

[7 章の参考文献]

- 1)佐溝純一，福田雅人，諸橋明，村尾光則：特集 高速道路開通 50 年・名神から新名神へ 新名神高速道路武庫川橋の設計と施工，雑誌「基礎工」10 月号，PP.61-64，2013.
- 2)村尾光則，渡辺宗樹，澤井淳司，三上浩，篠崎裕生：帯鉄筋と主鉄筋が離れて配置されている R C 橋脚の耐震性能に関する実験的考察，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集第 5 部，Vol.63，PP.933-934，2008.9.
- 3)水野浩次，畠山則一，小室弥一郎，滝山浩，諸橋明，村尾光則：第二京阪道路青山地区高架橋の設計と施工ー上下部工事においてプレキャスト工法を採用した大規模 P C 高架橋の急速施工ー，雑誌「橋梁と基礎」平成 22 年 2 月号，2010.
- 4)乙味川橋：PC 設計 NEWS，No.34，三井住友建設 HP，
<http://www.smcon.co.jp/technology-services/pc-sekei/>