共同研究報告書

整理番号第283号

高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書（その１）

平成14年９月

独立行政法人土木研究所

財団法人土木研究センター

前田建設工業株式会社

戸田建設株式会社

住友建設株式会社

株式会社ピー・エス

東急建設株式会社

Copyrightc© (2002) by P.W.R.I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.
この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
第283号2002年 9 月

高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書（その１）

独立行政法人土木研究所　耐震研究グループ（耐震）　上席研究員　運上　茂樹
財団法人土木研究センター　理事　小林　茂敏
前田建設工業株式会社　技術本部　技術研究所　部長　横沢　和男
戸田建設株式会社　土木工事技術部　部長　多田　幸司
住友建設株式会社　土木部　ＰＣ設計部　次長　春日　昭夫
株式会社ピー・エス　技術研究所　主任研究員　久保　明英
東急建設株式会社　生産技術本部　土木技術設計部　第二課　課長　玉井　真一
（いずれも代表者のみを記す）

要　旨

本報告書は、独立行政法人土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間５社との共同研究として平成13年度から平成15年度にかけて研究を実施している「高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する研究」について、平成13年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究では、鉄筋コンクリート構造の塑性領域において必要な変形性能を確保するとともに、施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術開発を行うことを目的としている。平成13年度は、鉄筋コンクリート橋脚のじん性の向上という観点で配筋されている鉄筋の合理化という観点から、国内外における関連する既往の研究をレビューするとともに、それらの鉄筋の量を低減させるための方策ならびに施工性を向上させる新しい配筋方法等について検討を行った。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、配筋合理化、高強度材料、インターロッキング構造、横方向プレストレス、プレキャスト構造、定着構造、高じん性構造

高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究
まえがき

平成７年の兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえ、鉄筋コンクリート構造においては、地震時における塑性変形性能の向上が不可欠となった。塑性変形性能に優れた鉄筋コンクリート構造を実現するためには、一般にねばり強い破壊モードとなる曲げ破壊型の損傷を確実に誘導し、さらに軸方向鉄筋の座屈を防ぎ、コアコンクリートを適切に拘束することが必要とされる。このため、部材をとり囲む帯鉄筋、軸方向鉄筋や帯鉄筋の外側へのはらみだしを防ぐ中間帯鉄筋、さらには、かぶりコンクリートが剥離したような状態でも帯鉄筋や中間帯鉄筋がコアコンクリートを確実に拘束できるように帯鉄筋の端部を十分に定着することが必要とされるようになった。このため、従来構造に比較して、鉄筋コンクリート部材における鉄筋の配置や定着が量的、質的に多くなっている。

こうした耐震設計上の要求を満足させると、一方では、現場における帯鉄筋や中間帯鉄筋の施工作業が非常に煩雑になるとともに、コンクリートの確実な充填性についても注意が必要となるなど、現場での施工性が従来に比較して低下するなどの課題が指摘されている。このため、必要な耐震性能を確保し、かつ、より合理的な配筋構造の両立を可能とする技術開発が必要とされている。

本共同研究は、このような背景のもとで、独立行政法人土木研究所、(財)土木研究センター、ならびに前田建設工業株式会社、戸田建設株式会社、住友建設株式会社、株式会社ピー・エス、東急建設株式会社、民間会社５社の共同研究として、平成１３年度から３カ年間の予定で研究を実施しているものである。本共同研究では、鉄筋コンクリート構造の塑性領域における必要な変形性能を確保するとともに、施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術開発を行うことを目的とし、高施工性材料や高強度材料等を活用した耐震構造、従来の配筋構造とは異なる高じん性を発揮する新しい耐震構造を含む実用的な配筋合理化技術の開発を目的とするものである。

平成１３年度は、鉄筋コンクリート橋脚のじん性の向上のために配筋されている鉄筋の合理化という観点から、国内外における関連する既往の研究をレビューするとともに、それらの鉄筋の量を低減させるための方策ならびに施工性を向上させる新しい配筋方法等について検討を行った。ここでは、高強度材料、インターロッキング構造、プレストレス導入構造、プレキャスト構造、定着構造の合理化、新たな高じん性構造、について研究開発を実施した。本共同研究の実施に際しては、開発目標とする構造毎にグループを組織して、各研究グループ間で互いに緊密な連携をとりながら研究を実施している。

本報告書は、以上のように検討を実施した平成１３年度の検討成果をまとめたものである。

平成14年9月30日

共同研究代表者　独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ耐震担当　運上　茂樹

共同研究担当者名簿

所　属　名	氏　名	役　職　名
独立行政法人土木研究所	常田賢一	耐震研究グループ長
	◎運上茂樹	耐震研究グループ（耐震）　上席研究員
	○星隈順一	耐震研究グループ（耐震）　主任研究員
	塩島亮彦	耐震研究グループ（耐震）
財団法人土木研究センター	◎小林茂敏	理事
	鷹取　勲	企画部 部長
	○城國省二	技術審査部 次長
	南　昭正	技術審査部 次長
前田建設工業株式会社	◎横沢和男	技術本部技術研究所 部長
	三島徹也	技術本部技術研究所 課長
	○原　夏生	技術本部技術研究所 課長代理
戸田建設株式会社	◎多田幸司	土木工事技術部 部長
	○請川　誠	土木工事技術部技術 3 課主任
	田中　徹	土木工事技術部技術 1 課コンクリート担当
	朝倉弘明	土木設計室構造設計グループ
	菊田繁美	技術研究所複合構造プロジェクトチーム
	袴谷秀幸	技術研究所躯体材料プロジェクトチーム
住友建設株式会社	◎春日昭夫	土木本部ＰＣ設計部 次長
	中井裕司	土木本部技術部 次長
	○川浦順一	土木本部技術部 次長
	浅井　洋	土木本部技術研究所 主任研究員
株式会社ピー・エス	◎○久保明英	技術研究所 主任研究員
	鈴木宣政	本社土木技術部技師 1
	村井伸康	本社土木技術部技師 2
東急建設株式会社	◎○玉井真一	生産技術本部土木技術設計部第二課 課長
	宮城敏明	技術研究所土木研究室 室長
	黒岩俊之	技術研究所土木研究室 研究員
	鈴木昭信	新日本製鐵㈱建材開発技術部 マネジャー

◎研究責任者、○連絡担当者

高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究　平成13年度報告書

目　次

第1章　はじめに …… 1
1．1　研究の目的 …… 1
1．2　鉄筋コンクリート橋脚の配筋細目に関する基準の国際化 …… 3
1．3　配筋合理化のための基本的な課題 …… 11
1．4　本共同研究における課題の設定 …… 12

第2章　高強度材料を活用した配筋合理化技術 …… 13
2．1　配筋合理化への効果 …… 13
2．2　高強度材料 …… 18
2.2.1　高強度材料に関する基準類と適用範囲 …… 18
2.2.2　高強度コンクリート …… 19
2.2.3　高強度鉄筋 …… 32
2．3　ＮｅｗＲＣでの復元力特性および限界変形の評価方法 …… 36
2.3.1　梁の復元力特性 …… 36
2.3.2　柱の変形性能 …… 39
2.3.3　コンファインドコンクリートの力学特性 …… 41
2．4　土木分野での研究動向 …… 45
2.4.1　曲げ耐力に関する研究動向 …… 45
2.4.2　せん断耐力に関する研究動向 …… 46
2.4.3　使用性能に関する研究動向 …… 54
2.4.4　耐震性能に関する研究動向 …… 56
2.4.5　構造細目に関する研究動向 …… 59
2．5　道路橋示方書における耐震性能照査と高強度鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ構造への適用 …… 60
2.5.1　適用範囲 …… 60
2.5.2　設計地震動と耐震性能照査 …… 60
2.5.3　破壊形態の判定 …… 61
2.5.4　せん断耐力の算定 …… 62
2.5.5　終局水平耐力と変形性能 …… 64
2.5.6　構造細目 …… 71
2．6　研究目標の設定 …… 76
2.6.1　対象構造物の選定 …… 76
2.6.2　課題の整理 …… 77
2.6.3　研究実施項目（案） …… 81

第3章　インターロッキング構造を活用した配筋合理化技術 …… 85
3．1　はじめに …… 85
3．2　インターロッキング式橋脚に関する既往の研究 …… 86
3.2.1　橋軸方向に対する検討 …… 86
3.2.2　橋軸直角方向に対する検討 …… 91
3.2.3　インターロッキング式橋脚の施工に関する検討 …… 99
3．3　インターロッキング式橋脚に関する海外の基準 …… 101
3.3.1　AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units,Second Edition …… 101
3.3.2　Caltrans Bridge Design Specifications …… 102
3.3.3　Eurocode 8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures Part2:Bridges … 103
3.3.4　海外の基準の比較 …… 104

３．４　既往の実験結果と道路示方書に基づく塑性変形性能の評価値の比較 …… 105
3.4.1　概要 …… 105
3.4.2　検討結果 …… 105
３．５　インターロッキング配筋とした時の鉄筋量の低減効果 …… 113
3.5.1　概要 …… 113
3.5.2　試計算結果 …… 113
３．６　研究目標の設定 …… 118
3.6.1　耐震性能の評価方法に関する事項 …… 118
3.6.2　インターロッキング式橋脚の応用 …… 119

第４章　プレストレス導入構造を活用した配筋合理化技術 …… 121
４．１　はじめに …… 121
4.1.1　研究目的 …… 121
4.1.2　背景 …… 121
４．２　開発に当っての背景の技術 …… 122
4.2.1　ＡＷＳ工法の概要 …… 122
4.2.2　ＳＰＥＲ工法の概要 …… 125
４．３　既往の研究 …… 128
4.3.1　既往の研究の概要 …… 128
4.3.2　既往の研究に基づく数値実験 …… 129
４．４　軸方向鉄筋の座屈に関する検討 …… 148
4.4.1　検討業務 …… 148
4.4.2　弾性座屈固有値解析 …… 150
4.4.3　有限変形非線形解析 …… 153
4.4.4　非線形解析（分布バネモデル） …… 156
4.4.5　考察 …… 157
４．５　平成14年度の計画 …… 158
4.5.1　方針 …… 158
4.5.2　工法の考え方 …… 160
4.5.3　実験計画 …… 161

第５章　プレキャスト構造を活用した配筋合理化技術 …… 167
５．１　はじめに …… 167
５．２　現状の技術レベル …… 167
5.2.1　橋脚に用いられるプレキャストコンクリート構造の分類と得失 …… 167
5.2.2　鉄筋継手の分類とプレキャスト構造への適用 …… 170
5.2.3　プレキャスト接合部のせん断耐力評価式 …… 173
５．３　既開発プレキャスト構造 …… 176
５．４　まとめと課題 …… 187

第６章　定着構造の合理化による配筋合理化技術 …… 207
６．１　はじめに …… 207
６．２　中間帯鉄筋の端部定着システムに関する研究 …… 208
6.2.1　既往の鉄筋端部の定着技術 …… 208
6.2.2　施工性を向上させた定着構造の提案 …… 210
6.2.3　施工性を向上させた定着構造の引抜試験 …… 212
６．３　中間帯鉄筋の途中定着に関する研究 …… 220
6.3.1　既往の研究 …… 220
6.3.2　途中定着中間帯鉄筋の提案 …… 226

第７章　高じん性構造による配筋合理化技術 …… 229
７．１　はじめに …… 229
７．２　現状の技術レベル …… 229
7.2.1　橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造 …… 229
7.2.2　橋脚にＰＣ鋼材を巻いて締め横拘束する構造 …… 231
７．３　高じん性化の検討 …… 231
７．４　高じん性構造案と研究方針 …… 233
7.4.1　橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造 …… 233
7.4.2　橋脚にＰＣ鋼材を巻いて締め横拘束する構造 …… 233

第１章　はじめに

１．１　研究の目的

鉄筋コンクリート橋脚構造においては、平成７年の兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえて、地震時における塑性変形性能の向上が不可欠となった。道路橋の耐震設計基準である道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[1),2)]では、大規模地震に対して地震エネルギーを吸収しながら抵抗できるように、じん性に富むねばり強い構造とすることの必要性が規定されており、土木学会のコンクリート標準示方書耐震設計編[3)]では、構造上塑性ヒンジができる部分には十分なじん性を持たせておくことが規定された。

じん性に富んだ鉄筋コンクリート橋脚とするためには、曲げ破壊型の破壊モードとなるようにせん断耐力を確保することは当然であるが、大きな曲げ塑性変形が作用した場合であっても、曲げ圧縮によって軸方向鉄筋が座屈しようとする挙動をできる限り抑制し、内部コンクリートが拘束されている状態を維持することが重要である。軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋と中間帯鉄筋からなる横拘束筋を配置するのは、せん断耐力を高めるとともに、軸方向鉄筋の座屈を抑制して内部コンクリートを拘束し、塑性変形性能を高めることを目的としているためである。

横拘束筋がこれらの性能を発揮するためには、横拘束筋の量と質がともに適切であることが重要である。横拘束筋の量とは、横拘束筋の鉄筋径や設置間隔で表される物理的な量であり、横拘束筋の鉄筋径を大きくしたり、帯鉄筋の高さ方向の間隔や中間帯鉄筋の水平方向の間隔を狭めたりすることによって拘束効果を高めることができる。一方、横拘束筋の質とは、横拘束筋の継手形式や定着形式の適切さで評価される。鉄筋コンクリート部材に正負交番に大きな曲げ塑性変形が生じると、軸方向鉄筋には塑性引張変形を受けた後に圧縮変形が作用するため、伸びた軸方向鉄筋が外側へはらみ出そうとする。この軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートが押し出されるようにして剥落する状態に至るが、このような損傷状態となった場合でも、内部コンクリートの拘束効果が確保できるように、適切な継手形式や定着形式としておくことが重要である。すなわち、かぶりコンクリートの部分に帯鉄筋や中間帯鉄筋の端部を定着させた場合、かぶりコンクリートが剥落すると、直ちに定着機能が喪失してしまい、内部コンクリートが拘束できなくなる。また、軸方向鉄筋の外側に配置された帯鉄筋の継手をフックのない重ね継手で継いだ場合、かぶりコンクリートが剥落すると、継手としての機能を果たさなくなる。このような理由から、塑性変形性能を確実に向上させるためには、かぶりコンクリートとの定着に依存した継手形式や定着形式は望ましくなく、内部コンクリートに定着させる形式を適用することが重要となる。

このような背景から、兵庫県南部地震による被災を契機として、帯鉄筋や中間帯鉄筋にはそのフックの設け方やフックのひっかけ方等、じん性を向上させるための配筋細目に十分な配慮がなされるようになった。図-1.1.1 は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示されている矩形断面橋脚における帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋の配筋の例である。しかしながら、両端に半円形フックを有する１本ものの鉄筋を中間帯鉄筋として用いようとすると、その端部を帯鉄筋にかけることは非常に難しく、断面寸法の大きな橋脚では施工できない。そこ

で、中間帯鉄筋のフックは帯鉄筋にかけることを前提として、一般には２本の鉄筋を重ね継手で継いだ形式の中間帯鉄筋が用いられることが多い。その一方で、写真-1.1.1 及び写真-1.1.2 に示すように、現場では横拘束筋の配筋が非常に複雑になるとともに、コンクリートの充填性にも一層の注意が必要となってきており、従前と比較すると、施工性が低下しているなどの課題が生じている。そこで、必要な耐震性能を確保し、かつ、施工性に優れた合理的な配筋構造を実現していく必要性があると考えられる。

そこで、本共同研究は、鉄筋コンクリート構造の塑性領域において必要な変形性能を確保するとともに、施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術開発を行うことを目的として実施するものである。共同研究の初年度にあたる平成 13 年度は、鉄筋コンクリート橋脚のじん性の向上という観点で配筋されている鉄筋の必要性について、国内外における技術基準の現状や関連する既往の研究をレビューするとともに、それらの鉄筋の量を低減させるための方策ならびに施工性を向上させる新しい配筋方法等について検討を行った。

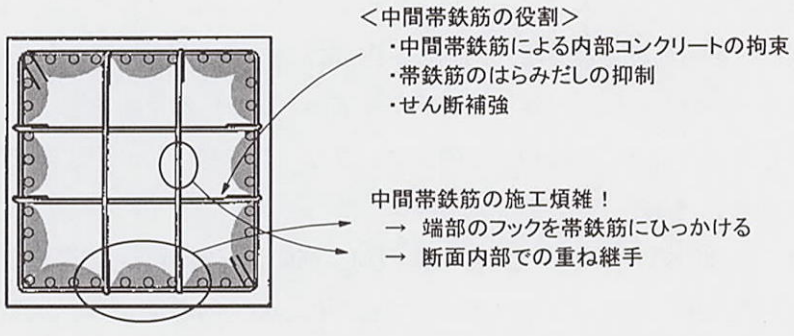


図-1.1.1　矩形断面橋脚における帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋の配筋例

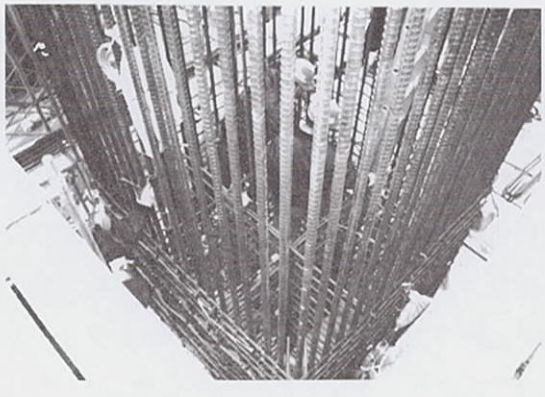


写真-1.1.1　中間帯鉄筋の施工状況



写真-1.1.2　重ね継手で継がれた中間帯鉄筋

１．２　鉄筋コンクリート橋脚の配筋細目に関する基準の国際比較

配筋合理化のための方策に関する検討に入る前に、まず、鉄筋コンクリート橋脚のじん性を確保するための配筋細目の現状を把握するために、その国際比較を行った。表-1.2.1 は、じん性を確保するために考慮されている各国の配筋構造を整理して比較したものである[4]。ここでは、主として横拘束筋に対する配筋構造を中心に、細かい内容も含め関係する主要な規定を整理した。なお、ここに整理したのは、主として塑性ヒンジ領域の定義や定着、フック構造などの配筋細目であり、この他に必要せん断耐力、必要曲げ耐力、必要じん性性能から定まる条件とさらに常時に対する設計条件から定まる鉄筋量がある。

じん性を必要とされる塑性ヒンジ領域とそれ以外の塑性ヒンジ領域以外に分けて横拘束筋や軸方向鉄筋が配筋されることについては、いずれの基準おいても同様であるが、各国の配筋構造の考え方で特徴的な点を挙げると以下のとおりとなる。

（１）構造設計

我が国では比較的矩形断面の採用が多いが、ATC-32 によれば円形断面の方が横拘束筋による拘束効果が高く、よりじん性性能が高くなることから、一般には円形断面でスパイラル筋や円形フープ筋を用いることとし、このような構造の採用が現実的でないような構造の場合にのみ、矩形断面で帯鉄筋や中間帯鉄筋を用いることとされている。米国では断面の幅がさほど広くない矩形断面であれば、2 組の円形のスパイラル筋を一部だけ重ね合わせたインターロッキング式の橋脚を採用する事例が多い。円形断面では、軸方向鉄筋が円形に配置されることから耐力的には同程度の断面・軸方向鉄筋数を有する矩形断面よりも不利になるが、じん性という観点では有利となる。このように耐震性能を確保するにも、耐力に主眼を置くか、じん性に主眼を置くかでその設計の考え方が異なってくるが、ATC-32 ではじん性に主眼を置いて円形構造の採用を基本にしている。

（２）塑性ヒンジ領域

いずれの基準においても曲げモーメントが大きくなる橋脚基部におけるある範囲を塑性ヒンジ領域とし、この範囲において確実に塑性変形性能が発揮できるようにするための配筋細目を設定している。塑性ヒンジ長としては、いくつかの考え方があり、ユーロコード 8、ATC-32、ニュージーランドコードにおいては、部材に作用する軸力比に応じて塑性ヒンジ長を与えている。例えば、ユーロコード 8 では、軸力比（断面の軸方向強度に対する軸力の比）が 0.3（すなわち 30N/mm^2 の設計基準強度に対して 9N/mm^2 の軸応力度）以下では断面幅あるいは曲げモーメントが 20％だけ低下するまでの範囲のいずれか大きい方とされている。さらに軸力が大きくなればその 1.5 倍にするとされている。我が国の一般的な道路橋の場合には、軸力比が小さいので、ユーロコード 8 によれば塑性ヒンジ領域は概ね断面幅相当ということになる。

ニュージーランドコードでは、さらに軸力の大きい場合の評価式も示されており、軸力比が 0.5 を超える場合には塑性ヒンジ領域を断面幅の 3 倍の範囲あるいは曲げモーメントが 40％低下する断面までの範囲のいずれか大きい方としている。

このように、比較的小さな断面に大きな軸力が作用するとしている海外の構造特性と、比較的大きな断面に小さな軸力が作用するとしている我が国の構造特性の違いによって、塑性ヒンジ領域の設定に対する考え

方にも相違点が見られる。

（3）軸方向鉄筋の段落し

我が国特有の配筋構造として、軸方向鉄筋の段落しがあるが、平成8年の道路橋示方書では、原則として軸方向鉄筋の段落しを行わないこととされている。海外においても重ね継手を塑性ヒンジ以外の個所で用いる事例はみられるが、軸方向鉄筋の段落しは一般に行われていない。ただし、過強度や応答の増幅を考慮したうえで、塑性ヒンジを想定した個所に確実に塑性化を誘導できるようにすれば、合理的な配筋は可能と考えられる。

（4）フック構造

鉄筋の標準的なフック構造としては、180度（半円形）フック、135度（鋭角）フック、90度（直角）フックが用いられるが、塑性ヒンジ領域においては、かぶりコンクリートが剥離しても確実に内部コンクリートを拘束するために必要な定着構造が規定されている。いずれの基準においても、横拘束筋の継手の端部を内部コンクリートに確実に定着することが規定されている。特徴的なのは、AASHTO では、塑性ヒンジ領域に用いるフックとして、「サイスミックフック」が定義されている。サイスミックフックは、フック長が鉄筋径の10倍あるいは6インチ（15cm）以上となった135度フックであり、通常のフック「スタンダードフック」よりもフック長が長く確保されている。AASHTO で規定されるこのサイスミックフックの定着長は、道路橋示方書、ユーロコード8、ATC-32 で規定される定着長と同じである。

（5）横拘束筋（オーバーラップフープ）

矩形断面の場合、オーバーラップフープが採用される場合があり、我が国では必ずしも一般的ではないが、ユーロコード8およびニュージーランドコードでは規定されている。我が国では、矩形断面の場合には、軸方向鉄筋を囲んで帯鉄筋を配筋し、中間帯鉄筋で帯鉄筋と軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束するという構造が一般的である。一方、ユーロコード8、AASHTO やニュージーランドコードでは、軸方向鉄筋の座屈を防止するための拘束を高めることを目的に、オーバーラップフープ構造が典型的な構造として示されている。ここで、オーバーラップタイによる配置間隔は、200mm あるいは断面幅の 1/4 の大きい値よりも小さい間隔にすることとされている。　現在の我が国の基準でも、矩形断面では多くの中間帯鉄筋が配筋されることになるが、このように海外の基準によれば、中間帯鉄筋あるいはオーバーラップフープは断面内で35cm 程度の非常に狭い間隔で大量に配筋されることになる。ただし、これは、比較的小さな断面に大きな軸力が作用しているとする海外と、比較的大きな断面に小さな軸力が作用するとする我が国の構造特性の違いを十分に考慮する必要があると考えられる。

（6）横拘束筋（座屈防止の観点）

帯鉄筋と中間帯鉄筋から構成される横拘束筋が、軸方向鉄筋の座屈を防ぐことを目的としているのは、いずれの基準においても同様である。いくつかの基準ではその高さ方向の最小間隔が塑性ヒンジ領域では軸方向鉄筋径の6倍として設定されている。鉄筋径が D25 の場合には 150mm となり、我が国で規定されている高さ方向の最小帯鉄筋間隔と同じになる。D25 よりも細い軸方向鉄筋を用いる場合には、最小帯鉄筋間隔はこれよりも小さくなる。

表-1.2.1　各国の耐震設計基準で規定されているじん性を確保するための配筋細目

各国の基準	横　拘　束　筋	軸方向鉄筋
米国 ATC-32	1)　基本的な考え方 ①横拘束筋は、コンクリートの拘束、横方向鉄筋の座屈防止、せん断耐力の向上のために必要とされる。設計地震動に関しては、大ひずみ、かぶりコンクリートの剥離を考慮する必要がある。 ②横拘束筋は、スパイラル筋、フープ筋、あるいは帯鉄筋と中間帯鉄筋の組合わせから構成する。 ③帯鉄筋および中間帯鉄筋は、スパイラル筋あるいはフープ筋が実際的でない場合にのみ用いる。 2)　スパイラル筋およびフープ筋 ①塑性ヒンジ領域におけるスパイラル筋および円形フープ筋の最小鉄筋量の規定。 ②塑性ヒンジ領域の外については、スパイラル筋およびフープ筋は上記①の50％を下回らないこと。 ③スパイラル筋およびフープ筋の接手は、全強が確保可能な溶接継手あるいは機械式継手を使用する。 3)　塑性ヒンジ領域の定義 モーメントが最大となる断面から長さ L_0 の範囲とする。L_0 は、以下の大きい方とする。 ・想定している方向の断面幅。 ・モーメントが最大の断面からモーメントが80％に低減するまでの区間 なお、軸力比が、$Pe/f'C_cA_e \geqq 0.3$ の場合は、上記の値の50％増とする。 4)　横拘束筋（帯鉄筋および中間帯鉄筋） ①すべての軸方向鉄筋を囲むように配置する。 ②#10鉄筋あるいはそれより細い軸方向鉄筋の場合は#3鉄筋以上、#11、#14、#18鉄筋の場合は#4鉄筋以上の鉄筋を配筋。 ③矩形断面における帯鉄筋の合計面積の最小値の規定。 ④高さ方向の感覚は、断面の最小寸法あるいは12インチを越えないこと。 ⑤#10鉄筋あるいはそれ以上の鉄筋が2本以上の束ねられる場合には、間隔を上記④の1/2とする。 ⑥横拘束筋は、1段の閉合筋、あるいは、オーバーラップ閉合筋、あるいは、1段の閉合筋と中間帯鉄筋の組合わせから構成する。 ⑦横拘束筋は、すべてのコーナーと軸方向鉄筋を取り囲むように配置するが、中間の軸方向鉄筋は、6インチ以上間隔をあけないようにする。 ⑧閉合筋は135度フックを設けて定着する。フックの定着長は、径の10倍あるいは6インチ以上とする。 ⑨中間帯鉄筋は、断面を横断して両端でフックする。フックは軸方向鉄筋の位置で外側のタイにひっかける。 フックの詳細は以下のとおりにする。 ・一方を135度フック、一方を90度フックの連続タイとし、フックが互い違いになるように水平、垂直方向に配置する。ただし、軸力比が $Pe/f'C_cA_e \geqq 0.3$ の場合はこの細目は用いない。 ・重ね継手では135度フックを両端に設ける。 5)　塑性ヒンジ領域と非塑性ヒンジ領域の配筋 塑性ヒンジ領域の横拘束筋の高さ方向の間隔は、1/5$b$mm以下（$b$mm：断面の最小寸法）、6ϕ以下（ϕ：軸方向鉄筋径）、8インチ以下とする。	1)　軸方向鉄筋の継手 ①軸方向鉄筋の継手は、塑性ヒンジ領域 L_0+D（断面幅）の範囲では用いない。 ②上記①以外では、重ね継手、溶接継手、機械式継手を用いることができる。 2)　最小軸方向鉄筋量の規定

米国 AASHTO	1) 基本的な考え方 ①ロマプリエータ地震の経験を踏まえた配筋細目。 ②確実に曲げ破壊を誘導し、適切なじん性を確保する。 2) 標準フックおよびサイスミックフック ①#15 鉄筋：90 度フック＋6φの定着長 ②#20 鉄筋：90 度フック＋12φの定着長 ③#25 鉄筋以上：135 度フック＋6φの定着長 ④塑性ヒンジ領域の横拘束筋：サイスミックフック:135 度フック＋10φあるいは 150mm 以上。 3) 塑性ヒンジ領域 塑性ヒンジ領域は、柱の上下端部から柱の最大断面、柱高さの 1/6、あるいは、450mm の中で最も大きい値の範囲とする。 4) 塑性ヒンジ領域の横拘束筋 ①円形断面 ・スパイラル筋の最小体積比の規定。 ・塑性ヒンジ領域の継手は、全強度を確保可能な重ねた溶接継手あるいは機械式継手を用いる。 ②矩形断面 ・矩形の帯鉄筋の最小断面積の規定。 ・横拘束筋は、1 段のフープ筋あるいはオーバーラップ筋から構成する。 ・中間帯鉄筋は、フープ筋と同じサイズの径を用いる。 ・中間帯鉄筋の端部は、軸方向鉄筋にひっかける。 ・すべての中間帯鉄筋には、サイスミックフックを設ける。 ・高さ方向の間隔は、100mm を越えないこと。 ・中間帯鉄筋の断面内の最大間隔は 360mm を越えないこと。 5) 横拘束筋の最小配筋 ・柱の上下端に断面の最大幅、あるいは、柱の高さの 1/6、あるいは 45cm の最も大きい長さだけ高さ方向に配筋する。 ・高さ方向の配置間隔としては、最小の断面幅の 1/4、軸方向鉄筋の 6 倍あるいは 150mm を越えない。	1) 軸方向鉄筋の重ね継手 ①柱高さの中間部にのみ使用可能 ②重ね継手長は、40mm あるいは 60φ（φ：軸方向鉄筋径）以上 ③重ね継手部の横拘束筋の間隔は、100mm あるいは最小断面幅の 1/4 以下 2) 最小・最大軸方向鉄筋量の規定
ニュージーランド Bridge Manual NZS3101	1) 基本的な考え方 じん性構造の場合には、じん性率が最小でも 6 を確保する（終局変位まで少なくとも 4 サイクルの載荷で 20％以上の水平耐力の低下をしない）こととする。この場合でも設計じん性率は 6 以下とする。 2) 塑性ヒンジ領域の定義 ①$N^* < 0.25\Phi f'c' A_{gn}$ の場合の塑性ヒンジ領域は、以下のいずれかの大きい方 ・矩形断面では、大きい断面幅、円形断面では直径。 ・動的増幅および過強度を考慮し最大モーメントの位置からモーメントが 20％低下する断面までの範囲。 ②$0.25\phi f'c' A_{gn} < N^* < 0.5\phi f'c' A_{gn}$ の場合の塑性ヒンジ領域は、以下のいずれかの大きい方 ・矩形断面では、大きい断面幅の 2 倍、円形断面では直径の 2 倍。 ・動的増幅および過強度を考慮し最大モーメントの位置からモーメントが 30％低下する断面までの範囲。	1) 軸方向鉄筋の継手 ①どの位置でも全強度溶接を使用する。 ②継手は、繰返し応力が作用する塑性ヒンジ領域から有効高さ居ないの中には、設けない。 2) 最小・最大軸方向鉄筋量の規定

	③0．5Φf′c′A_{gn} ＜N^*＜0．7Φf′c′A_{gn} の場合 塑性ヒンジ領域は、いずれかの大きい方 ・矩形断面では、大きい断面幅の 3 倍、円形断面では直径の 3 倍。 ・動的増幅および過強度を考慮し最大モーメントの位置からモーメントが 40％低下する断面までの範囲。 なお、φ：強度低減係数=0.85 3) 塑性ヒンジ領域における横拘束筋 ①円形断面：スパイラル円形フープ ・最小体積比ρ_sが規定。 ・最小間隔：断面直径の 1/4 以下、かつ軸方向鉄筋の座屈防止のために 6Φ（φ：軸方向鉄筋径）以下。 ②矩形断面： ・最小断面積が規定。 ・最小間隔：最小断面幅の 1/4 以下、かつ軸方向鉄筋の座屈防止のために 6φ（φ：軸方向鉄筋径）以下。 ・各軸方向鉄筋は、135 度よりも小さい角度をもつフープあるいは付加的な中間帯鉄筋により横方向に支持する。 4) 塑性ヒンジ領域外における横拘束筋 ①円形断面 ・最小間隔：断面直径の 1/3 以下、10φ（φ：軸方向鉄筋径）以下。 ②矩形断面 ・最小間隔：断面直径の 1/3 以下、10φ（φ：軸方向鉄筋径）以下。 ただし、鉄筋量は塑性ヒンジ領域の 70％を下回らないこと。 5) 標準フックと定着長 ①半円形＋4φあるいは 65mm。 ②90 度フック＋12φ ③135 度フック＋6φ 6) その他の細目 ①スパイラル・円形フープ ・径 5mm 以上。 ・スパイラルフープ：溶接あるいは 135 度フックで軸鉄筋に拘束。 ・円形フープ：機械式、溶接、135 度フックで重ね、軸方向鉄筋に拘束、重ね接手は使用できない。 ②矩形断面 ・20mm 以下の軸方向鉄筋に対しては 5mm 以上 ・20～30mm までは 10mm ・32mm 以上あるいは束ね鉄筋では 12mm 以上 すべての軸方向鉄筋を囲むこと。	
日本 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編	1) 基本的な考え方 地震時に正負交番の繰返し変形を受け、部材の塑性変形性能を期待して耐震設計がなされる鉄筋コンクリート橋脚を対象に、十分な変形性能を発揮するために必要な鉄筋の配筋に関する構造細目を耐震設計の観点から規定 2) 塑性ヒンジ領域 ・塑性ヒンジ長の 4 倍（一般に 2D、D：断面の高さ）。 3) 帯鉄筋 ①帯鉄筋の最小径、最小間隔 ・帯鉄筋は、直径 13mm 以上の異形棒鋼を用いる。	1) 軸方向鉄筋の継手 塑性ヒンジ長の 4 倍区間内にある断面領域では、原則として軸方向鉄筋の継手を設けない。 2) 軸方向鉄筋の段落とし 橋脚のねばりを増加させ終局耐力の向上を図

	・高さ方向の間隔15cm以下。ただし、15cmよりも大きくする場合は、間隔を徐々に変化させる。 ②帯鉄筋の定着 ・軸方向鉄筋を取り囲み、端部は以下に示すフックをつけて橋脚内部のコンクリートに定着する。 ・帯鉄筋の継手部は千鳥状に配置する。 ・フックの定着長は以下のとおりとする。 ⓐ半円形フック：帯鉄筋の直径の8倍または12cmのうち大きい値 ⓑ鋭角フック：帯鉄筋の直径の10倍 ⓒ直角フック：帯鉄筋の直径の12倍 ③帯鉄筋の継手 ・矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合には、帯鉄筋径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、さらにフックを設ける。 4) 中間帯鉄筋 ①矩形断面や壁式（小判形）断面 帯鉄筋は軸方向鉄筋を取り囲むように配筋するとともに、橋脚断面内部にも中間鉄筋を配筋する。中間帯鉄筋の配筋の条件は以下のとおり。 ・帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋。 ・長辺方向および短編方向に配置。 ・中間帯鉄筋の断面内配置間隔は1m以内。 ・帯鉄筋の配置されるすべての断面で配筋。 ・断面周長方向に配筋される帯鉄筋にフックをかけるものとする。なお、軸方向鉄筋が2段配筋の場合には、最もソロ側に配筋される帯鉄筋にフックをかける。 ・帯鉄筋を取り囲む中間帯鉄筋のフックは、半円形フックもしくは鋭角フックを用いる。 ・1本の連続した鉄筋により橋脚躯体を貫通させ、その両端をフックを用いて帯び鉄筋に定着することを標準とする。ただし、やむをえず橋脚躯体内部において中間帯鉄筋の継手を設ける場合には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定する。 ②円形断面 軸方向鉄筋を取り囲むように帯鉄筋を配置するとともに、橋脚断面内部にも原則として中間帯鉄筋を配筋する。継手構造を重ね継手とする場合には、帯鉄筋の直径の40倍以上重ね合わせる。また、帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋には、フックを設ける。 ③中空断面 軸方向鉄筋が断面の外側や中空部にはらみ出すのを防ぐように帯鉄筋を配置するとともに、その帯鉄筋の効果を高めるために、外側に配置される帯鉄筋と内側に配置される帯鉄筋を取り囲むように中間帯鉄筋を配置する。中間帯鉄筋に関する構造細目は、矩形断面の規定を適用する。	るため、原則として、軸方向鉄筋の段落としは行わない。 3) 軸方向鉄筋の段落としを行う場合の構造細目 ①塑性ヒンジ長の4倍の区間内にある断面領域では、軸方向鉄筋の段落としを行わない。 ②1つの段落とし位置において軸方向鉄筋量の低減率は原則として1/3以下とする。 ③段落とし位置においては、これより上下それぞれに橋脚断面の短辺長あるいは直径の1.5倍に相当する断面領域では、帯鉄筋間隔を15cm以下とする。 4) 最小軸方向鉄筋量の規定
日本 土木学会 コンクリート 標準示方書 耐震設計編	1) 基本的な考え方 ①部材の軸方向鉄筋が降伏するほどの大きな交番荷重を受けることを想定して構造細目を示す。 ②横方向鉄筋としては、閉合スターラップ、帯鉄筋または螺旋鉄筋を用いる。 2) 塑性ヒンジ領域 2D（D：橋脚断面高さ）	1) 軸方向鉄筋の定着 引張り鉄筋は引張り応力を受けないコンクリートに定着する。ただし、以下の条件の場合は、引張応力を受ける

	3)　横方向鉄筋の配置間隔 ①部材軸方向の間隔 軸方向鉄筋の 12 倍以下かつ部材断面の最小寸法法の 1/2 以下、軸方向鉄筋を取り囲むように配置する。 ②横方向間隔（矩形断面） 帯鉄筋直径の 48 倍以下とする。それを越える場合は、中間帯鉄筋を配置する。 4)　横方向鉄筋の継手 ①帯鉄筋の全強を伝えることができる継手で接合する。継手部の内部コンクリート中にある場合は、帯鉄筋の端部を標準フックとした重ね継手としてもよい。 ②帯鉄筋に継手を設ける場合には、継手位置がそろわないように相互にずらす。 5)　定着 ①帯鉄筋を用いる場合には、端部を鋭角フックとし、軸方向鉄筋を取り囲み、内部コンクリートに定着する。 ②螺旋鉄筋を用いる場合には、その端部を 2 巻以上重ね、かつ、端部は互いに機械的に接合するか、先端を鋭角フックとして内部コンクリートに定着する。 ③標準フックと定着長 ・半円形フック＋4φ以上で 60mm 以上 ・90 度フック＋12φ ・135 度フック＋6φで 60mm 以上	コンクリートに定着してもよい。定着部は、計算上不要となる断面から L_d（基本定着長）＋Ls（部材断面の有効高さ）だけ余分に伸ばす。 ①鉄筋の切断面から計算上不要となる断面までの区間では、設計せん断力が生じうるせん断力の 1.5 倍以上であること。 ②鉄筋切断部において、連続している鉄筋による設計曲げ耐力が切断面に生じうる曲げモーメントの 2 倍以上あり、かつ、切断面から計算上不要となる断面までの区間で、設計せん断耐力が生じうるせん断力の 4/3 以上あること。 2)　軸方向鉄筋の継手 ①軸方向鉄筋の継手には、塑性ヒンジ領域で交番応力を受けても十分な継手性能を有するものを用いる。 ②重ね継手は、交番応力を受ける塑性ヒンジ領域では用いない。 ③同一断面に設ける継手の数は 2 本の鉄筋につき 1 本以下とし、継手を同一断面に集めない。継手位置を相互にずらす距離は、継手の長さに鉄筋直径の 25 倍か断面高さのどちらか大きい方を加えた長さ以上にする。

欧州 ユーロコード8	1)　基本的な考え方 ①塑性ヒンジ領域においては、じん性挙動を確実にすること（終局変位まで少なくとも5サイクルの載荷で拘束鉄筋の破断の防止および20%以上の水平耐力の低下をしない） ②正規化軸力 η_k（$=Ned/A_c f_{ck}>0.08$ となる塑性ヒンジ領域では、最小拘束鉄筋量を満足させること。 ③箱形およびI形断面の橋脚で曲率じん性率で13以上（数値は未確定）（最大圧縮ひずみ0.35%）を確保できれば、横拘束筋は不要。 2)　横拘束筋 ①矩形、円形断面に対する最小横拘束鉄筋量の規定 ②矩形断面 ・高さ方向の間隔：6φ以下（φ：軸方向鉄筋径）、$1/5b_{min}$ 以下（b_{min}：断面の最小寸法） ・断面内の間隔：$1/3b_{min}$ 以下、あるいは、350mm以下（ただし、200mm以下にする必要はない） ③円形断面 ・高さ方向の間隔：6φ以下（φ：軸方向鉄筋の径）、$1/5b_{min}$ 以下（b_{min}：断面の最小寸法）。 3)　配筋で考慮する塑性ヒンジ領域の定義 ①$\eta_k=Ned/A_c f_{ck}<0.3$ の場合には、塑性ヒンジ領域は、以下のいずれかの大きい方とする。 ・地震力の作用方向に平行な面の断面幅。 ・最大モーメントの位置からモーメントが20%低下する断面までの範囲。 ②$0.6>\eta_k>0.3$ の場合には、上記①の50%とする。 4)　塑性ヒンジ領域と非塑性ヒンジ領域の配筋 ①塑性ヒンジ領域に対して必要な横拘束鉄筋量を配筋する。 ②塑性ヒンジ領域以外では、別の設計条件から必要とされる鉄筋量まで徐々に低減させる。ただし、帯鉄筋量は、塑性ヒンジ領域の拘束筋の 50%以下になってはならない。 5)　軸方向鉄筋の座屈防止 ①塑性ヒンジ領域においては、軸方向鉄筋の座屈を防止するために横拘束筋を配置する。横拘束筋の間隔は、最大6φ（φ：軸方向鉄筋径）とする。 ②矩形断面では20cmを越えない間隔で横拘束筋を配置する。 ③横拘束筋の最小鉄筋量の規定。 6)　横拘束筋の定着 ①横拘束筋は軸方向鉄筋を囲むように135度フックを設け、コアコンクリート内に適切な定着長（最小10φ、φ：拘束筋の径）で定着する。 ②塑性ヒンジ領域では、スパイラル筋を継ぐ場合は、上記②と同様のアンカーあるいはスパイラル筋を重ねて全強度の溶接をする。	・軸方向の継手 塑性ヒンジ領域では、軸方向鉄筋の重ね継手あるいは溶接継手を設けない。

１．３　配筋合理化のための基本的な課題

前節では、じん性を確実に確保するために満たすべき鉄筋コンクリート橋脚における配筋細目を示したが、これらの配筋細目の最大の目的は、軸方向鉄筋の座屈の抑制と内部コンクリートの拘束である。この目的を達成するための解決策は、表-1.2.1 に示した規定を満足させることだけではないものと考えられる。

じん性を考慮した耐震設計で重要なのは、求められる耐震性能を確保するために、損傷を許容する部材や部位を特定し、その箇所に確実に塑性ヒンジが誘導されるようにするとともに、塑性化させない部材には生じる断面力に対して十分な耐力を確保させることである。これはキャパシティデザインの基本であるが、塑性化させる部位と塑性化させない部位では、同一の部材であっても必要とされる配筋細目は異なる。

このように、耐震設計の合理化により鉄筋を減らすことが可能なものも残されていると考えられる。配筋合理化という観点から挙げられる研究テーマは、大きく分けて以下の３点に整理される。

（１）耐震性能の評価手法の高度化による配筋の合理化

力学的な挙動等が明らかにされていないことから安全側の配慮で配筋されていた鉄筋を、実際に必要な最小限にとどめるために、その評価手法の精緻化を図る必要がある。これにより、例えば、塑性ヒンジ領域とそうでない領域とで横拘束筋に対して求める機能を区別し、それぞれの領域での必要性に応じた鉄筋量や鉄筋の定着方法を設定することができるようになる。また、拘束効果や塑性ヒンジのメカニズムの解明により、塑性変形性能の評価手法がさらに高精度化すれば、塑性ヒンジ領域における横拘束筋の量を減らすことができる可能性がある。せん断耐力の評価手法についても同様であり、従来よりもさらに精度の高い評価式を適用できれば、必要なせん断補強鉄筋の量を低減することできる。

（２）定着構造の工夫

帯鉄筋や中間帯鉄筋の端部は、135 度フックや 180 度フックによって内部コンクリートに定着させているが、これはかぶりコンクリートが剥落しても拘束効果が確保できるようにするためである。逆に、施工性のよい 90 度フックを使うことを前提として、かぶりコンクリートが剥落しても拘束効果を確保できるようなアイデアを検討するのも、配筋合理化の観点からは有効である。また、従来からあるフックではない別の定着構造を導入するのも一手段ではないかと考えられる。

（３）新しい橋脚構造の開発

横拘束効果は帯鉄筋と中間帯鉄筋により確保するというのが鉄筋コンクリート橋脚の基本であるが、拘束効果を別の方法によって与え、それによって帯鉄筋や中間帯鉄筋の量を減らすというアイデアも考えられる。例えば、橋脚断面に横方向のプレストレスを与えるというのもひとつの方策と考えられる。また、米国で多用されているインターロッキング式の配筋も、中間帯鉄筋の配筋をしなくてよくなる１つの方策である。さらには、高強度材料の活用によっても鉄筋量を減らすことが可能と考えられる。

１．４　本共同研究における課題の設定

共同研究の初年度にあたり、前節で整理した配筋合理化のための基本的な研究テーマを踏まえ、本共同研究において取り組む具体的な研究開発項目を設定するために、下記の配筋合理化技術に着目した。

① 高強度材料を活用した配筋合理化技術
② インターロッキング構造を活用した配筋合理化技術
③ プレストレス導入構造を活用した配筋合理化技術
④ プレキャスト構造を活用した配筋合理化技術
⑤ 定着構造の合理化による配筋合理化技術

２章以降においては、上記の５つの研究課題それぞれに対して、関連した既往の研究等のレビューを行うとともに、配筋の合理化に資する橋脚構造の実用化と普及のために解決すべき検討課題の抽出を行った。また、従来からある橋脚構造や配筋方法にとらわれず、配筋の合理化に資する新しい橋脚構造や配筋方法についても提案を行うこととした。

参考文献

1）(社)日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成７年６月
2）(社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編・同解説、平成８年 12 月、平成 14 年３月
3）(社)土木学会：コンクリート標準示方書耐震設計編、平成８年
4）運上茂樹：道路橋鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能と配筋構造、橋梁と基礎、99-8、pp.124-130、1999 年８月

＜研究担当＞　土木研究所

第2章　高強度材料を活用した配筋合理化技術

2.1　配筋合理化への効果

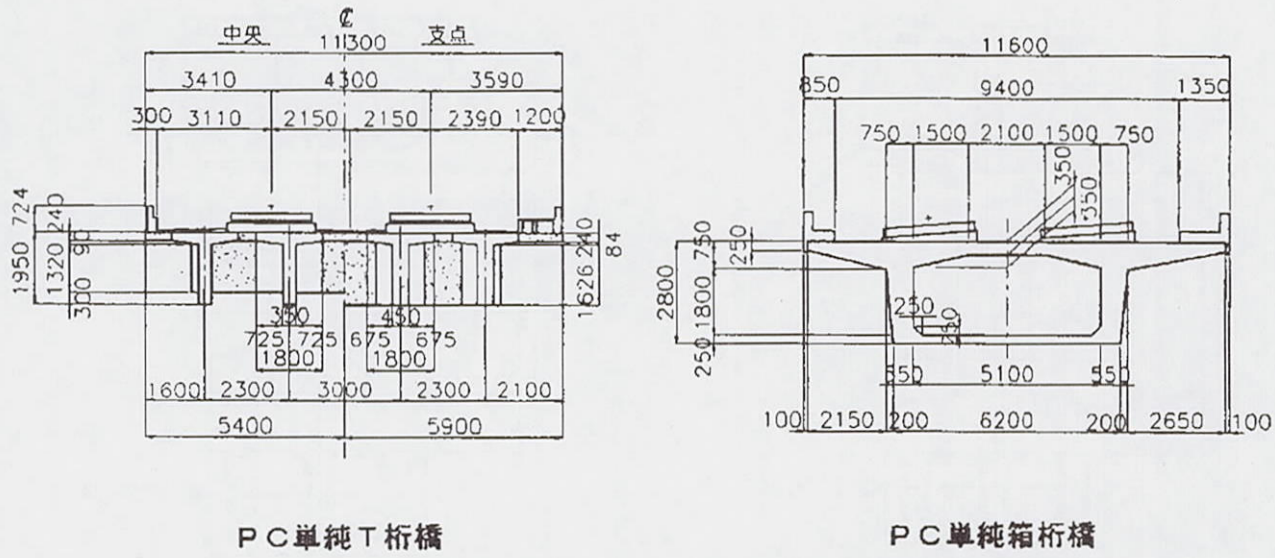
高強度（自己充填）コンクリートと高強度鉄筋を組み合わせることによって得られる配筋合理化効果として考えられるのは以下の通りである。

・高強度材料の活用による断面サイズの減少
・曲げ耐力に関する軸方向鉄筋量の減少
・曲げじん性に関する横拘束鉄筋の減少
・せん断耐力に関するせん断補強鉄筋量の減少

S.Q.C.構造物開発・普及協会では、鉄道構造物におけるPC単純桁（T桁橋、箱桁橋）、壁式橋脚、場所打ち杭、ボックスカルバートを対象に通常強度の材料を使用した場合と自己充填高強度コンクリートと高強度鉄筋を組み合わせた場合の試設計を行っている[1)]。ここでは、その概要を紹介する。

(1) PC単純桁（T桁橋、箱桁橋）

図-2.1.1 に検討の対象とされた PC 単純桁の断面図を示す．普通強度材料としてはコンクリート強度 40N/mm² と鉄筋 SD345 をまた、高強度材料としては、コンクリート強度 60N/mm²、80N/mm²、鉄筋は USD685 および USD785 を用いた場合を試算している。



PC単純T桁橋　　PC単純箱桁橋

図-2.1.1　検討の対象とされたPC単純桁[1)]

表-2.1.1 にPC単純桁の試設計結果を示す。PC単純T桁では、通常強度材料と高強度材料を適用した場合を比較すると、桁高比が0.74、コンクリート体積比が0.83、PC鋼材を除く鉄筋量比が0.83、総重量比では0.90となっている。また、PC単純箱桁では、桁高比が0.57、コンクリート体積比が0.68、鉄筋重量比が0.73、総重量比が0.84となっている。高強度材料を適用することで、断面の縮小が図られている。一方、本橋梁は鉄道橋を対象としたものであるが、たわみの制限値を適用するためにPC鋼材の重量比はT桁で1.29、箱桁で1.11となっている。

表-2.1.1　PC単純桁の試設計結果[1)]

		PC単純T桁		PC単純箱桁		
		在　来 $f'_{ck}=40N/mm^2$	SQC $f'_{ck}=80N/mm^2$	在　来 $f'_{ck}=40N/mm^2$	SQC $f'_{ck}=60N/mm^2$	SQC $f'_{ck}=80N/mm^2$
桁高／ｳｪﾌﾞ厚(m)		2.65/0.35	1.95/0.35	2.80/0.40	2.00/0.35	1.60/0.35
上下床版厚(m)		0.25	0.25	0.25/0.25	0.20/0.20	0.20/0.20
PC鋼材本数		7本	9本	20本	27本	38本
数量	ｺﾝｸﾘｰﾄ工(m^3)	265(1.00)	221(0.83)	354(1.00)	262(0.74)	239(0.68)
	型枠工(m^2)	1267(1.00)	1032(0.82)	1044(1.00)	931(0.89)	908(0.87)
	鉄筋工(t)	31(1.00)	26(0.83)	42(1.00)	32(0.77)	31(0.73)
	PC鋼材(kg)	9429(1.00)	12124(1.29)	10570(1.00)	14270(1.35)	20080(1.11)
死荷重反力比		1.00	0.90	1.00	0.89	0.84

(2) 壁式橋脚

図-2.1.2 に検討対象とされた壁式橋脚を示す。普通強度材料としては、コンクリート強度24N/mm²、鉄筋SD390を高強度材料としては、コンクリート強度60N/mm²、高強度鉄筋USD685を組み合わせた場合を試算している。なお、橋脚躯体に関しては、橋軸直角方向幅を一定とし、フーチングについては、平面形状を変化させることなく検討している。

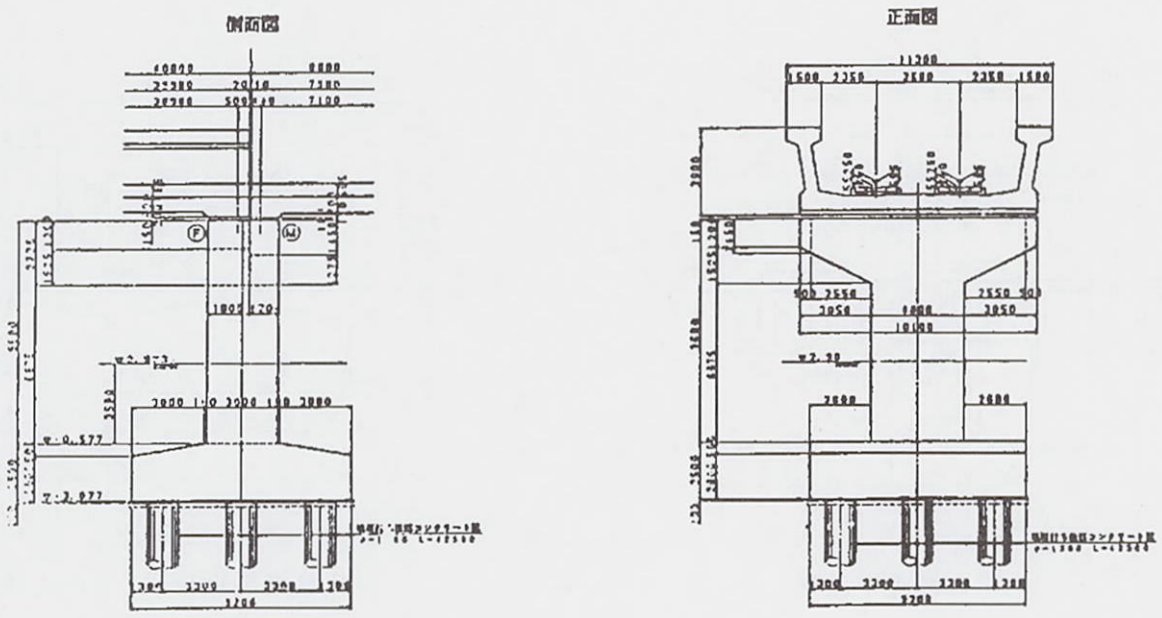


図-2.1.2　検討対象とされた壁式橋脚[1)]

表-2.1.2 に橋脚の試設計結果を示す。橋脚の断面形状は多くの場合耐震設計によって決定され、断面形状を可能な限り小さくすると耐力は主に鉄筋量により決定される。その結果、高強度材料を組み合わせることにより、橋軸方向躯体厚さ比が 0.67、フーチング厚さ比が 0.80、コンクリート体積比が 0.78、鉄筋重量比が 0.91 となっている。躯体とフーチングを合わせた重量比は 0.78 である。

表-2.1.2　橋脚試設計結果 [1)]

		従来工法 (f'_{ck}=24N/mm^2)	SQC (f'_{ck}=60N/mm^2)
躯体（橋軸×直角：m）		3.00×4.00	2.00×4.00
ﾌｰﾁﾝｸﾞ（橋軸×直角×厚さ：m）		9.20×9.20×2.50	9.20×9.20×2.00
工事数量	ｺﾝｸﾘｰﾄ工(m^3)	3.47(1.00)	272(0.78)
	型枠工(m^2)	248(1.00)	214(0.86)
	鉄筋工(t)	45(1.00)	41(0.91)
	足場工(m2)	324(1.00)	305(0.94)
	掘削工(m^2)	540(1.00)	487(0.90)
重　量　費		1.00	0.78

(3) 場所打ち杭

図-2.1.3 に検討対象とされた場所打ち杭の概要を示す。普通強度材料の組み合わせてしては、コンクリート強度 30N/mm^2、鉄筋 SD345 を高強度材料の組み合わせてとしては、コンクリート強度 80N/mm^2、主鉄筋 USD685、スターラップ USD785 を適用している。

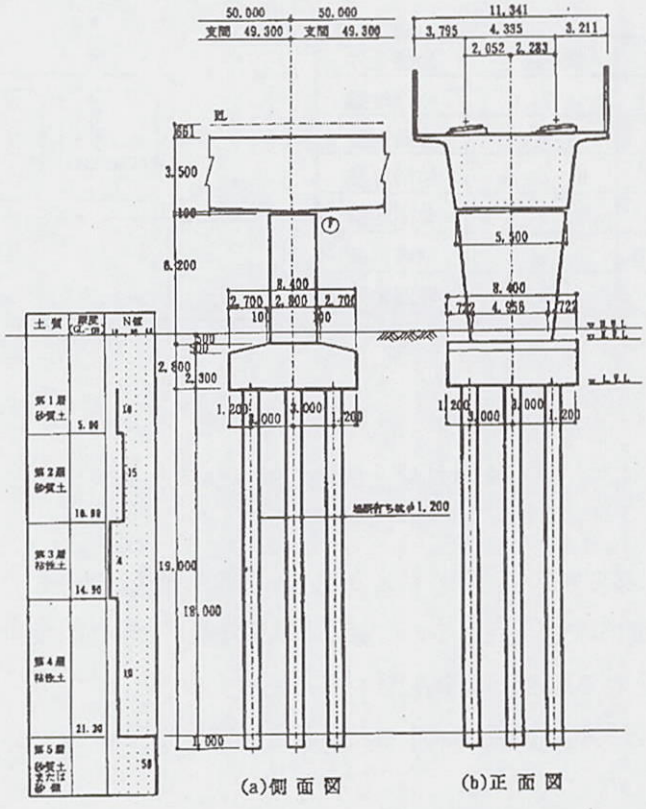


図-2.1.3　検討対象とされた場所打ち杭 [1)]

表-2.1.3 に試設計結果を示す。先端支持層が砂層の場合では、高強度材料を使用することで、杭本数が 8 本から 7 本に低減された。さらに、大きな支持力が期待できる先端砂礫層では、杭本体の耐力で決定されるため、杭本数が 8 本より 5 本に大幅な低減がなされる。

表-2.1.3 場所打ち杭の試設計結果 [1)]

	支持地盤（砂層）		支持地盤（砂礫層）	
	従来工法	ＳＱＣ	従来工法	ＳＱＣ
杭本数	８本	７本	８本	５本
鉄筋重量(kg)	3486(1.00)	2053(0.59)	3486(1.00)	4143(1.19)

(4) ボックスカルバート

図-2.1.4 に検討対象とされたボックスカルバートの概要を示す。普通強度材料の組み合わせてしては、コンクリート強度 24N/mm²、鉄筋 SD345 を高強度材料の組み合わせてとしては、コンクリート強度 60N/mm²、主鉄筋 USD685、せん断補強鉄筋 USD785 を適用している。

内空寸法 a×b	軌道高さ	地盤条件
4.2m×5.5m 2連	GL-11.0m	軟弱地盤
〃	〃	普通地盤
〃	GL-21.0m	軟弱地盤
〃	〃	普通地盤
7.6m×5.5m 2連	〃	軟弱地盤
〃	〃	普通地盤

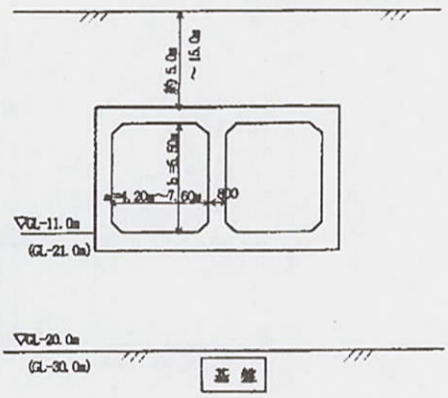


図-2.1.4 検討対象とされたボックスカルバート [1)]

表-2.1.4 に試設計結果の概要を示す。ボックスカルバートの断面決定要素は、使用限界状態および耐震である。普通地盤に対しては耐震で決定されるのに対し、軟弱地盤においては使用限界状態で決定されるのが一般的である。耐震で決定される場合には、高強度材料を使用することで、コンクリート体積比が 0.65～0.73、鉄筋重量比が 0.42～0.67 と大幅に低減されることが示されている。

表-2.1.4 ボックスカルバートの試設計結果[1)]

		ケース1		ケース２	
内空寸法		4.2m×5.5m×2連		4.2m×5.5m×2連	
軌道高さ		GL-11.0m		GL-11.0m	
土質条件		軟弱地盤		普通地盤	
基盤位置		GL-20.0m		GL-20.0m	
材料種別		ＳＱＣ	ＲＣ	ＳＱＣ	ＲＣ
部材厚	頂版	350	450	400	600
	底盤	400	500	400	600
	側壁	400	500	400	600
	柱	800×600	800×600	800×600	800×600
主筋	頂版（１m当り）	8-D22	8-D29	8-D25	8-D32
	底盤（1m当り）	8-D22	8-D29	8-D25	8-D32
	側壁（1m当り）	8-D22	8-D29	8-D25	8-D32
	柱（1本当り）	5-D32	10-D29	8-D29	16-D32
補強筋	頂版	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
	底盤	〃	〃	〃	〃
	側壁	〃	〃	〃	〃
	柱	2-D13@125	2-D13@125	2-D13@125	2-D13@125
施工数量	ｺﾝｸﾘｰﾄ工（m^3）	12.428	15.718	12.928	19.960
	型枠工（m^3）	35.684	36.084	35.784	37.400
	鉄筋工（m^3）	1.720	2.930	1.540	3.600
	足場工（m^3）	26.580	26.980	26.680	28.360
	支保工（m^3）	50.072	50.072	50.072	49.720
ｺｽﾄ	1m当り	1,083,000	1,091,100	1,067,000	1,248,000
	ＳＱＣ／ＲＣ	0.99	1.00	0.85	1.00
数量比較	ｺﾝｸﾘｰﾄ工	0.79	1.00	0.65	1.00
	鉄筋工	0.59	1.00	0.43	1.00

(5) まとめ

上記に示す試設計結果は、あくまで１例に過ぎず、常に成立するわけではないが、高強度材料を適応することにより、部材断面や鉄筋量が低減することは明らかである。特に耐震等で部材諸元が決められる構造物でその傾向が強い。一方、橋梁上部構造や地中構造物等において使用限界状態の変形やひび割れ幅で部材諸元が決定される場合、高強度材料の特性は発揮されにくいのが現状である。

参考文献

1) S.Q.C.構造物の試設計ならびに施工法の検討、平成10年3月、S.Q.C.構造物開発・普及協会技術委員会開発・設計部会

2．2　高強度材料

2.2.1　高強度材料に関する基準類と適用範囲

本節以降では、高強度鉄筋コンクリート構造に関する現状技術を調査し、これを橋脚に適用する場合の課題を抽出するとともに、本共同研究において実施すべき研究テーマについて考察を加える。前述したように、高強度鉄筋コンクリート構造は、高強度コンクリートおよび高強度鉄筋で構成されるが、本節では、まず、これら高強度材料について、現行基準類における規定を中心に調査する。

現段階でJIS等関連規準に規定されている鉄筋コンクリート構成材料は、例えば、レディミクストコンクリート(JIS A 5308-1998)においては呼び強度40（呼び強度の強度値 40.0 N/mm²）まで、鉄筋コンクリート棒鋼(JIS G 3112-1987(1998確認))においてはSD490（降伏点または0.2%耐力の規格値が490～625 N/mm²）までであり、それ以上の強度を有するものは規定されていない。ここでは、これら以上の強度を有する材料（コンクリートについては設計基準強度が60N/mm²以上、鉄筋については降伏点または0.2%耐力が685N/mm²以上を概ねの目安とする）を高強度材料と定義する。これら高強度材料に関して規定している代表的な基準類としては、建築部門では、建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」における「平成4年度 New RC研究開発概要報告書」[2)]（以下、New RC基準と称する）、および、建築学会の「JASS 5 (1997) 19節 高強度コンクリート」[3)]（以下、JASS 5と称する）が、また、土木部門では、土木学会の「自己充てん型高強度高耐久コンクリート構造物　設計・施工指針(案)」[4)]（以下、SQC指針と称する）、同じく土木学会の「【2002年制定】コンクリート標準示方書［構造性能照査編］」[5]および「【2002年制定】コンクリート標準示方書［施工編］」[6]（以下、JSCE示方書と称する）が、それぞれ挙げられる。そこでここでは、これら4基準を調査の対象とする。

このうちNew RC基準は、高強度コンクリートを用いた高層RC建築物を対象に、昭和63年度から平成4年度まで5ヶ年間、産学官共同で材料、製造、施工、設計、行政の全てにおける問題点を解決し、高強度かつ高品質の材料を用いた新しいRC造建築物（略称New RC）の開発ならびに普及を目的とした、建設省総合技術開発プロジェクトのなかで定められたものである。ここでは、コンクリートの設計基準強度は30～120N/mm²、鉄筋の降伏点強度は390～1275N/mm²のものを適用範囲としており、このうちコンクリートの設計基準強度が30～36N/mm²もしくは60～120N/mm²の場合は、必要に応じて試験または実験により所要の品質および性能が得られることを確かめなければならないとしている。

また、JASS 5は、コンクリートの設計基準強度が36N/mm²を超える場合を適用範囲としているが、設計基準強度が60N/mm²を超えるコンクリートへの適用は、記載されている諸規定を参考に、必要に応じて試験または信頼できる資料により設計が要求する構造体の性能が得られることを確かめ、仕様の詳細を定めなければならないことが明記されている。また、鉄筋については、JIS G 3112に適合するものの他に、試験または実験により所要の性能が得られることが確かめられれば、New RC基準で定められた高強度鉄筋などを使用できるとしている。

一方、SQC指針は、新世代交通システムに用いる自己充てん型高強度高耐久コンクリート構造物を建設する場合の性能照査型設計・施工の基本を示したものであるが、これ以外の自己充てん型高強度高耐久コンクリート構造物にも準用することができるとしている。ここでは、適用しうるコンクリート設計基準強度の標

準的な範囲を基準材齢 56 日で 60～100N/mm² としているが、下限値については、耐久性能に対する要求性能が満足されるのであれば、50N/mm² 程度であっても適用できるとしている。また、上限値については、今後これ以上の強度を有する配合について力学的データが得られた際には引き上げることができるとしている。なお、高強度鉄筋については、構造物または部材が設計耐用期間中十分な機能を保持できるような性質を有するものを用いなければならないことが規定されており、一般には New RC 総プロにおいて開発された鉄筋を使用して良いとしている。

さらに、JSCE 示方書は、[構造性能照査編] では、コンクリートの設計基準強度 80N/mm² 以下を適用範囲としているが、[施工編] では、第 16 章として高強度コンクリートに関する章を設け、設計基準強度が 60～100N/mm² 程度までのコンクリートを対象に、高強度コンクリートに求められる品質または性能を実現するために特に必要な事項についての標準を示している。また、ここで対象とする高強度コンクリートは高流動コンクリートも含めており、特に記載のない事項については、第 18 章として設けている高流動コンクリートの規定に従うこととしている。さらに、自己充てん性を有する高強度コンクリートについては、SQC 指針も併せて参考にするとよいとしている。なお、ここでは、高強度鉄筋に関しては、特に規定されていない。

ここで調査の対象とした基準類の概要を、表-2.2.1 に整理する。

表-2.2.1　調査の対象とした基準類の概要

名称		New RC 基準	JASS 5	SQC 指針	JSCE 示方書
制定機関		(財)国土開発技術研究センター	(社)建築学会	(社)土木学会	(社)土木学会
制定年		1993 年	1997 年	2001 年	2002 年
対象構造物		高層 RC 建築物	建築構造物一般	新世代交通システム用構造物他	土木構造物一般
適用範囲	コンクリート設計基準強度	30～120N/mm² 但し、～36N/mm²、60N/mm²～の場合は詳細検討要	36N/mm² 以上 60N/mm² を超える場合は詳細検討要	60～100N/mm² (標準)	[構造性能照査編] 80N/mm² 以下 [施工編] 60～100N/mm²
	鉄筋	降伏点強度 400～1200N/mm²	New RC 基準準用可	New RC 基準準用可	特に記述なし

2.2.2　高強度コンクリート

(1)　使用材料

本項では、高強度コンクリートに使用する材料、フレッシュコンクリートに必要とされる性状、硬化コンクリートの諸特性について整理する。

高強度コンクリートを得るための基本的な方法は、通常コンクリートの配合に比して所要の性能が得られ

る範囲内で水セメント比をできるだけ小さくすることである。近年、高性能AE減水剤が開発され、十分なワーカビリティーを確保しつつ水セメント比を30%程度まで小さくすることが可能となり、設計基準強度が60N/mm^{2}程度の高強度コンクリートを比較的容易に製造することが可能となった。しかしながら、それ以上の強度を有するコンクリートについては、さらに、シリカヒュームや高炉スラグ微粉末などの混和材を用いる必要がある。また、高強度コンクリートに使用する材料を選定する際には、その諸性状に起因して、通常のコンクリートよりも厳しい条件が必要となる。

そこでここでは、まず、高強度コンクリートに使用する材料に関する諸規定を、通常強度のコンクリートの場合と比較しながら整理する。

① セメント

高強度コンクリートは単位セメント量が多く、水和反応による発熱が大きい。したがって、使用するセメントは、低発熱タイプのものが望ましい。

New RC基準においては、設計基準強度が36～60N/mm^{2}までを適用範囲として、高強度コンクリート用セメントの品質基準(案)が示されており、JIS規格セメントにおいては、JIS R 5210（ポルトランドセメント）、JIS A 5211（高炉セメント）A種・B種、JIS A 5213（フライアッシュセメント）A種・B種ついて、それぞれJISに規定されている品質規定に適合するとともに、別途定めた貫入抵抗量による凝結、0打フローの60分経時低下量、圧縮強度が所定の規定を満足することが必要とされている。また、JIS規格外セメントとして低熱型ポルトランドセメント（高ビーライト(C_2S)系セメント）、ポルトランドセメントの一部を粉体材料で置換して粒度分布を調整した粒度分布調整セメントについても、高強度コンクリートに用いる場合の試験方法や規定値が設定されている。なお、低熱型ポルトランドセメントは、JIS A 5210-1997において規格化されている。

JASS 5においても、規定されているセメントはNew RC基準と同じであり、特記により定めることとしている。また、現行のJIS規格に適合しないものであっても、望ましい品質を有することが保証される場合には使用することができるとし、その判定基準として、前記New RC基準の高強度コンクリート用セメントの品質基準(案)が示されている。

SQC指針においては、New RC基準と同じJIS規格のセメントや、それ以外のものを用いる場合には品質確認や使用方法の検討を行うことが規定されているが、発熱特性や流動性の面から、低熱ポルトランドセメントや中庸熱ポルトランドセメントに分類される高流動・高強度用ビーライト用セメントおよびこれらのセメントや普通ポルトランドセメントに適切な混和材を混合したセメントが望ましいことが解説されている。なお、JSCE示方書には、高強度コンクリートに特化したセメントの規定は示されていない。

② 骨材

高強度コンクリートにおいては、使用する骨材の選定が極めて重要である。これは、セメントマトリックスの強度が骨材強度に近くなるためであり、骨材の品質がコンクリートの圧縮強度やヤング係数に及ぼす影響が通常強度のコンクリートに比して大きいことに留意が必要である。また、高強度コンクリートは、一般に単位セメント量が多く、アルカリ量が大きくなることがある。そのため、使用する骨材はアルカリ反応性が無害であると判定されたものを用いる必要がある。

このような諸条件を踏まえ、New RC 基準では、附属書として、高強度コンクリート用骨材の選定方法(案)を規定している。ここでは、細骨材を選定したあと粗骨材を選定する方法と、細・粗骨材を同時に選定する2つの方法を示している。いずれの方法においても、静弾性係数について必要な範囲がある場合には、これについても確認することとしている。

さらに New RC 基準では、細・粗骨材の品質について高耐久性コンクリートであることを前提とした規定が示されており、細・粗骨材の粒度についても、ふるいの通過質量百分率が示されている。但し、粗骨材の最大寸法は 25mm、20mm、または 15mm としている。一方砕石・砕砂については、JIS A 5005 に適合するものを用いるとともに、砕石の粒径判定実績率は、通常コンクリートが 55%以上であるのに対して高強度コンクリートの場合は 57%以上、砕砂の洗い試験で失われる量は、同じく 7%以下であるのに対して 5%以下と、より粒径が良く微粉の少ないものを用いることとしている。さらには、アルカリ骨材判定に関して、化学法もしくはモルタルバー法により無害と判定されたものを用いることを原則としている。

JASS 5 では、骨材はコンクリートとして所定の圧縮強度とヤング係数が得られるものを用いることと規定し、前記 New RC 基準の骨材選定方法(案)を紹介するとともに、ヤング係数と相関が高い乾燥収縮についても注意を喚起している。また、アルカリ骨材判定に関しては、New RC 基準と同様に、無害と判定されたものを用いることを原則としている。

SQC 指針では、SQ コンクリートとして所要の品質が得られる骨材を使用することを規定し、その重要性を示している。また、JASS 5 の規定に加え、高耐久性であることを鑑み細骨材の塩化物量を 0.02%以下とすることや、材料分離抵抗性や間隙通過性を鑑み粗骨材の最大寸法は 20mm 以下を標準とすることを規定している。さらに、アルカリ骨材反応に関しては、化学法もしくは改良化学法による判定と、通常は無害でない場合の骨材を使用する場合の判定法であるコンクリート中の総アルカリ量規制（3kg/m^{3}以下とする）を併用することを基本としている。

JSCE 示方書では、十分な強度を有するものを選定することやアルカリ骨材反応性に対する十分な検討を行うことを規定している。このうち、後者に関しては、評価方法として化学法、モルタルバー法、および改良化学法を示すとともに、アルカリ骨材反応を示す骨材を使用する場合には、コンクリートのアルカリシリカ反応性判定試験方法 JCI AAR-3 を実施することとし、その評価基準である膨張量の限界値を定めている。

③　練混ぜ水

練混ぜ水については、各基準類とも、通常コンクリートのものと相違はなく、上水道水や通常コンクリートの品質基準に適合した水を使用することとしている。但し、New RC 基準や JASS 5 では、回収水は用いないこととしているのに対し、SQC 指針では、コンクリートの品質に悪影響がないことを確かめたうえで、品質を十分管理できれば使用してもよいとしている。なお、JSCE 示方書には、高強度コンクリートに特化した練混ぜ水の規定は示されていない。

④　混和剤

一般に、高強度コンクリートにおいては、水セメント比が小さな場合においても十分なワーカビリティを確保することを目途に、高性能 AE 減水剤を混和剤として用いる。

New RC 基準では、高性能 AE 減水剤の品質基準として、「高強度コンクリート用高性能 AE 減水剤の性

能判定基準(案)」を規定している。ここでは、設計基準強度が 36～60N/mm² の高強度コンクリートに用いるものを対象に、所定の配合およびスランプの AE 減水剤を用いた試験コンクリート供試体を作成し、圧縮強度や長さ変化を同じ配合でスランプの小さい基準コンクリート供試体のものと比較し、その比が規定値以下であることや、凝結時間、凍結融解に対する抵抗性、スランプおよび空気量の経時変化が定めた規格値の範囲内であることとしている。また、使用規準として、過剰に使用すると凝結の遅延、初期強度発現の遅れ、乾燥収縮が、また、温度が低いと凝結の遅延が、温度が高いとスランプの経時変化が、それぞれ大きくなる傾向にあることなど、剤の選定および一般的な使用上の注意事項を示している。さらに、設計基準強度が 60N/mm² 以上の場合は、上記基準(案)に適合するもので、かつ、その強度に対応できることが確認されているものを用いることとしている。

JASS 5 においては、コンクリート用化学混和剤は、JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）、または、JASS 5 T-402（コンクリート用流動化剤品質基準）に適合するものから特記により定めるものとしている。また、特に設計基準強度が 48N/mm² 以上の場合は、上記 New RC 基準(案)などによってもよいこととしている。

SQC 指針においては、コンクリート用化学混和剤は、JIS A 6204 に適合するものとしている。また、増粘剤およびその他の混和剤については、コンクリートの凝結・硬化・強度・耐久性に悪影響を及ぼさないことが確かめられたもので、鉄筋を腐食するおそれのないものとし、過去の実績や信頼できる資料もしくは試験などにより所要の性能を満足することを確認して使用することとしている。

JSCE 示方書においては、特に高強度コンクリートに特化した混和剤の規定は示されていないが、高流動コンクリートに関する章では、増粘剤と化学混和剤を併用する場合には、相互作用によりそれぞれの効果に悪影響を及ぼすこともあるので、十分注意が必要であることを示している。

⑤　混和材

現状の技術では、高性能 AE 減水剤を用い水セメント比を小さくすると、設計基準強度が 60N/mm² 程度の高強度コンクリートを製造することが可能である。しかしながら、これ以上の強度を有するコンクリートを製造する場合には、さらに、シリカヒュームや高炉スラグ微粉末などの混和材を用いる必要がある。これら混和材は、一般に、比表面積が非常に大きい超微粒子であり、セメント粒子に中にこれらが充填されるマイクロフィラー効果により、流動性や材料分離抵抗性が非常に向上する。

New RC 基準では、混和材として、シリカヒューム、フライアッシュヒューム、高炉スラグ微粉末、およびエトリンガイト系混和材を選定し、それぞれ、「シリカヒュームの品質基準(案)」、「フライアッシュヒュームの品質基準(案)」、「高炉スラグ微粉末の品質基準(案)」、および「エトリンガイト系混和材の品質基準(案)」を規定し、これに適合するものを用いることとしている。これらでは、各材料の特性に応じて、化学成分、および物理的性質として、比重、比表面積、比表面積の変動、粒度、所定配合モルタルによる圧縮強度比、フロー値等が規定されている。

JASS 5 では、高炉スラグ微粉末は JIS A 6206、フライアッシュについては JIS A 6201、膨張材については JIS A 6202、またシリカヒュームを用いる場合は、「シリカヒュームを用いたコンクリートの調合設計・施工ガイドライン」にそれぞれ適合するものを用いることとしている。また、これ以外の混和材で一般的な

品質基準が未だ確立されていないものについても、効果が確認されている場合には使用することができるとし、その例として、New RC 基準の「エトリンガイト系混和材の品質基準(案)」を示している。

SQC 指針では、高炉スラグ微粉末、フライアッシュ、膨張材については、JASS 5 と同様、それぞれ JIS A 6206、JIS A 6201、JIS A 6202 に適合するものを、また、シリカヒュームについては、JSCE-D106「コンクリート用シリカヒューム規格(案)」に適合するものを用いることとしている。また、これら以外の水硬性または潜在水硬性をもつ無機質粉体、または非水硬性の無機質粉体は、コンクリートの凝結、硬化、強度、耐久性に悪影響を及ぼさないことが確かめられたもので、鉄筋を腐食させるおそれがないものとし、非水硬性無機質粉体の例として石灰石粉を挙げている。

JSCE 示方書では、高強度コンクリートに特化した規定はないが、混和材一般の規定として、高炉スラグ微粉末、フライアッシュ、膨張材、シリカヒュームについて、それぞれ JIS A 6206、JIS A 6201、JIS A 6202、JIS A 6207 に適合するものを標準としている。なお、シリカヒュームについては、JIS A 6207-2000 において規格化されている。

高強度コンクリートに対する各材料の一般共通事項と、ここで調査の対象とした各基準類における材料規定の概要を、表-2.2.2 に整理する。

(2) コンクリートの施工性能

高強度コンクリートに要求される性能は、概ね通常強度のコンクリートと同様であるが、異なる取り扱いが必要な項目もある。以下では、各基準類に規定されている高強度コンクリートに対する施工性能について調査する。

① ワーカビリティー・コンシステンシー

高強度コンクリートは、高性能 AE 減水剤を標準的に用い、フレッシュな状態では一般に流動性に富んだものとなる。したがって、通常強度のコンクリートにおいてワーカビィティーもしくはコンシステンシーを評価する指標として用いられるスランプ試験では、必ずしもその特性を十分に評価しうるとは言い難い場合があり、流動状態での変形状態を評価するスランプフローを用いる場合も多い。

New RC 基準および JASS 5 では、コンクリートの設計基準強度が 36～50N/mm^{2}の場合は、スランプ 21cm 以下、50～60N/mm^{2}の場合は、スランプ 23cm 以下、もしくは、スランプフロー50cm 以下と規定している。但し、コンクリートの分離抵抗性能が確かめられた場合は、その性能に応じたスランプフローの値としてよいとしている。

一方、SQC 指針では、ワーカビリティーを自己充てん性の指標との観点で規定している。ここでは、自己充てん性は、構造条件、施工条件に応じて適切に設定することとし、土木学会「高流動コンクリート施工指針」で設定している 3 ランクのうち、「ランク 1」、「ランク 2」を用いることとしている。ここで「ランク 1」とは、最小鋼材あきが 35～60mm 程度、およその鋼材量が 350kg/m^{3}以上の構造条件に対するものであり、断面形状が複雑で断面寸法が小さい部材などが該当する。また「ランク 2」とは、最小鋼材あきが 60～200mm 程度、およその鋼材量が 100～350kg/m^{3}の構造条件に対するものであり、通常の構造物が該当する。

自己充てん性の照査は、JSCE-F5111 に規定されている充てん試験装置を用いた間げき通過性試験による

表-2.2.2　高強度コンクリートに用いる各材料の留意事項と各基準類における材料規定の概要

セメント	・単位セメント量が多く、水和反応による発熱が大きいため、低発熱タイプのものが望ましい JIS R 5210-1997（ポルトランドセメント、低熱型ポルトランドセメントを含む） JIS A 5211-1997（高炉セメント）A種・B種 JIS A 5213-1997（フライアッシュセメント）A種・B種　　など
	・高強度コンクリート用セメントの品質基準(案)を規定（New RC 基準） 適用設計基準強度：36～60N/mm²：粒度分布調整セメントについても記述 ・低熱ポルトランドセメント、高流動・高強度用ビーライト用セメントが望ましい(SQC 指針)
骨材	・骨材の品質がコンクリートの圧縮強度やヤング係数に及ぼす影響が大きい ・アルカリ量が大きくなる場合があるため、アルカリ反応性が無害であるものを使用
	・　高強度コンクリート用骨材の選定方法(案)を規定（New RC 基準） ・　細・粗骨材の品質：細骨材の塩化物量 0.02%以下（New RC 基準、SQC 指針） ・　細・粗骨材の粒度：ふるいの通過質量百分率を規定（New RC 基準） ・　粗骨材の最大寸法：25～15mm(New RC 基準)、20mm 以下(SQC 指針) ・　砕石・砕砂：JIS A 5005、実績率 57%以上、洗い試験で失われる量 5%以下(New RC 基準) ・　アルカリ反応性の判定法： 化学法、モルタルバー法より無害と判定されたものを用いる　(New RC 基準、JASS 5) 化学法、改良化学法による判定と、コンクリート中総アルカリ量規制併用(SQC 指針) 化学法等により無害とされる場合を除き JCI AAR-3 による判定を実施(JSCE 示方書)
水	・　上水道水もしくは通常コンクリートの品質基準に適合した水を使用
	・　回収水：用いない(New RC 基準、JASS 5) 品質を十分管理できれば回収水を用いてもよい(SQC 指針)
混和剤	・　水セメント比を小さくしてもワーカビリティを確保するため高性能 AE 減水剤を使用 ・　コンクリートの凝結、硬化、強度、耐久性に対する悪影響、鉄筋の腐食に留意
	・「高強度コンクリート用高性能 AE 減水剤の性能判定基準(案)」を規定（New RC 基準） ・　JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）に適合するもの(JASS 5、SQC 指針)
混和材	・　超微粒子のものを用いて流動性や材料分離抵抗性を向上 ・　JIS A 6206-1997（コンクリート用高炉スラグ微粉末）、 JIS A 6201-1999（フライアッシュ） JIS A 6207-2000（シリカヒューム）　　など
	・　シリカヒュームの品質基準(案)、フライアッシュヒュームの品質基準(案)、高炉スラグ微粉末の品質基準(案)、エトリンガイト系混和材の品質基準(案)を規定（New RC 基準）

上段：高強度コンクリートに対する各材料の一般事項もしくは各基準類共通事項

下段：高強度コンクリートに対する各基準類の特記事項

こととし、「ランク１」の場合は障害 R1 を、「ランク２」の場合は障害 R2 を用いた試験を行い、充てん高さが 300mm 以上であれば設計値を満足すると判断するとしている。また、自己充てん性を流動性や材料分離抵抗性で評価することも可能であるとしている。このうち流動性をスランプフローで評価する場合の試験値は「ランク１」、「ランク２」とも 600～700mm としている。一方、材料分離抵抗性を 500mm フロー到達時間やＶ漏斗流下試験で評価する場合の「ランク１」「ランク２」の試験値もそれぞれ定めている。

JSCE 示方書では、高強度コンクリートのワーカビリティーはスランプまたはスランプフローで設定してよいとし、スランプフローについては、JSCE-F503 によることとしている。また、スランプが 21cm 以下の場合はスランプを、24cm 以上の場合はスランプフローを、21～24cm の場合はフレッシュコンクリートの性状に応じて適切に判断するものとしている。さらに、高流動コンクリートの場合は、SQC 指針と同じく、土木学会「高流動コンクリート施工指針」で設定している方法にて照査することとしている。

② ポンパビリティー

高強度コンクリートをポンプ圧送にて施工する場合は、通常強度のコンクリートに比して粘性が高いため管内圧力損失は大きいが、材料分離抵抗性が大きいため閉塞は起こりにくい特性があることに留意が必要である。このようなポンプ圧送性に関して、JASS 5 では、水平管内圧力損失が標準値と大きく異なるため、既往のデータを参考とする、試験圧送を行うなどにより、十分な能力を有する機種や管径の選定が必要であるとしている。

また、SQC 指針や JSCE 示方書では、実績のある高強度コンクリートのポンパビリティーは、水平管 1m あたりの管内圧力損失で設定してよいとしている。また、その標準値として「コンクリートのポンプ施工指針」に示されている高性能 AE 減水剤を用いた場合の値を参照し、最大圧送負荷がコンクリートポンプの最大理論吐出圧力の 80%以下であることを照査するとともに、閉塞に対する安全度についても検討することが望ましいとしている。さらに、実績のない場合については、実際のポンプ圧送作業と同等の条件を有する実規模の試験に基づき、適切に照査することとしている。

なお、New RC 基準にはポンパビリティーに関する留意事項は特に規定されていない。

高強度コンクリートの施工性能に関する留意事項と、ここで調査の対象とした各基準類における規定の概要を、表-2.2.3 に整理する。

(3) 圧縮強度と耐久性能

次に、コンクリートに要求される性能について調査する。SQC 指針によると、硬化コンクリートに要求される性能は、安全性能、使用性能、耐久性能、耐疲労性能、耐震性能、維持管理性能などに分類され、それぞれについて照査項目が規定されている。ここでは、圧縮強度と耐久性能について、各基準類の規定を調査する。

① 圧縮強度

高強度コンクリートにおける硬化後の圧縮強度は、試験方法や基準材齢に関して通常強度のコンクリートの場合との相違点がある。

New RC 基準では、使用するコンクリートの圧縮強度は、工事現場で採取し標準養生した供試体の基準材

表-2.2.3　高強度コンクリートの施工性能に関する留意事項と各基準類における規定の概要

ﾜｰｶﾋﾞﾘﾃｨ	・スランプ試験では評価できない場合があり、スランプフローを用いる場合も多い
	・設計基準強度 36～50N/mm^2 はｽﾗﾝﾌﾟ 21cm 以下、 同 50～60N/mm^2 はｽﾗﾝﾌﾟ 23cm またはｽﾗﾝﾌﾟﾌﾛｰ 50cm 以下（New RC 基準、JASS 5） ・「高流動コンクリート施工指針」で設定している自己充てん性ランク１、ランク２を用いる 但し、自己充てん性をｽﾗﾝﾌﾟﾌﾛｰによる流動性などで評価することも可能（SQC 指針） ・ｽﾗﾝﾌﾟまたはｽﾗﾝﾌﾟﾌﾛｰで設定してよい ｽﾗﾝﾌﾟ 21cm 以下はｽﾗﾝﾌﾟ、24cm 以上はｽﾗﾝﾌﾟﾌﾛｰ、21～24cm は適宜判断(JSCE 示方書)
ﾎﾟﾝﾌﾟﾋﾞﾘﾃｨ	・通常強度のコンクリートに比して管内圧力損失は大きいが、閉塞は起こりにくい
	・十分な能力を有する機種や管径の選定が必要（JASS 5） ・実績がある場合は、水平管 1m あたりの管内圧力損失で設定してよい 実績がない場合は、実規模の試験に基づき、適切に照査　（SQC 指針、JSCE 示方書）

上段：高強度コンクリートに対する各項目の一般事項もしくは各基準類共通事項
下段：高強度コンクリートに対する各基準類の特記事項

齢（28～91 日）における圧縮強度で表すものとし、その値は指定した強度以上と規定している。さらに、構造体コンクリートの圧縮強度試験を、構造体コンクリートより採取したコア供試体を用いた圧縮強度試験を材齢 91 日にて行い、その値は設計基準強度以上と規定している。また、高強度コンクリートの圧縮強度試験方法、および、高強度コンクリートの圧縮強度試験用供試体の作り方を規定している。また、JASS 5 においても、使用するコンクリートの圧縮強度および構造体コンクリートの圧縮強度に関して New RC 基準と同様の規定がされている。

SQC 指針では、コンクリートの圧縮基準強度の特性値（設計基準強度）は、材齢 56 日における強度試験に基づいて定めることを原則としている。ただし、構造物の使用目的、主要な荷重の作用する時期、施工計画などに応じて、適切な材齢における試験強度から定めてもよいと規定している。

JSCE 示方書では、高強度コンクリートの圧縮強度の基準材齢は、28 日を標準とすることとしているが、荷重が作用するまでの期間が長い場合には、これより長い材齢を基準としてよいとしている。また、圧縮試験は、通常強度のコンクリートと同様、JIS A 1108 に従うことを原則としているが、圧縮強度が極めて高い場合は、試験機の剛性が試験結果に影響を与えるおそれがあるので、高剛性の試験機を使用することが望ましいとしている。

② 凍結融解抵抗と空気量

コンクリートに耐凍害性が要求される場合、所要の空気量を連行させる必要が生じる。しかしながら、高強度コンクリートにおいては、空気量が強度に及ぼす影響が大きく、強度面からみると、これをできるだけ小さくする方が有利となる。

New RC 基準では、凍害を受けるおそれのある場合のコンクリートの耐久性指数は 300 サイクルで 80 以

上とし、空気量は、一般は 2.0～4.5％の範囲であるのに対し、凍害を受けるおそれのある場合は 4.5％を標準とするとしている。JASS 5 では、厳しい凍害が予想される場合は、通常強度の方法に準じて耐凍害性を確認するとともに、凍害を受けるおそれのある場合は、空気量 4.5％を標準とするとしている。なお、凍害のおそれのない場合については具体的な数値を規定していない。

SQC 指針では、空気量の最小値は 3.0～4.0％を標準とし、強度および凍結融解抵抗性を考慮して定めるものとしている。また、必要凍結融解回数と凍結融解回数を比較し、凍害に関する照査を行う式が示されている。JSCE 示方書では、耐凍害性が要求されない場合は空気量 2.0％、要求される場合は、設計基準強度に応じて 4.0％（60N/mm^{2}の場合）～3.0％（100N/mm^{2}の場合）を下限値の目安とすることとしている。

③　外的要因に起因する劣化

高強度コンクリートは、一般に、水セメント比が小さく組織が緻密である。したがって、中性化や塩害、酸性雨、化学的浸食など、外的要因に起因する劣化に対する抵抗性は優れている。しかしながら、構造物に高い耐久性を要求する場合が多いため、例えば New RC 基準や JASS 5 では、塩害に関して、練混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオン量の制限値を 0.2kg/m^{3}以下と、通常強度のコンクリートよりも厳しい値に制限している。一方、JSCE 示方書では、練混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオン量の制限値は、通常のコンクリートと同様、0.3kg/m^{3}以下としている。

また、SQC 指針では、これら外的要因に起因する劣化に対する耐久性の照査式が示されている。ただし、中性化や酸性雨に関しては、水結合材比を 40％以下に設定したコンクリートに関しては、照査を省略できるとしている。一方、New RC 基準では、中性化の抵抗性に関して、建築学会の「高耐久性鉄筋コンクリート造設計・施工指針（案）」に示された促進中性化試験方法による値が 20mm 以下であることを規定している。

④　アルカリ骨材反応

アルカリ骨材反応に関しては、⑴②骨材にて記述したとおりであり、高強度コンクリートは、一般に単位セメント量が多く、アルカリ量が大きくなることがあるため、まず、骨材選定の段階で、アルカリ反応性に対して厳しい判定を行う。New RC 基準や JASS 5 では、アルカリ骨材反応に関して無害と判定された骨材の使用を前提としているので、コンクリート中のアルカリ総量の規制に関しては特に規定はない。これに対して SQC 指針では、化学法、コンクリート中の総アルカリ量規制（3kg/m^{3}以下）、改良化学法によりアルカリ骨材反応に対して抵抗性があると判断されない骨材を使用する場合においても、JSCE 示方書と同様に、コンクリートのアルカリシリカ反応性判定試験方法 JCI AAR-3 を実施し、その膨張量が限界値以下であるならば問題はないとしている。また、JSCE 示方書では、前述したとおり、化学法、モルタルバー法、および改良化学法によりアルカリ骨材反応に対して無害と判定されない骨材を使用する場合には、コンクリートのアルカリシリカ反応性判定試験方法 JCI AAR-3 を実施し、膨張量とその限界値との比較により照査することとしており、コンクリート中の総アルカリ量規制に関する規定はない。

⑤　施工段階で生じるひび割れ

高強度コンクリートは単位セメント量が多いため、水和反応による発熱も大きい。さらに、水セメント比が小さく自己収縮を無視できない場合が多い。したがって、施工段階におけるひび割れについて、注意する必要がある。

New RC 基準では、コンクリートの水和熱や（乾燥）収縮率は、部材に耐久性上有害なひび割れが生ずるおそれがない値以下とすることとし、注意を喚起している。

一方、JASS 5 では、New RC 基準と同じく、コンクリートの水和熱や（乾燥）収縮は部材に耐久上有害なひび割れが生ずるおそれがない範囲とすることとし、温度ひび割れの発生の可能性については、事前に検討しておくことが望まれるとしている。また、（乾燥）収縮率については、建築学会の「高耐久性鉄筋コンクリート造設計施工指針（案）・同解説」に示される 7×10^{-4} 以下を目安とするとしている。なお、この値は、セメントの水和に伴う自己収縮量も含むものであり、見かけ上の乾燥収縮量である。

SQC 指針では、セメントの水和熱や自己収縮・乾燥収縮により有害なひび割れが発生しないことを照査することとし、セメントの水和に起因するひび割れに対する照査は、温度解析により得られたコンクリート応力によって有害なひび割れが発生しないことを確かめることを原則とすると規定している。また、自己収縮特性については、材齢 28 日までの自己収縮量を 200×10^{-6} 以下に制限するとともに、温度応力や乾燥収縮などとの複合作用により有害なひび割れが発生しないことを確認することとしている。

JSCE 示方書においても、水和熱や自己収縮に起因する施工段階におけるひび割れが無視できない場合が多いので注意を喚起するとともに、検討に際しては、通常強度のコンクリートに対する照査方法を適用することとしている。

高強度コンクリートの圧縮強度や耐久性能に関する留意事項と、ここで調査の対象とした各基準類における規定の概要を、表-2.2.4 に整理する。

(4) 配合（調合）設計

高強度コンクリートの配合（調合）設計では、(1)で示した材料を用い、(2)および(3)で示した要求性能を満足するように行う必要がある。しかしながら、高強度コンクリートの配合設計は、多くの検討項目および確認項目を含んでおり、全てを満足する最適配合を求めることは必ずしも容易ではない。したがって、配合は、実際に使用する材料を用いた試し練り、もしくは信頼できる資料により定めることが基本となる。但し、ここで調査した各基準類においては、適切な配合をより効率よく設定するため、いくつかの配合因子について目安を設けている。

配合設計を行う際に基本となる水結合材比は、通常強度のコンクリートと同様、配合強度が得られるように定める必要があるが、高強度コンクリートについては、材料の種類や配合によってコンクリートの強度発現性状が大きく異なり、また、結合材としての混和材とセメントとの置換率についても、いまだ十分な実施例が蓄積されているとは言い難い。したがって、その決定は、信頼できる資料を参考にしつつ、試し練りにて行う必要がある。なお、SQC 指針では、水結合材比は 40%以下を標準とするとともに、後述する SQ コンクリートとして性能が確認された配合に対して、結合材水比と圧縮強度の関係を示している。

ここで、単位水量に着目する。単位水量は、所要のワーカビィティーが得られる範囲内で、できるだけ少なくすることが望ましいが、高強度コンクリートは、高性能 AE 減水剤の使用を前提としているので、通常強度のコンクリートに比して単位水量を小さくすることが可能である。そこで各基準類においても、例えば New RC 基準では 175kg/m^3 以下、JASS 5 では 175kg/m^3 以下（事情により 185kg/m^3 以下）、SQC 指針で

表-2.2.4　高強度コンクリートの圧縮強度および耐久性能に関する留意事項と各基準類における規定の概要

圧縮強度	・通常強度の場合と概ね同じであるが、試験方法や基準材齢は相違
	・使用するコンクリートの圧縮強度（管理材齢 28～91 日）および構造体コンクリートの圧縮強度（管理材齢 91 日）に関する規定あり（New RC 基準、JASS 5） ・圧縮強度試験方法、圧縮強度試験用供試体の作り方を規定（New RC 基準） ・設計基準強度は材齢 56 日における強度試験に基づいて定めることを原則（SQC 指針） ・圧縮強度の基準材齢は 28 日を標準（長い材齢を基準としてよい） 圧縮強度が極めて高い場合は高剛性の試験機を使用することが望ましい（JSCE 示方書）
凍結融解抵抗性と空気量	・耐凍害性を向上させる空気量の連行は強度低下を招くため留意が必要
	・凍害を受けるおそれのある場合の空気量は 4.5％を標準（New RC 基準） ・凍害が予想される場合は、耐凍害性を確認するとともに、空気量を 4.5％とする（JASS 5） ・空気量の最小値は 3.0～4.0％を標準とし、強度と凍結融解抵抗性を考慮して定める(SQC 指針) ・耐凍害性が要求されない場合空気量 2.0％、要求される場合、設計基準強度に応じて 4.0％（60N/mm^{2}の場合）～3.0％（100N/mm^{2}の場合）が下限値の目安（JSCE 示方書）
外的要因に起因する劣化	・水セメント比が小さく組織が緻密、中性化、塩害、酸性雨、化学的浸食による劣化抵抗性は良 ・構造物に高い耐久性を要求する場合が多いため、厳しく制限している基準もある
	・コンクリート中に含まれる塩化物イオン量 0.2kg/m^{3}以下（New RC 基準、JASS 5） ・耐久性照査式を規定（中性化や酸性雨は、水結合材比 40％以下では省略可）(SQC 指針) ・中性化の抵抗性に関する限界値を規定（New RC 基準）
アルカリ骨材反応	・単位セメント量が多く、アルカリ量が大きくなる ・骨材選定の段階で、アルカリ反応性に対して厳しい判定を行う
	・アルカリ骨材反応に無害な骨材を使用、アルカリ総量規制はない（New RC 基準、JASS 5） ・JCI AAR-3 を実施し、その膨張量が限界値以下であれば問題ない（SQC 指針） ・アルカリ骨材反応に無害と判定されない骨材を使用する場合、JCI AAR-3 を実施し、その膨張量と限界値との比較により照査（JSCE 示方書）
施工段階におけるひび割れ	・単位セメント量が多いため、水和反応による発熱も大きい ・水セメント比が小さく自己収縮を無視できない場合が多い ・施工段階におけるひび割れについて、注意が必要
	・収縮率は 7×10^{-4}以下（JASS 5） ・材齢 28 日までの自己収縮量 200×10^{-6}以下、温度応力、乾燥収縮との複合作用に留意 セメントの水和に起因するひび割れに対する照査は、温度解析による（SQC 指針） ・施工段階のひび割れは、通常強度のコンクリートに対する照査方法にて検討(JSCE 示方書)

上段：高強度コンクリートに対する各項目の一般事項もしくは各基準類共通事項

下段：高強度コンクリートに対する各基準類の特記事項

表-2.3.5　SQC 構造物開発・普及協会による高強度コンクリートの配合例

配合名	配合強度 N/mm³	粗骨材の最大寸法 mm	自己充てん性のランク	スランプフロー mm	水結合材比 %	空気量 %	単位粗骨材絶対容積 m³/m³	単位量(kg/m³) 水 W	セメント C	混和材 フライアッシュ FA	高炉スラグ微粉末 BS	高炉スラグ超微粉末 BSS	シリカヒューム SF	鋼繊維 Sf	細骨材 G	粗骨材 S	高性能AE減水剤
LC	72	20	2	600	38.6	5.5	0.312	165	427						891	827	4.27
FA	72	20	2	600	34.9	5.5	0.312	165	378	95					809	827	5.91
BS	72	20	2	600	41.5	5.5	0.312	165	199		199				891	827	4.18
BL	96	20	2	650	32.6	5.0	0.306	165	506						852	811	6.83
SF	120	20	2	650	25.7	4.5	0.300	165	578				64		750	795	12.84
BSS	120	20	2	650	22.0	4.5	0.300	165	675			75			681	795	13.13
SFRC	72	20	2	600	28.9	5.5	0.192	165	571					80	1039	510	9.00

は、155～175kg/m³ の範囲と、これまでの実績を踏まえた目安を示している。

単位結合材量についても、水和熱やコストの面よりできるだけ小さくすることが望ましく、強度面から必要量が多くなる場合は、混和剤を調整するなどして、配合の見直しを行うなどの検討が必要である。なお、New RC 基準では、単位結合材量は 350kg/m³ 以上としている。

単位粗骨材量は、所要のワーカビリティーが得られる範囲内でできるだけ大きくするのがよい。New RC 基準、JASS 5、および JSCE 示方書では、粗骨材最大寸法が 20mm の場合の単位粗骨材かさ容積について、スランプ 18cm の場合は 0.60～0.64m³/m³、スランプ 21cm の場合は 0.59～0.63m³/m³、スランプ 23cm の場合は 0.58～0.62m³/m³ との標準的な範囲を示している。また、SQC 指針では、単位粗骨材絶対容積について、自己充てん性「ランク 1」の場合は 0.28～0.30m³/m³、「ランク 2」の場合は 0.30～0.33m³/m³ との標準値を示している。

さらに、高性能 AE 減水剤についても、種類、使用量の多少、施工時の気温などが要求性能に及ぼす影響に留意し、その配合量を決定する必要がある。なお、空気量については、強度低下や凍結融解抵抗性との関係も含めて前述した通りである。

なお、SQC 構造物開発・普及協会では、所定の材料を用い、要求される性能を確保することを確認した高強度コンクリートの配合として、表-2.3.5 に示す例を示している。

(5)　コンクリートの圧縮特性

ここで、高強度コンクリートの圧縮特性の概要を示す。図-2.2.1 は、水結合材比（図では W/C と標記）を

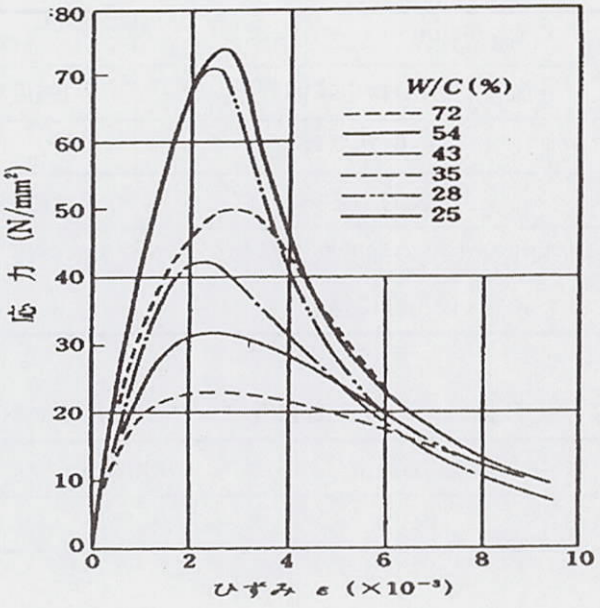


図-2.2.1　水結合材比に応じた無筋コンクリートの圧縮応力－圧縮ひずみ関係

パラメータとした無筋コンクリートの圧縮応力－圧縮ひずみ関係を示したものである。ここで、W/C と設計基準強度とは相反する関係にある。これより、W/C が大きく設計基準強度が小さいコンクリートほど、最大圧縮強度以後、応力下降域の勾配が緩やかでじん性にも優れているのに対し、W/C が小さく高強度なコンクリートでは、応力下降域の勾配が急となるとともに、最大圧縮強度を示した直後に供試体が爆裂するなど、脆性的な破壊性状を呈する傾向にあり、じん性に劣ることがわかる。また、コンクリートの強度とヤング係数とは正の相関が認められるが、強度がある程度以上になると、その増加率は小さくなる。

このような高強度コンクリートの力学特性を通常強度のコンクリートと比較し、表-2.3.6 に整理する。

なお、ヤング係数に関しては、New RC 基準では、通常強度から高強度・超高強度のコンクリートまで適用できる推定式(2.2.1)を提案している。

$$E = k_1 \times k_2 \times 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{2.4}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_E}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad (2.2.1)$$

ここに、E　：ヤング係数 (N/mm^2)

γ　：単位容積重量(t/m^2)

σ_E：圧縮強度(N/mm^2)

k_1：粗骨材の種類により定まる補正係数

石英片岩砕石等 0.95、石灰岩砕石等 1.20、その他粗骨材 1.00

k_2：混和材の種類により定まる補正係数

シリカヒューム・高炉スラグ微粉末等 0.95、フライアッシュ 1.10、

混和材を使用しない場合 1.00

表-2.3.6　高強度コンクリートと通常強度コンクリートにおける力学特性の比較

項目	通常強度コンクリート	高強度コンクリート
終局ひずみ	強度にかかわらず同程度	強度に相反して小さくなる
最大圧縮応力度時ひずみ	0.18～0.20％程度	0.25～0.30％程度
ヤング係数	比較的小さい	強度に応じて大きくなる
じん性	最大強度発生後の強度低下がなだらか（じん性に富む）	最大強度発生後の強度低下が大きい（じん性に欠ける）

表-2.3.7　SQC 指針における高強度コンクリートのヤング係数

設計基準強度 f ck'	60(N/mm^2)	80(N/mm^2)	100(N/mm^2)
ヤング係数 Ec(×10^{4}N/mm^2)	3.5	3.8	4.1

一方、SQC 指針では、SQ コンクリートのヤング係数について、表-2.3.7 に示す参考値を規定している。

2.2.3　高強度鉄筋

(1)　開発されている高強度鉄筋とその特性

高強度鉄筋コンクリート構造を構成する材料には、一般に前述した高強度コンクリートを用いるが、さらに補強材となる鉄筋についても、通常の異形棒鋼よりも高強度のものを用いることが合理的である。このような引張強度が大きい棒鋼としては PC 鋼材があり、実構造物に対しても既に多数の適用実績があるが、これは、降伏棚がほとんどなく、破断伸びも小さいため、鉄筋コンクリート部材の補強材とは使用方法が異なっている。そこで、NewRC プロジェクトでは、高強度鉄筋コンクリート構造の補強材に用いる高強度鉄筋を開発し、諸特性を明らかにするとともに、各規格値を定めている。

ここでは、高強度鉄筋の名称を「USD」とし、鉄筋コンクリート用高強度異形棒鋼として、USD385A、USD685B、USD980 を、また、柱や梁のせん断補強筋や横拘束筋に使途を限定している横補強用高強度異形棒鋼として USD785 と USD1275 を、それぞれ開発している。なお、これら高強度鉄筋は、現状において JIS 規格化はされておらず、自主規格との扱いとなる。

表-2.3.8 は、New RC 規格高強度鉄筋の化学成分を代表的な JIS 規格鉄筋である SD345 のものと比較して示したものである。これより、高強度鉄筋では、高強度化とじん性確保というトレードオフの関係にある２つの性能を同時に向上させるため、Cu の成分量の制限値が追加されていることがわかる。

図-2.2.2 は、各種鉄筋の引張応力－引張ひずみ関係を示したものである。また、表-2.3.9 は、NewRC 規格鉄筋コンクリート用高強度鉄筋の機械的性質を代表的な JIS 規格鉄筋のものと比較して示したものである。これらより、通常強度鉄筋と高強度鉄筋のヤング係数は概ね同じであるが、高強度鉄筋は、降伏棚が小さく、USD785 以上では明瞭な降伏点を示さないことがわかる。また、高強度鉄筋は、降伏以前の荷重状態より非線形化を呈し、破断伸びは高強度になるほど小さく、伸び性能は、SD345 の概ね 1/2 程度以下であること

表-2.3.8　New RC 規格高強度鉄筋の化学成分

種類の記号	化学成分　%						
	C	Si	Mn	P	S	C+Mn/6	Cu
SD345	0.27 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.50 以下	−
USD685A,B	0.50 以下	1.50 以下	1.80 以下	0.030 以下	0.030 以下	−	0.05 以下
USD980	0.80 以下	1.20 以下	2.00 以下	0.030 以下	0.030 以下	−	0.05 以下
USD785	0.30 以下	1.50 以下	2.20 以下	0.030 以下	0.030 以下	−	0.05 以下
USD1275	0.40 以下	2.00 以下	1.70 以下	0.030 以下	0.030 以下	−	0.05 以下

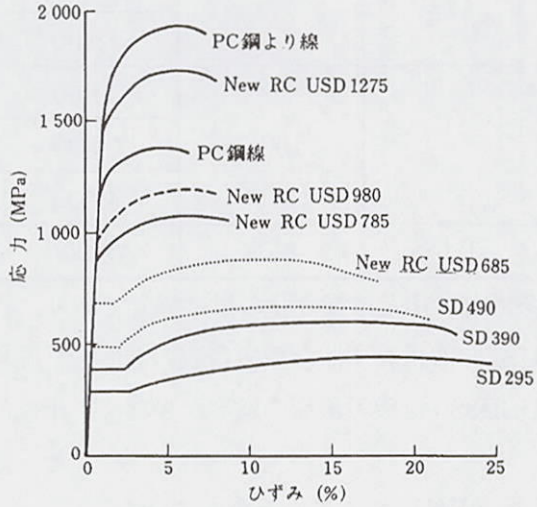


図-2.2.2　各種鉄筋の引張応力－引張ひずみ関係

表-2.2.9　New RC 規格高強度鉄筋の機械的性質

種類の記号	降伏点又は 0.2% 耐力 N/mm²	降伏比 %	伸び　%				曲げ性	
			降伏棚ひずみ度	伸び			曲げ角度	内側半径
SD345	345～440	−	−	≦D25	2号	≧18	180°	1.5～2.5d
				>D25	3号	≧20		
USD685A	685～785	≦85	≧1.4	≦D22	2号	≧10	90°	2d
				≧D25	3号			
USD685B	685～755	≦80		≦D22	2号			
				≧D25	3号			
USD980	≧980	≦95	−	≦D22	2号	≧7	90°	4d
				≧D25	3号			

表-2.2.10　高強度鉄筋の低サイクル疲労に関する実験条件

製造方法	強度区分	呼び径	載荷条件	試験本数	長さ	ふし形状
ロール型	USD685	D25	片振幅型	3本	550mm	横ふし
熱処理型	USD980	D25	片振幅型	3本	550mm	横ふし

表-2.2.11　高強度鉄筋の低サイクル疲労に関する実験結果

鉄筋種類	載荷条件	載荷時応力 (kg/mm^2)	繰返し回数 (回)	破断部
USD685	1 σyo	70.0	5,275	山～山
			6,900	山～谷
			7,400	山～谷
USD980		100.0	4,900	山～山
			3,800	山～山
			4,000	山～谷
SD345	1 σyo	35.0	73,000	－

＊破断部の山とは横ふしの付け根分であり、谷とは横ふし間である

＊USD685 はわずかな疲労亀裂の進展後、脆性的に破断した

＊USD980 は疲労亀裂の進展は少なく、延性的に破断した

や、曲げの加工性も高強度になるほど低下することとなっている。

なお、JASS 5 や JSCE 示方書では、高強度鉄筋の使用は前提としていないため、これら基準に準拠する場合は、別途試験を行い、その設計用値およびその使用方法を定める必要がある。一方、SQC 指針では、高強度鉄筋の規格は New RC 規格に準拠することとなっている。

(2)　低サイクル疲労

一般に高強度鉄筋は、通常強度の鉄筋と比較して疲労強度が低下することが指摘されている。しかしながら、高強度鉄筋を鉄筋コンクリート構造物の補強材として使用することを前提に、このような疲労特性が部材の性能に及ぼす影響に着目した研究事例は極めて少ないのが現状である。

ここでは、New RC プロジェクトにおいて実施された高強度鉄筋の低サイクル疲労に関する貴重な実験事例を紹介する。ここで、低サイクル疲労とは、構造物もしくはその構成要素である部材が繰返し荷重を受ける場合に、疲労寿命が1万回程度以下となる現象のことを指し、塑性疲労と称する場合もある。

同実験では、2種類の高強度鉄筋（USD685 および USD980）を対象とした片振幅繰返し引張荷重載荷試験を実施している。載荷荷重の振幅は、公称降伏強度 σyo を基準として 0.02σyo～1 σyo としている。その他実験条件を表-2.2.10 に示す。

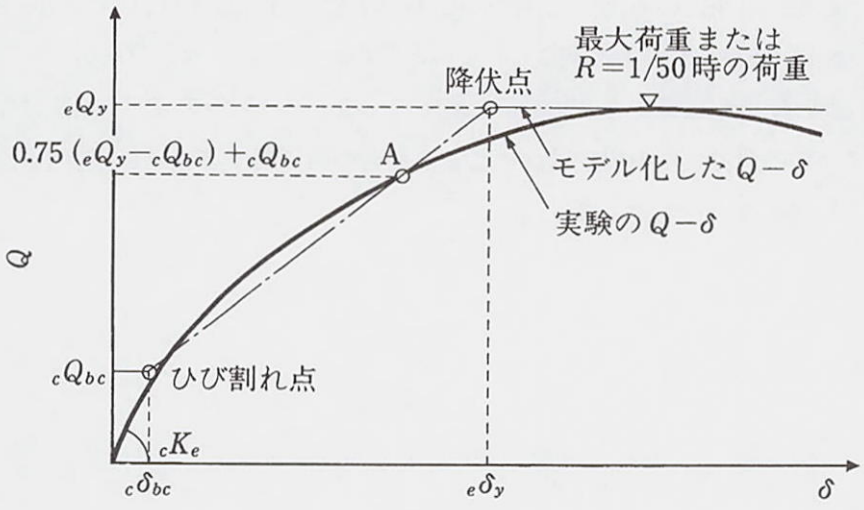
また、表-2.2.11 は実験結果のうち、破断時の繰返し回数と破断部の位置を整理したものである。同表には、同じ繰り返し荷重条件で別途実施されている SD345/D41 の結果も付記している。これより、ここでの繰り返し荷重条件のもとでは、高強度鉄筋の疲労寿命は、SD345 の 1/10～1/20 程度であり、USD980 の疲労寿命は USD685 の 1/2 程度であることがわかる。New RC 基準では、このような結果に対して、破断までの繰返し回数が最低でも 3800 回を超えていること、現行の JIS 規定において異形棒鋼に対する高応力・低サイクルの疲労強度の規定はないこと、地震や風に対する繰返し回数や荷重を想定し、設計にて検討すべきであることなどを考察している。

2．3　ＮｅｗＲＣでの復元力特性および限界変形の評価方法[2)]

2.3.1　梁の復元力特性

梁部材は３折れ線の復元力特性モデルとされる。実験結果から、ひび割れ点と降伏点を折れ曲がり点とする３折れ線モデルとする手法を図-2.3.1 に示す。ひび割れ点は弾性剛性と曲げひび割れ耐力で決定され、降伏点は最大荷重点と曲げひび割れ点を用いて決定される。

提案されている計算式の精度は、このようにして実験結果から求められたひび割れ点および降伏点との比較により検証されている。以下に計算値と実験値の比較を示す。



手順

① 初期剛性(剛域考慮) $_cK_e$ と曲げひび割れ耐力 $_cQ_{bc}$ の計算値からひび割れ点を決める。

② 最大荷重(最大荷重が $R=1/50$ 以前に出現した場合)，または $R=1/50$ 時の荷重を降伏荷重 $_eQ_y$ とし，実験時の Q-δ 上で $0.75\,(_eQ_y-{}_cQ_{bc})+{}_cQ_{bc}$ となる点を A 点とする。

③ A 点とひび割れ点を結んだ延長線と，最大荷重 または $R=1/50$ 時の荷重の接線との交点を降伏点 $_e\delta_y$ とする。

図-2.3.1　復元力特性のモデル化

（１）初期剛性

初期剛性の計算式として式(2.3.1)のように提案されている。

$$Kc=6EcIc/L \qquad (2.3.1)$$

Ec:コンクリートのヤング係数

Ic:断面二次モーメント

L:内法部材長＋梁せい/2

計算値と実験値の比較を図-2.3.2 に示す。計算値は実験値に比べて 20%程度高めの評価値であると考えられる。

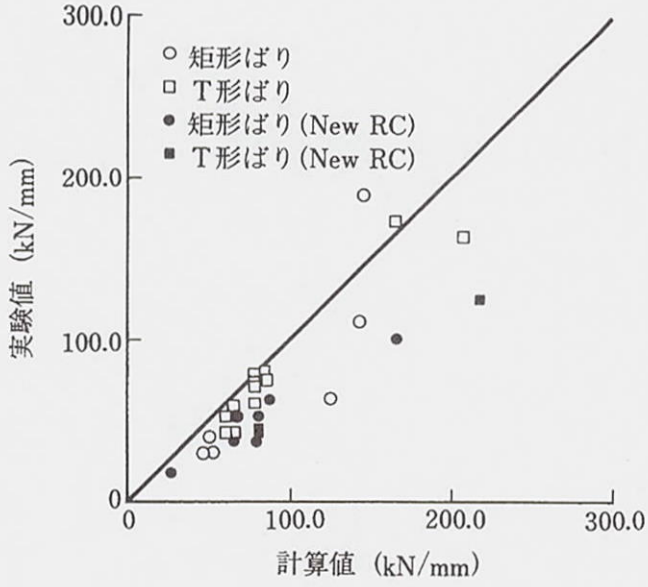


図-2.3.2　初期剛性の実験値と計算値

（2）曲げびびわれ耐力

曲げびびわれ耐力の計算式として式(2.3.2)のように提案されている。

$$cMc=1.8\sqrt{FcZ}+ND/6 \qquad (2.3.2)$$

Fc:コンクリートの設計基準強度

Z:断面係数

N:軸方向力

D:全せい

計算値と実験値の比較を図-2.3.3 に示す。ばらつきがかなり大きいものの、計算値は実験値の平均値に近い評価値と考えられる。

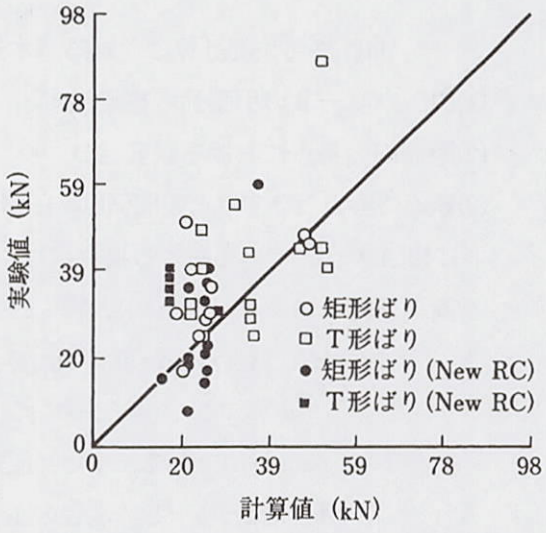


図-2.3.3　曲げひび割れ耐力の実験値と計算値

（3）降伏点剛性低下率（αy）

降伏変形は最大耐力と降伏点剛性低下率（αy）によって決定される。降伏点剛性低下率（αy）とは原点と降伏点を結ぶ割線剛性の初期剛性に対する比率である。降伏点剛性低下率の計算式として式(2.3.3)のように提案されている。

$$\alpha y=(0.043+1.64npt+0.43a/D+0.33\eta o)(rd/D)^2 \qquad (2.3.3)$$

n:ヤング係数比　pt:引張鉄筋比

a:シヤースパン比　D: 柱の全せい

rd:有効せい　$\eta o=N/(bDFc)$

計算値と実験値の比較を図-2.3.4 に示す。計算値は実験値の平均値に近い評価値と考えられる。

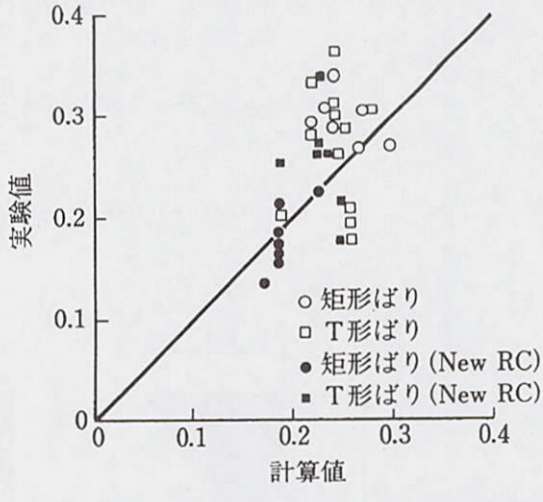


図-2.3.4　降伏点剛性低下率の実験値と計算値

（4）終局曲げ耐力

終局曲げ耐力の計算式として下記のような２つの方法が提案されている。②は今回新たに提案された方法であり、図-2.3.5 に示した基本仮定を基に計算される。

①精算式１

コンクリートのストレスブロックをＡＣＩ基準の矩形とし、圧縮縁歪を 0.3%とする。

②精算式２

コンクリートのストレスブロックを本提案の形状とする。

終局曲げ耐力の計算値と実験値の比較を図-2.3.6 に示す。計算値は軸力が大きくなるにつれて実験値をやや低めに評価する傾向がある。

曲げ終局強度計算における基本過程

(1)コンクリートの引張強度を無視する。

(2)断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみは、中立軸からの距離に比例する。

(3)鉄筋の応力とひずみとの関係は、圧縮・引張りとも、降伏点強度以下では弾性とする。この強度に相当するひずみを超える場合には、鉄筋の応力は降伏点強度に等しいものとする。

(4)断面圧縮縁コンクリートのひずみ ε_{cm} は式(2.3.4)により求める。

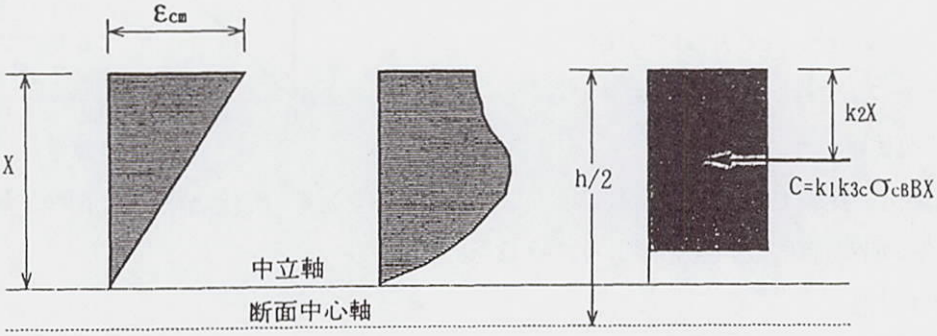
$$\frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{co}} = 1.374 + 0.108K - 0.1K^{-4}\frac{{}_c\sigma_B}{420} \qquad (2.3.4)$$

ここで、ε_{co} はコンファインドコンクリートの強度時のひずみであり、K は 2.3.3 で示す強度上昇率($_c\sigma_{cB}/\sigma_p$)である。また、圧縮縁とは全断面の曲げ終局強度を求める場合はかぶりコンクリート最外縁とし（この場合の K の値は 1.0 である)、コンファインドコンクリートのみの曲げ終局強度を求める場合はコンファインドコンクリートの最外縁とする。

(5)中立軸が断面内にある場合で、圧縮縁コンクリートのひずみが式(2.3.4)で求めた ε_{cm} の時のコンクリートの等価応力ブロックの形状係数 k_1,k_2 と k_3 はそれぞれ式(2.3.5)と式(2.3.6)により求める。

$$k_1k_3 = 0.778 + 0.062K - \frac{0.027}{K - 0.42}\left(\frac{{}_c\sigma_B}{420}\right) \qquad (2.3.5)$$

$$k_2 = 0.407 + 0.026K - \frac{0.012}{K - 0.335}\left(\frac{{}_c\sigma_B}{420}\right) \qquad (2.3.6)$$



等価応力ブロックの形状係数

図-2.3.5 曲げ終局強度計算における基本仮定

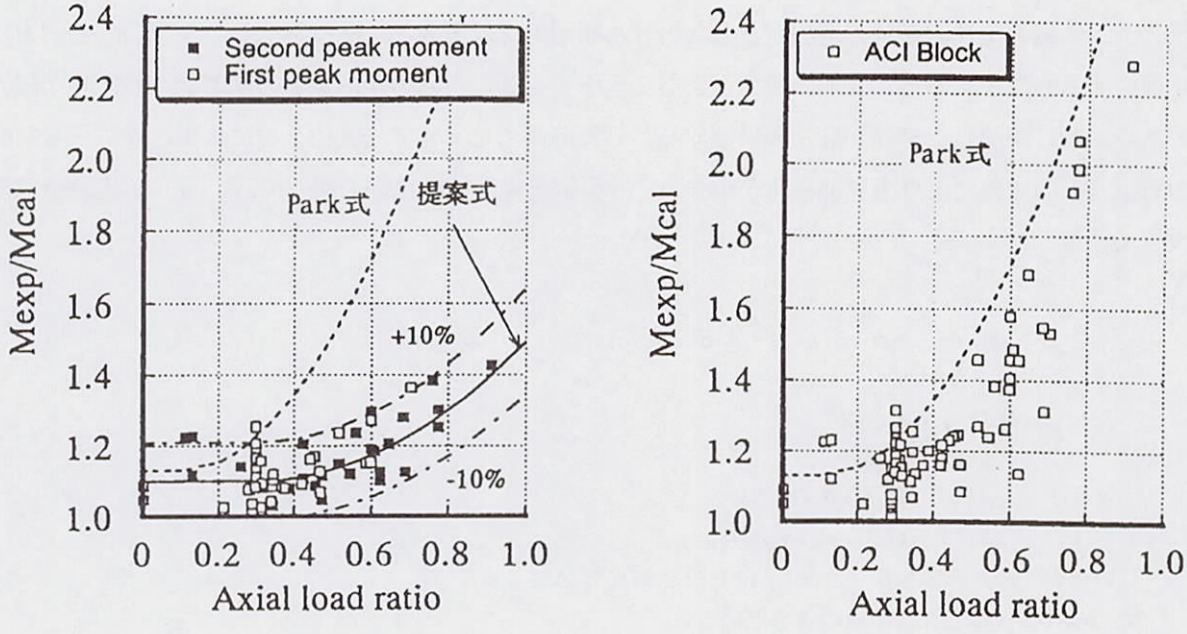


図-2.3.6　曲げ終局強度の計算値と実験値の比較

2.3.2　柱の変形性能

柱の変形性能は、曲げ圧縮破壊および曲げ降伏ヒンジ部せん断破壊の３種類の破壊モードそれぞれに対して計算式が提案されている。付着割裂破壊の破壊モードに対しては、0.02rad.以上の限界部材角とするための条件が示されている。

（１）　曲げ圧縮破壊時の限界部材角

軸応力度と限界変形が１次式の関係にあるものとして式(2.3.7)を用いて算定する。

$$\eta = 0.5 - 7R_u \qquad (2.3.7)$$

$R_u \leqq 0.04$ rad.

$\eta = N/(A_c \cdot f_c')$

$f_c' = F_c\,(1 + C_a \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}/F_c)$

$C_a = 4.41\ \alpha\beta\,(1 - 1.24\ S/D)$

R_u：限界部材角

N：軸力

A_c：コア断面積

F_c：$\sigma_B \times 0.85$

σ_B：コンクリート圧縮強度

p_w：帯筋比

σ_{wy}：帯筋の降伏強度

α, β：中子筋の本数による補正係数

S：帯筋の間隔

D：柱せい

（２）曲げ降伏ヒンジ部せん断破壊時の限界部材角

降伏ヒンジ領域の塑性回転角の増加にともないせん断耐力は低下する。曲げ降伏ヒンジ部の曲げ耐力は一定値を保持するものとすると、変形の増大とともに低下するせん断耐力が曲げ耐力まで低下した時が限界部材角であり、曲げ降伏ヒンジ部がせん断破壊する。せん断耐力の算定式を式(2.3.8)に示す。先に示した曲げ耐力の算定式との比較により限界部材角が求まる。計算値と実験値の比較を図-2.3.7 に示す。実験値は計算値を大きく上回っている。

$$Q=b\cdot j_t\cdot p_w\cdot\sigma_{WY}\cdot\cot\phi+\alpha\cdot(1-\beta)\cdot b\cdot D\cdot\nu\cdot\sigma_B \qquad (2.3.8)$$

ただし，$Q\leqq b\cdot j_t\cdot\nu\cdot\sigma_B/2$

$\sigma_{WY}\leqq 125\sqrt{\nu_0\cdot\sigma_B}$

ここに，$\alpha=\{\sqrt{1+(L/D)^2}-L/D\}/2$

$\beta=(1+\cot^2\phi)\cdot p_W\cdot\sigma_{WY}/(\nu\cdot\sigma_B)$

ただし，β の算定に限り，$\cot\phi$ はヒンジ領域外の値を，$p_W\cdot\sigma_{WY}$ はヒンジ領域の値を用いる。

$\nu_0=1.7\cdot(1+2n)\cdot\sigma_B^{-1/3}\leqq 1.0$

〈ヒンジ領域におけるトラス機構のコンクリート圧縮束材の材軸となす角度 ϕ とコンクリート強度有効強度係数 ν の値〉

$\cot\phi=\min(A, B, C)\geqq 1.0$

$A=2.0-3n-50R_P \quad (0<R_P\leqq(1-3n)/50)$

$=1.0 \quad ((1-3n)/50<R_P)$

$B=j_t/(2\cdot\alpha\cdot D)$

$C=\sqrt{\nu\cdot\sigma_B/(p_W\cdot\sigma_{WY})-1.0}$

$\nu=(1.0-15R_P)\nu_0 \quad (0<R_P\leqq 0.05)$

$=0.25\nu_0 \quad (0.05<R_P)$

ここで，b：柱幅

D：柱せい

j_t：主筋間隔（多段配筋断面の場合は塑性重心間距離）

L：柱長さ

n：無次元化軸力（$=N/(b\cdot D\cdot\sigma_B)$：圧縮力正）

p_W：せん段補強筋比

R_P：ヒンジ領域の塑性回転角

σ_B：コンクリート圧縮強度

σ_{WY}：せん段補強筋の降伏強度

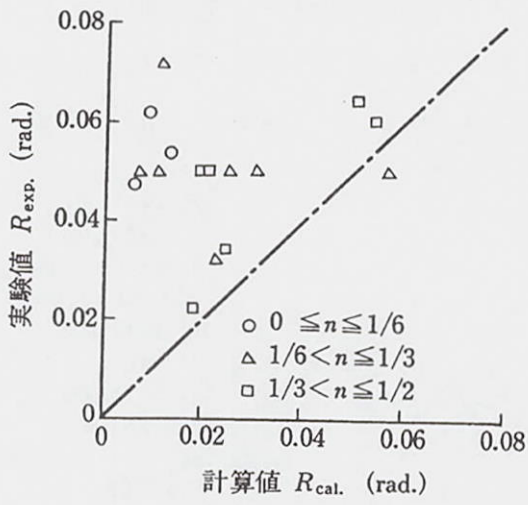


図-2.3.7　計算値と実験値の比較

2.3.3 コンファインドコンクリートの力学特性

直径あるいは1辺の長さが 20cm 以上の試験体を用いて行われた実験結果を基にコンファインドコンクリートの応力－歪関係が式(2.3.9)のように提案されている。図-2.3.8～10 に圧縮強度に関する実験値と計算値の比較、図-2.3.11～12 にコンファインドコンクリートの応力－ひずみ関係に関する実験値と計算値の比較を示す。計算値は実験値を適切に評価しているものと考えられる。

応力－ひずみ関係

$$\frac{\sigma_c}{{}_c\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \qquad (2.3.9)$$

ここで

$${}_c\sigma_{cB} = \sigma_p + \kappa\rho_h\sigma_{hy}$$

$$\sigma_p = \mu_c\sigma_B = \begin{cases} 0.8_c\sigma_B, & \text{円形断面の場合} \\ 1.0_c\sigma_B, & \text{正方形断面の場合} \end{cases}$$

$$\kappa = \begin{cases} k_c(1 - \frac{s}{2D_c})^2, & k_c=2.09 \text{ 円形断面の場合} \\ k_s(\frac{d''}{C})(1 - \frac{s}{2D_c}), & k_s=11.5 \text{ 正方形断面の場} \end{cases}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}, \qquad A = \frac{E_c\epsilon_{co}}{{}_c\sigma_{cB}}, \qquad K = \frac{{}_c\sigma_{cB}}{\sigma_p}$$

$$\epsilon_{co} = \epsilon_o \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \le 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases}$$

$$\epsilon_o = 0.5243({}_c\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$E_c = 4k({}_c\sigma_B/1000)^{1/3} \times 10^5 \times (\gamma/2.4)^2$$

$$k = \begin{cases} 1.0, & \text{一般} \\ 1.2, & \text{高弾性（石炭岩）} \\ 0.9, & \text{低弾性（石英片岩，安山岩，軽量骨材} \end{cases}$$

$$D = \alpha + \beta_c\sigma_B + \gamma\sqrt{(K-1)_c\sigma_B/23}$$

$$\alpha = 1.50 \qquad \beta = -1.68 \times 10^{-3}$$

$$\gamma = \begin{cases} 0.75, & \text{正方形鋼管} \\ 0.50, & \text{帯筋} \end{cases}$$

また、

σ_c, ε_c：コンクリートの軸方向応力およびひずみ

ρ_s：横補強筋の体積比

${}_c\sigma_B$：コンクリートのシリンダー強度

σ_p：プレーンコンクリートの強度

${}_c\sigma_{cB}$：コンファインドコンクリートの強度

ε_{co}：コンファインドコンクリートの強度時のひずみ

d''：横補強筋の公称直径（鋼管の場合管厚となる）

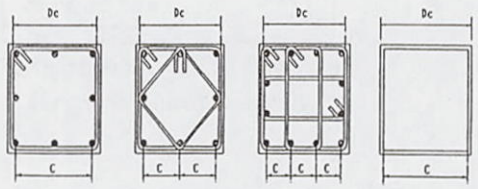
C：横補強筋の有効横支持長さ（鋼管の場合は内幅となる）

s：横補強筋の間隔（鋼管の場合は零となる）

D_c：周辺横補強筋の断面内の中心間距離（鋼管の場合は内幅となる）

σ_{sy}：横補強筋の降伏点応力

ただし、直線型横補強筋のσ_{sy}の値は7000kg/cm²を越えた場合は、7000kg/cm²とする。



主筋の間隔 Cの値が同じでない場合は大きい方の値を取るものとする

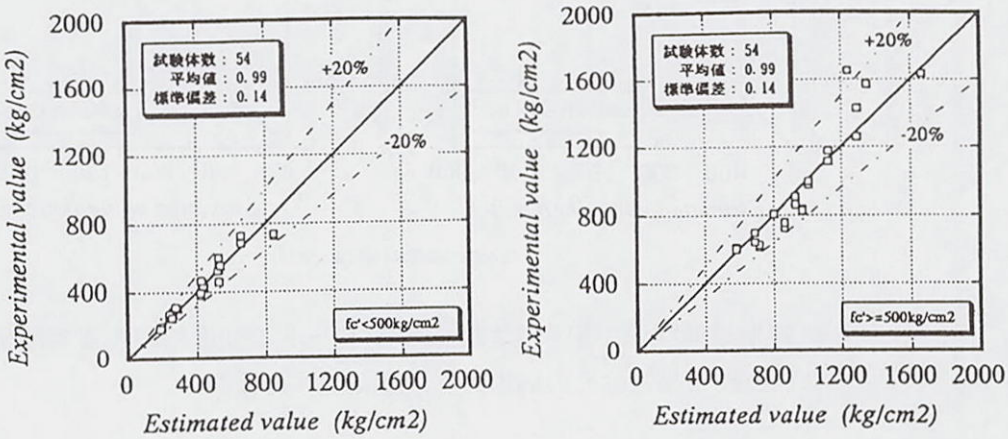


図-2.3.8　円形補強筋で拘束されたコンクリートの強度に関する実験値と計算値の比較

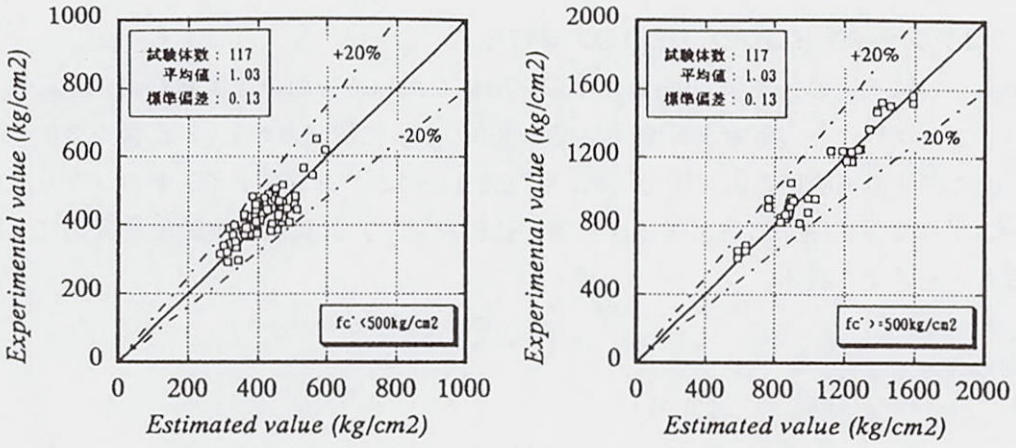


図-2.3.9　直線型横補強筋で拘束されたコンクリートの強度に関する実験値と計算値の比較

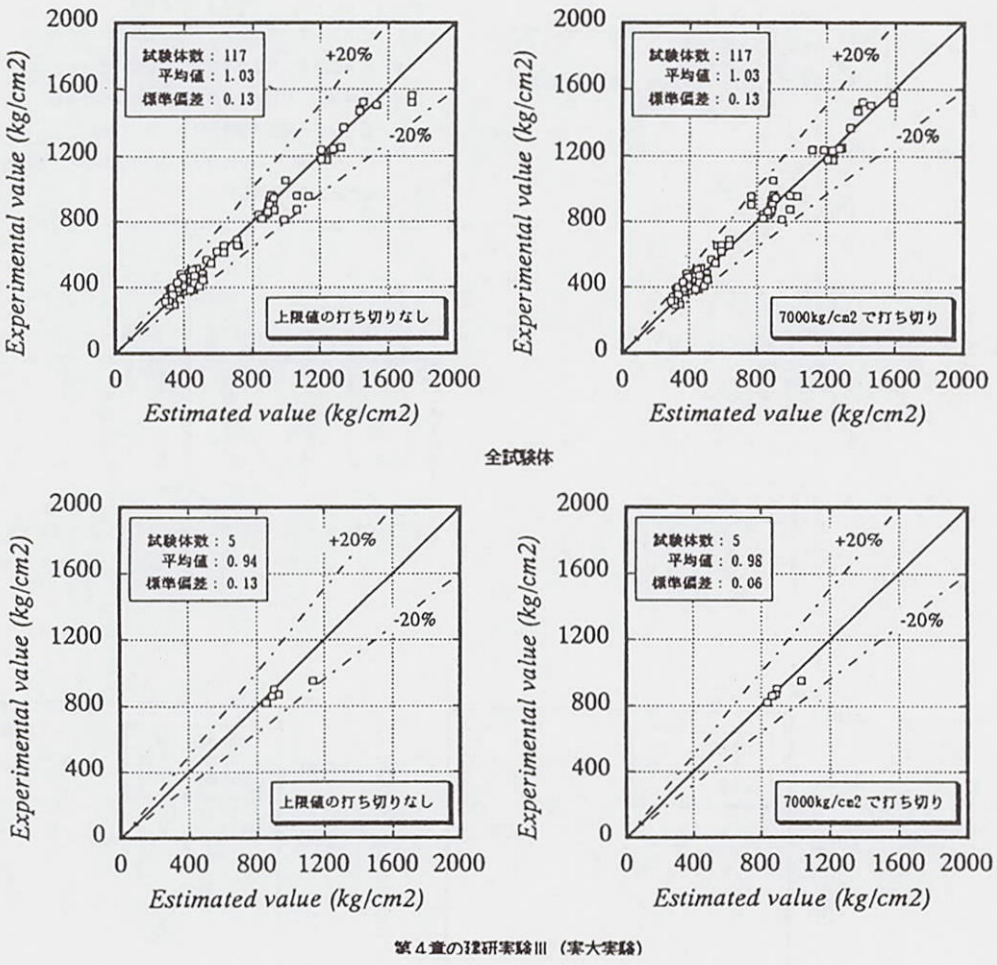
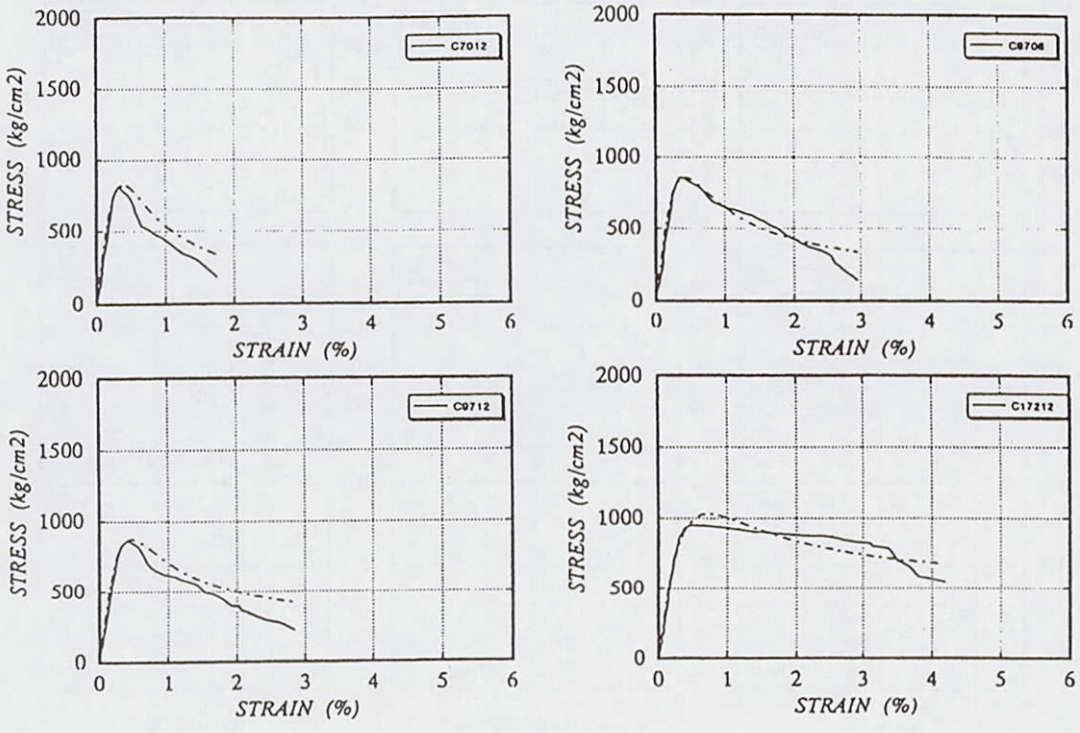


図-2.3.10　直線型横補強筋で拘束されたコンクリートの強度に関する実験値と計算値の比較（横補強筋の応力の上限値に関する検討）



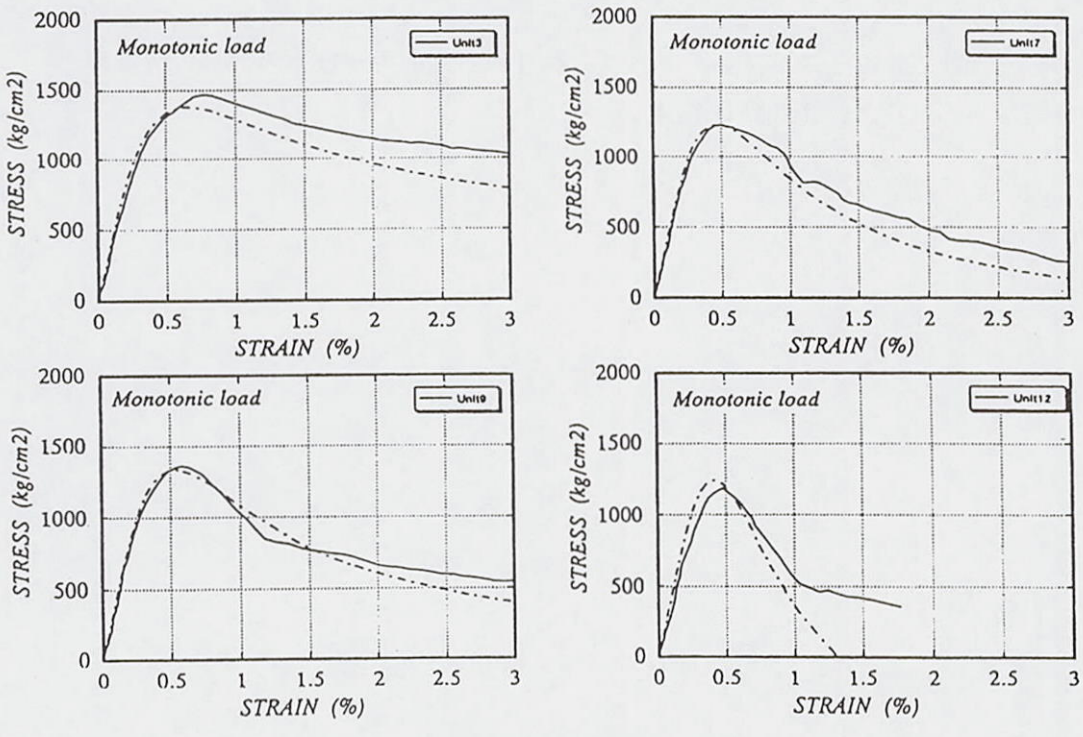


図-2.3.11　コンファインドコンクリートの応力－ひずみ関係の実験値と計算値の比較

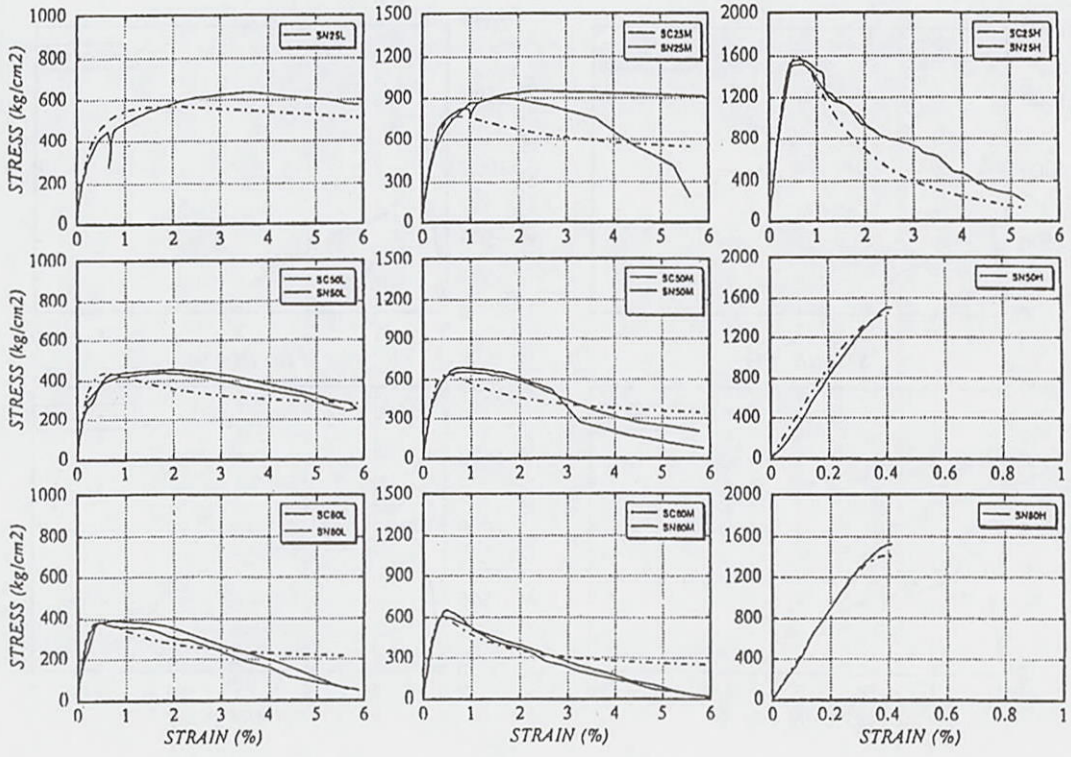


図-2.3.12　コンファインドコンクリートの応力－ひずみ関係の実験値と計算値の比較

2.4　土木分野での研究動向

2.4.1　曲げ耐力に関する研究動向

(1)コンクリートの応力-ひずみ曲線

設計基準強度 60N/mm² 以上のコンクリートの場合、土木学会においては、曲げモーメントおよび曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の断面の終局耐力算定時には、図-2.4.1 に示すモデル化されたコンクリートの応力-ひずみ曲線を用いてよいとされている[4)、7)]。

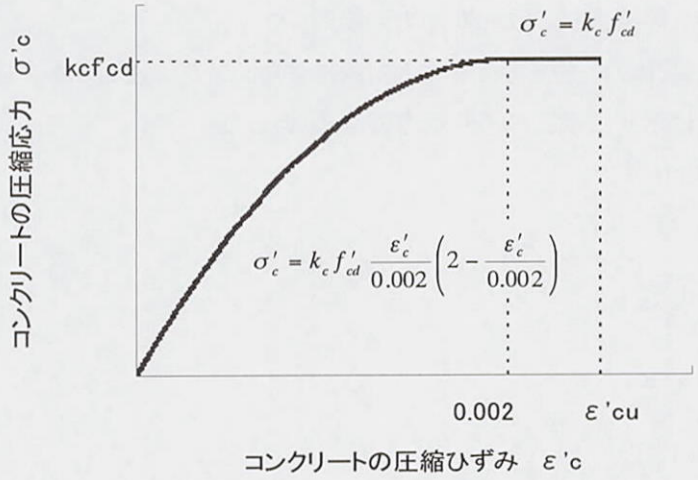


図-2.4.1　モデル化されたコンクリートの応力-ひずみ関係[4)、7)]

2.4.2　せん断耐力に関する研究動向

高強度材料を用いたRC部材のせん断耐力に関する研究は様々な研究機関で実施されている。以下に、高強度材料（高強度鉄筋、高強度コンクリート）を用いたRC部材のせん断耐力について、実験値と計算値とを比較し、現行設計式の適用性について検討する。

下野ら(鉄道総研)[8),9)]、阿部ら(東北大学)[10)]、藤田ら(住友建設)[11)]、土屋ら(東京大学)[12)]、原ら(前田建設)[13)]により行われた高強度材料を用いた梁試験体のせん断試験結果を対象に、せん断スパン比a/dが3以上のものについて検討を行った。

(1)せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力の検討

表-2.4.1に対象とした試験体の一覧を示す。検討対象はせん断スパン比a/dが3以上のものである。検討対象とした式は式(2.4.1)に示す二羽式[14)](RC示方書基式)とした。

$$V_c = f_{vcd} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot b \cdot d / \gamma_b \qquad (2.4.1)$$

ここに、 $f_{vcd} = 0.2\sqrt[3]{f'_c} \le 0.72$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \le 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_t} \le 1.5$$

$$\beta_a = 0.75 + 1.4\, d/a$$

(a)コンクリート強度の影響

f_{vcd}に着目してコンクリート強度の影響に関して検討を行った。各試験体の斜めひび割れ発生荷重$V_{c,exp}$から、$f_{vcd,exp}$を逆算し、コンクリート強度との関係を図示したものを図-2.4.2に示す。なお、$f_{vcd,exp}$は式(2.4.2)により算出した。ただし、その際β_dは上限値を設定していない。

$$f_{vcd,exp} = V_{c,exp} / \beta_d \beta_p \beta_a bd \qquad (2.4.2)$$

図より、コンクリート圧縮強度が60N/mm²以上となると、f_{vcd}に頭打ち傾向が見られる。圧縮強度60N/mm²以上の試験体のf_{vcd}の平均値は0.67程度であり、現行の上限値より小さいことがわかる。しかしγ_b=1.3を考慮すると、f_{vcd}の上限値を0.72としても、全ての試験体がf_{vcd}/γ_b以上となる。以上から現行示方書通り、f_{vcd}の上限値は0.72、γ_b=1.3とすれば安全側の評価が可能と考える。γ_c=1.3への変更に伴い、f_{vcd}の上限値を0.78にするのは、危険側の試験体も出てくることから問題があるものと思われる。

なお、今後の課題として梁高が1m程度以上の試験体のせん断強度が低い傾向にあるため、寸法効果の評価の再検討が望まれる。

表-2.4.1　検討対象試験体一覧

試験体		断面諸元				コンクリート		実験値	計算値
実験者	試験体名	部材幅 b	有効高さ d	せん断スパン a	a/d	圧縮強度 f'_c	鉄筋比 p_c	斜めひび割れ発生荷重 $V_{c,exp.}$	Vc,cal. (γ_b=1.0 f_{vcd}≦0.72)
		mm	mm	mm		N/mm2	%	kN	kN
鉄道総研(下野)[1]	TK99-5	600	400	1200	3.00	79.7	2.32	320.0	349.8
鉄道総研(下野)[1]	TK99-6	525	400	1200	3.00	79.8	2.27	290.0	304.0
鉄道総研(下野)[1]	TK99-7	435	400	1200	3.00	77.3	2.28	215.0	252.3
鉄道総研(下野)[1]	TK99-8	350	400	1200	3.00	75.9	2.27	169.0	202.6
鉄道総研(下野)[2]	TK98-1	350	400	1200	3.00	111.7	2.27	187.6	202.7
鉄道総研(下野)[2]	TK98-11	350	400	1200	3.00	125.4	2.27	192.3	202.7
鉄道総研(下野)[2]	TK98-3	350	400	1200	3.00	99.3	2.27	162.4	202.7
鉄道総研(下野)[2]	TK99-9	600	400	1200	3.00	80.5	2.32	314.8	350.0
鉄道総研(下野)[2]	SH1	500	690	2070	3.00	75.7	0.67	245.0	290.2
鉄道総研(下野)[2]	SH3	500	690	2070	3.00	79.4	1.32	311.7	363.7
東北大学(阿部)[3]	S-3	200	150	450	3.00	90.6	1.27	56.8	45.7
東北大学(阿部)[3]	S-4	200	150	600	4.00	90.6	1.27	38.2	41.3
東北大学(阿部)[3]	M-3	200	350	1050	3.00	95.5	1.23	94.1	85.4
東北大学(阿部)[3]	M-4	200	350	1400	4.00	94.5	1.23	80.4	77.2
東北大学(阿部)[3]	M-6	200	350	1050	3.00	92.5	0.54	73.5	65.0
東北大学(阿部)[3]	M-8	200	350	1050	3.00	105.2	0.85	83.3	75.6
東北大学(阿部)[3]	L-3	200	550	1650	3.00	106.5	1.06	118.6	113.9
東北大学(阿部)[3]	L-5	200	650	1950	3.00	107.7	0.89	109.8	122.1
住友建設(藤田)[4]	M-25-3	150	250	750	3.00	67.1	1.53	51.5	53.5
住友建設(藤田)[4]	M-50-3	150	500	1500	3.00	67.1	1.53	86.9	90.0
住友建設(藤田)[4]	M-100-3	350	1000	3000	3.00	56.9	1.36	304.1	339.8
住友建設(藤田)[4]	U-25-3	150	250	750	3.00	97.5	1.53	55.9	53.5
住友建設(藤田)[4]	U-50-3	150	500	1500	3.00	97.5	1.53	86.4	90.0
住友建設(藤田)[4]	U-100-3	350	1000	3000	3.00	99.1	1.36	270.2	339.8
東京大学(土屋)[5]	No.1	150	260	780	3.00	69.5	1.47	47.8	54.4
東京大学(土屋)[5]	No.2	150	260	780	3.00	29.4	1.47	38.9	46.6
東京大学(土屋)[5]	No.3	150	260	780	3.00	69.5	1.47	46.9	54.4
東京大学(土屋)[5]	No.4	150	260	780	3.00	29.4	1.47	46.5	46.6
東京大学(土屋)[5]	No.5	150	240	780	3.25	69.5	1.59	47.1	51.0
東京大学(土屋)[5]	No.6	150	240	780	3.25	29.4	1.59	49.4	43.7
東京大学(土屋)[5]	No.7	150	240	780	3.25	69.5	1.59	45.9	51.0
東京大学(土屋)[5]	No.8	150	240	780	3.25	29.4	1.59	46.6	43.7
東京大学(土屋)[5]	No.9	150	240	780	3.25	69.4	1.59	43.8	51.0
東京大学(土屋)[5]	No.2-1	400	890	2670	3.00	72.7	1.42	307.0	361.2
東京大学(土屋)[5]	No.2-2	500	1300	3900	3.00	77.6	1.47	467.4	606.6
東京大学(土屋)[5]	No.2-3	500	1300	3900	3.00	82.5	1.47	498.4	606.6
前田建設(原)[6]	No.2	400	350	1050	3.00	51.0	1.84	194.7	195.2
前田建設(原)[6]	No.3	400	350	1050	3.00	49.4	1.84	178.9	195.2
前田建設(原)[6]	No.4	400	350	1050	3.00	55.2	1.84	186.2	195.2
前田建設(原)[6]	No.7	400	350	1050	3.00	51.0	1.84	169.1	195.2
前田建設(原)[6]	No.6	400	350	1050	3.00	27.8	1.84	144.6	164.3

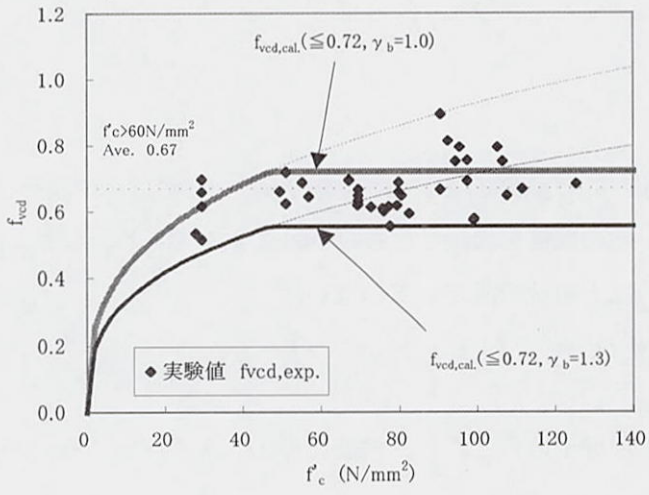


図-2.4.2　コンクリート強度の影響

(b) 寸法効果の影響

各試験体の斜めひび割れ発生荷重$V_{c,exp}$から逆算した$\beta_{d,exp}$を、有効高さが 1000mm の試験体における$\beta_{d,exp}$の平均値で除して無次元化した値により比較を行った。図-2.4.3 に有効高さdと無次元化したβ_dの関係を示す。なお、$\beta_{d,exp}$は次式に示す式(2.4.3)により算出した。

$$\beta_{d,exp} = V_{c,exp} / f_{vcd} \beta_p \beta_a bd \qquad (2.4.3)$$

ここに、$f_{vcd} = 0.2\sqrt[3]{f'_c} \le 0.72$

図より、有効高さdの影響を現行示方書では d の-1/4 乗で評価しているが、実験結果と若干の相違が見られるため、試験結果との整合性を高めるには、d はd の-1/3 乗で評価した方がよいと思われる。しかし、β_dを d の-1/3 乗に変更した場合、設計式の全体的な見直しが必要であるが、それには大型試験体のデータ数が不足していると考えられる。

以上より、寸法効果の影響の見直しは今後の課題とし、現時点では現行示方書通りとするのが妥当と思われる。

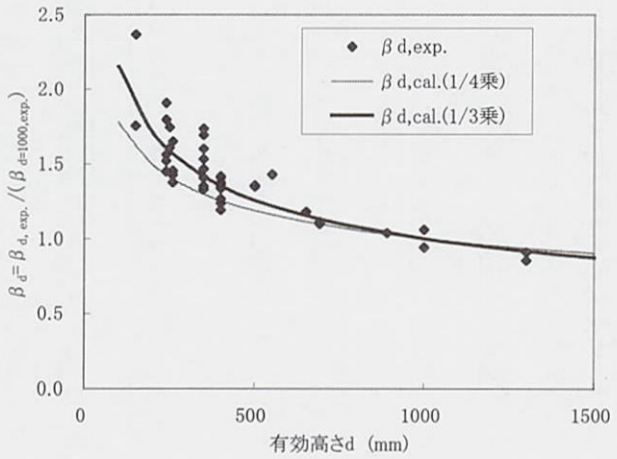


図-2.4.3　寸法効果の影響

(c)　軸方向鉄筋比の影響

β_pに着目して軸方向鉄筋比p_tの影響に関して検討を行った。各試験体の斜めひび割れ発生荷重$V_{c,exp}$から、$\beta_{p,exp}$を逆算し、主鉄筋比p_tとの関係を図示したものが図-2.4.4 である。なお、$\beta_{p,exp}$は式(2.4.4)により算出した。ただし、その際β_dは上限値を設定していない。

$$\beta_{p,exp.} = V_{c,exp} / f_{vcd} \beta_d \beta_a bd \qquad (2.4.4)$$

ここに、$f_{vcd} = 0.2\sqrt[3]{f'_c} \le 0.72$

図より、β_pについては、現行示方書どおり、鉄筋比の 1/3 乗で評価するのがよいと考えられる。

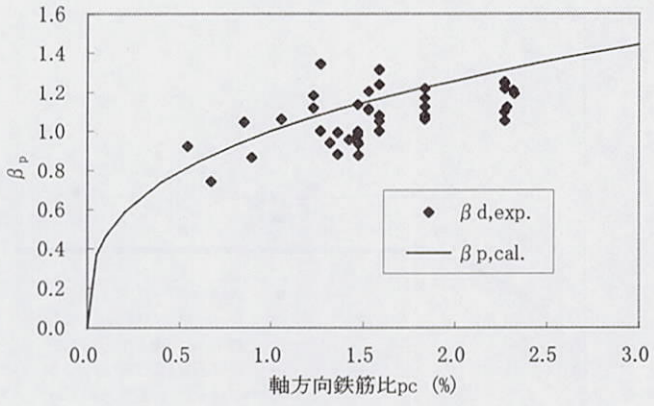


図-2.4.4　軸方向鉄筋比の影響

(d)有効高さの影響に関しての再検討

本検討では有効高さの影響は現行どおり d の-1/4 乗で評価することとしたが、今後の参考として、β_d を d の-1/3 乗に変更した場合の設計式の再評価を試みた。図-2.4.5 と図-2.4.6 にコンクリート強度と f_{vcd} の関係を示す。ただし、検討対象はコンクリートの圧縮強度が 60 N/mm^2 以上の試験体に限定した。

$$V_c = f_{vcd}\beta_d\beta_p\beta_a bd \qquad (2.4.5)$$

ここに、 $f_{vcd} = 0.2\sqrt[3]{f_c'} \le 0.622$ or 0.671

$$\beta_d = \sqrt[3]{1000/d}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_t}$$

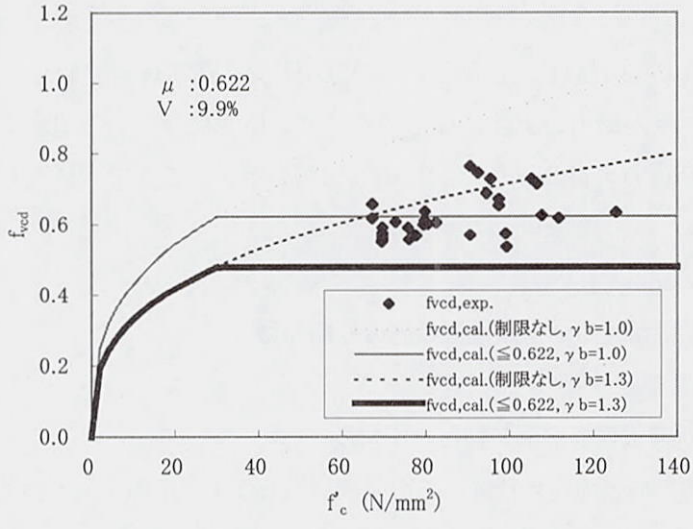


図-2.4.5　コンクリート強度と f_{vcd} の関係(-1/3 乗による評価)

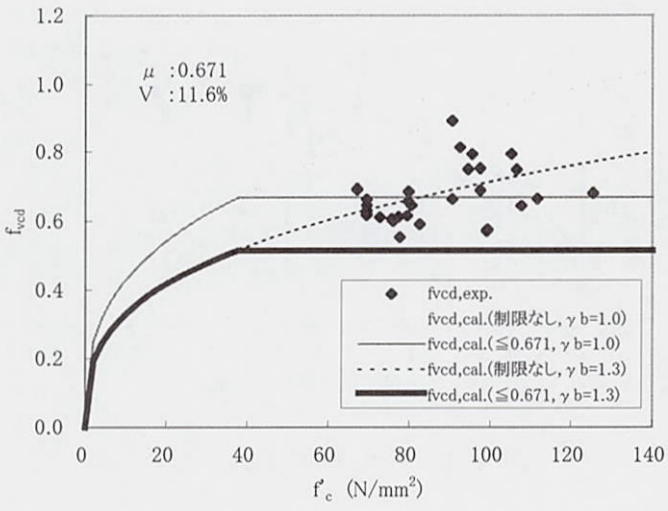


図-2.4.6　コンクリート強度と f_{vcd} の関係(-1/4 乗による評価)

現行示方書どおり d を-1/4 乗で評価した場合と、d を-1/3 乗で評価した場合の $f_{vcd,exp}$ の変動係数 V (V=σ/μ、σ：標準偏差、μ：平均値) は、それぞれ 11.6 、9.9 (%)であった。d を-1/3 乗で評価したほうが、若干ばらつきが少なくなる傾向であるが、大型試験体のデータ数の不足を考えると、現時点では現行示方書どおりとするのがよいと考えられる。なお、d を-1/4 乗で評価した場合と、d を-1/3 乗で評価した場合の、γ_b=1.3 の時に全試験体が安全側の評価となる f_{vcd} の上限値は 0.721、0.695 である。

(2)せん断補強鉄筋を用いた棒部材の終局せん断耐力

表-2.4.2 に対象とした試験体の一覧を示す.なお、検討対象はせん断スパン比 a/d が 3 以上のものである。

(a) V_s に関する検討

V_s の検討では、終局荷重の実験値($V_{u,exp}$)から斜めひび割れ発生荷重の実験値($V_{c,exp}$)を減じることにより、せん断補強鉄筋が受け持つせん断力の実験値($V_{s,exp}$)を求め、計算値($V_{s,cal}$)と比較した。図-2.4.7 にせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力 V_s の実験値と計算値の比較を示す。ここで、$V_{s,cal}$ は式(2.4.6)を用いて算定した。

$$V_s = \left\{A_w f_{wy}\left(\sin\alpha_s + \cos\alpha_s\right)/s_s\right\}\cdot z \qquad (2.4.6)$$

ここに、A_w: 区間s_sにおけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wy}: せん断補強鉄筋の降伏強度

α_s: せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

z：圧縮応力の合力作用位置から引張鋼材図心までの距離で,d/1.15 とした

なお今回の検討では、下野らの実験値は同諸元のせん断補強鉄筋を有しない梁試験体による値を、原らの実験値はひびわれ観察による斜めひびわれ発生時の荷重を、それぞれ $V_{c,exp}$ として算定した。

表-2.4.2　検討対象試験体一覧

試験体		断面諸元				コンクリート	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋	
実験者	試験体名	部材幅 b mm	有効高さ d mm	せん断スパン a mm	a/d	圧縮強度 f'_c N/mm^2	鉄筋比 p_c %	降伏強度 f_{wy} N/mm^2	鉄筋比 p_w %
鉄道総研(下野)[1]	TK99-1	600	400	1200	3.00	75.0	2.32	1028	0.12
鉄道総研(下野)[1]	TK99-2	525	400	1200	3.00	78.1	2.27	1028	0.14
鉄道総研(下野)[1]	TK99-3	435	400	1200	3.00	78.2	2.28	1028	0.16
鉄道総研(下野)[1]	TK99-4	350	400	1200	3.00	79.5	2.27	967	0.24
鉄道総研(下野)[2]	TK98-4	350	400	1200	3.00	93.2	2.27	1138	0.09
鉄道総研(下野)[2]	TK98-5	350	400	1200	3.00	102.8	2.27	930	0.20
鉄道総研(下野)[2]	TK98-6	350	400	1200	3.00	98.5	2.27	814	0.36
鉄道総研(下野)[2]	TK98-7	350	400	1200	3.00	107.7	2.27	930	0.27
鉄道総研(下野)[2]	TK98-10	350	400	1200	3.00	95.0	2.27	1138	0.12
鉄道総研(下野)[2]	TK99-10	600	400	1200	3.00	81.0	2.32	1028	0.16
鉄道総研(下野)[2]	SH5	500	690	2070	3.00	73.5	1.32	1086	0.10
東京大学（土屋）[5]	No.2-3	500	1300	3900	3.00	82.5	1.47	339	0.17
前田建設(原)[6]	No.3	400	350	1050	3.00	49.4	1.84	747	0.16
前田建設(原)[6]	No.4	400	350	1050	3.00	55.2	1.84	747	0.21
前田建設(原)[6]	No.7	400	350	1050	3.00	51.0	1.84	803	0.18
前田建設(原)[6]	No.6	400	350	1050	3.00	27.8	1.84	747	0.16

試験体		実験値			計算値		
実験者	試験体名	斜めひび割れ発生荷重 $V_{c,exp.}$ kN	$V_{s,exp.}=V_{u,exp.}-V_{c,exp.}$ kN	終局荷重 $V_{u,exp.}$ kN	Vc,cal. (γ_b=1.0 $f_{vcd}\leqq 0.72$) kN	Vs,cal. (γ_b=1.0) kN	Vu,cal. (γ_b考慮) kN
鉄道総研(下野)[1]	TK99-1	319.9	401.9	721.8	349.8	198.5	441.7
鉄道総研(下野)[1]	TK99-2	290.1	278.3	568.4	304.0	198.5	406.4
鉄道総研(下野)[1]	TK99-3	206.0	434.0	640.0	252.3	198.5	366.7
鉄道総研(下野)[1]	TK99-4	169.3	312.9	482.2	202.6	235.0	360.3
鉄道総研(下野)[2]	TK98-4	162.4	201.7	364.1	202.7	87.7	232.1
鉄道総研(下野)[2]	TK98-5	162.4	294.5	456.9	202.7	194.8	325.3
鉄道総研(下野)[2]	TK98-6	162.4	497.1	659.5	202.7	350.6	460.8
鉄道総研(下野)[2]	TK98-7	162.4	365.0	527.4	202.7	263.0	384.6
鉄道総研(下野)[2]	TK98-10	162.4	201.7	364.1	202.7	116.9	257.5
鉄道総研(下野)[2]	TK99-10	314.8	449.1	763.9	350.0	267.1	501.5
鉄道総研(下野)[2]	SH5	311.7	308.0	619.7	363.7	240.0	488.5
東京大学（土屋）[5]	No.2-3	498.4	614.1	1112.5	606.6	323.3	747.7
前田建設(原)[6]	No.3	178.9	202.1	381.0	195.2	143.9	275.3
前田建設(原)[6]	No.4	186.2	251.2	437.4	195.2	191.9	317.0
前田建設(原)[6]	No.7	169.1	207.7	376.8	195.2	173.7	301.2
前田建設(原)[6]	No.6	144.6	129.9	274.5	164.3	77.1	193.4

*1:Vs,cal.の算定に際して，$f'_c\geqq 50$N/mm^{2}の場合$f_{wy}\leqq 800$N/mm^2，$f'_c\leqq 40$N/mm^{2}の場合$f_{wy}\leqq 400$N/mm^{2}とした．

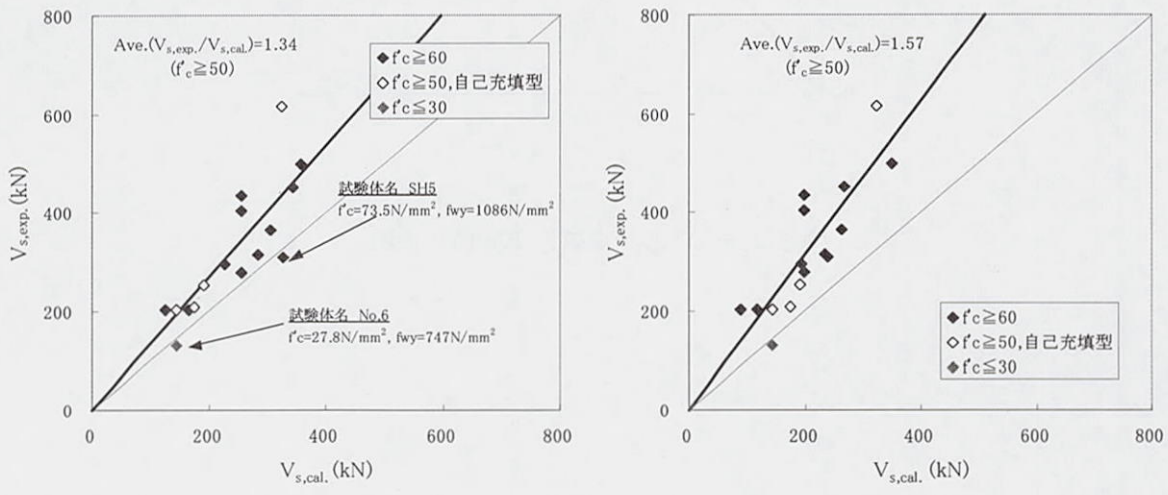


図-2.4.7　V_sの計算値と実験値の比較

図より、f_{wy} に鋼材の引張試験による実降伏強度を用いて算定した場合、コンクリートの圧縮強度が60N/mm²以上であっても、せん断補強鉄筋の実降伏強度が1000N/mm²程度となると、危険側の評価を与えるデータがある。また、コンクリート強度が30N/mm²程度でも危険側の評価となった。

一方、せん断補強鉄筋降伏強度の上限値を800N/mm²とした場合、コンクリート強度が60 N/mm²以上においては、計算値は実験値を安全側に評価できる。ただし、今回検討した範囲では、自己充填型であればコンクリート強度が50N/mm²程度でも安全側に評価できるといえる。また、コンクリート強度が30N/mm²程度では、せん断補強鉄筋降伏強度の上限値を800N/mm²としても危険側の評価となった。

(b) V_y に関する検討

図-2.4.8にV_yの計算値と実験値の比較を示す。ここで、V_yは式(2.4.7)により算定した。図から、γ_bを考慮することにより全試験体において計算値は実験値を安全側に評価できている。

$$V_{u,cal} = V_{c,cal}/\gamma_{b,c} + V_{s,cal}/\gamma_{b,s} \qquad (2.4.7)$$

ここに、$\gamma_{b,c} = 1.3$ ， $\gamma_{b,s} = 1.15$

ただし、V_sの算定に際して、f_{wy}に以下のような上限値を設定した。

$f_c' \geqq 60$ の場合　　$f_{wy} \leqq 800$…Group 1

$f_c' \geqq 50$ かつ 自己充填型コンクリートの場合　$f_{wy} \leqq 800$…Group 2

$f_c' \leqq 30$ の場合　　$f_{wy} \leqq 400$…Group 3

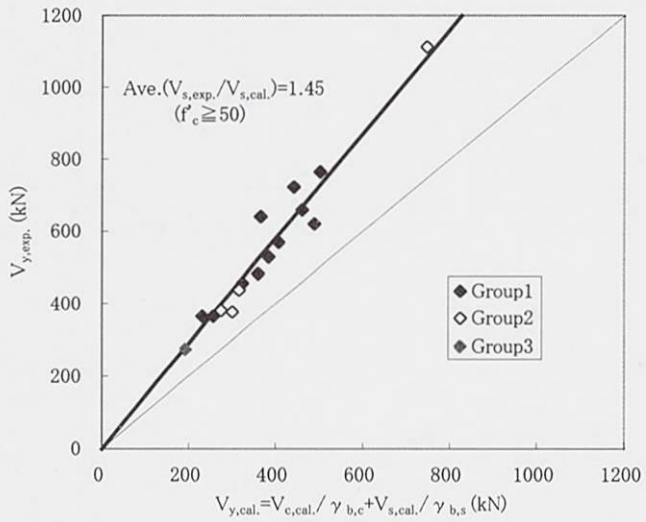


図-2.4.8　V_yの計算値と実験値の比較

(3)まとめ

高強度材料を用いたRC部材のせん断耐力に関する今回の検討結果を以下に示す。

(a)コンクリート強度の影響

・コンクリート強度が60N/mm²を越えるとf_{vcd}に頭打ち傾向が見られる。

・圧縮強度60N/mm²以上の試験体のf_{vcd}の平均値は0.68程度であり、現行の上限値0.72より小さいがγ_b=1.3を考慮すれば安全側に評価できている。

(b)寸法効果の影響

・試験結果の整合性を考えれば、β_dをdの-1/3乗で評価したほうがよいと考えられるが、大型試験体のデータ数不足を考えると、現時点では現行示方書どおりとするのがよいと考えられる。

・今後の課題として、梁高が1m程度以上の試験体のせん断強度が低い傾向にあるため、寸法効果の評価の再検討が望まれる。

(c)鉄筋比の影響

・β_pについては、現行示方書どおり、鉄筋比の1/3乗で評価するのがよいと考えられる。

(d)V_sに関する検討

・コンクリート強度が60N/mm²以上においては、せん断補強鉄筋降伏強度の上限値を800 N/mm²としても計算値は実験値を安全側に評価できている。なお、自己充填性能を有する場合には、コンクリート強度が50N/mm²程度でも安全側に評価できている。

(e)V_yに関する検討

・今回検討した試験体においては、γ_bを考慮することにより計算値は実験値を安全側に評価できている。

2.4.3　使用性能に関する研究動向

使用性能上、主に問題となる曲げひび割れに関連する研究として、自己充填型高強度コンクリートと高強度鉄筋の組み合わせにおける、定着長が十分長い場合の鉄筋弾性域の付着特性に着目した山本ら[15]の研究がある。以下にその概要を示す。

(1)試験概要

試験は図-2.4.9に示す様な、島ら[16]の研究と同様にマッシブなコンクリートに埋め込まれた鉄筋を一方向に引き抜く方法により行われた。表-2.4.3に試験体および材料強度の一覧を示す。コンクリートは、設計基準強度24N/mm²のものと、自己充填性を有する設計基準強度60N/mm²の2種類で比較を行っている。

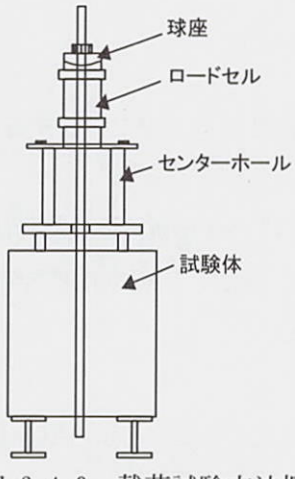


図-2.4.9　載荷試験方法概要[15]

表-2.4.3　試験体および材料強度一覧[15]

試験体	コンクリート強度 (N/mm²)	鉄筋						
		径 D(mm)	定着長 (×D)	節形状	規格	降伏強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)
T1	79	29	20	ネジ節	USD685	708	872	196.1
T2	79		30					
T3	86		40					
T4	33							
T5	86				SD345	382	551	185.6
T6	89		20	波節	USD685	708	872	196.1
T7	86	19	40	ネジ節		714	904	198.3

(2)試験結果概要

図-2.4.10 に付着応力と鉄筋径で無次元化したすべりの関係を示す。自己充填性を有する高強度コンクリートの付着特性は、普通コンクリートと比較して極めて優れているとしている。また、圧縮強度 80N/mm2 程度の自己充填型高強度コンクリートの付着応力-すべり関係の定量化を行っており、鉄筋の定着長が十分長い場合、すべり-ひずみ関係も一義的な関係を有するとしている。

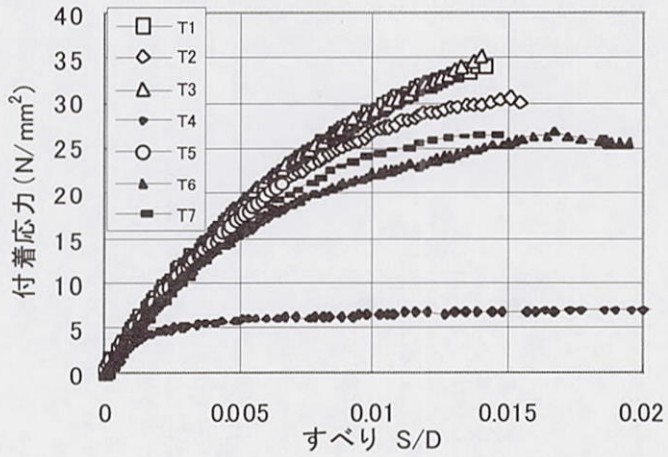


図-2.4.10　付着応力-ひずみ関係 [15)]

2.4.4　耐震性能に関する研究動向

高強度材料を使用した柱部材の変形性能を定量化する目的で、正負交番載荷試験を行った報告が近藤ら[17)、18)]によってなされている。以下にその概略を示す。

(1)試験概要

試験には、自己充填型高強度高耐久コンクリートおよび高強度鉄筋を用いており、図-2.4.11 にその試験体の外観、断面および載荷位置を示す。試験の主なパラメータは、軸方向鉄筋比、せん断余裕率（V･L／M、V：せん断耐力、L：せん断スパン、M：曲げ耐力）としている。軸力は原則として各試験体のコンクリート設計基準強度の 10%相当であるが、縮小断面の No.9 試験体については No.0 と同一軸力での比較が行えるよう軸応力 4.69N/mm^2 に設定している。

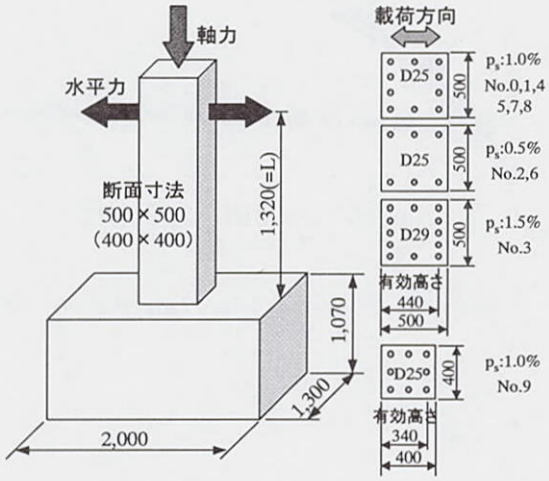


図-2.4.11　試験体外観および断面寸法[17)]

(2)試験結果

図-2.4.12 に、試験結果の一つとして代表的な試験体の曲げモーメント－変位関係を示す。No.1 試験体は、No.0 試験体と同等の軸方向鉄筋比で高強度材料を用いた試験体である。試験結果より、No.0 試験体に比較し、降伏耐力 M_y は軸方向鉄筋の降伏強度に比例して大きくなっているが、終局変位はほぼ同等となっている。このことより、高強度材料を用いた柱部材においては、変形性能を犠牲にすることなく、部材強度の向上が可能であり、通常の RC 部材に比べエネルギー吸収能力が向上し、耐震性に優れることがわかる。No.9 試験体は、No.0 試験体とほぼ同等の曲げ耐力を有するよう断面を縮小したものであるが、No.0 試験体の同等以上の変形性能を有している。このことより、高強度材料を用いた部材の場合、通常 RC 部材に対して断面積を 60～70%に縮小しても、部材耐力ならびに変形性能を同等に保つことが可能であり、構造物の軽量化が図れるとともに耐震性能も向上すると言える。

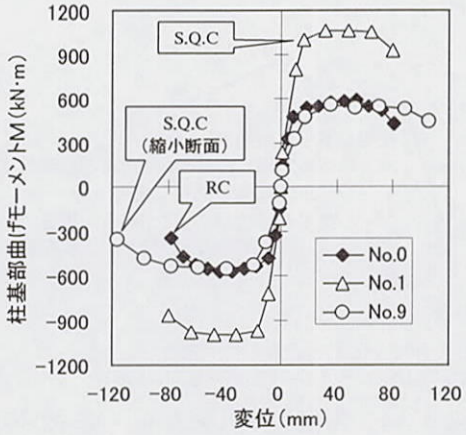


図-2.4.12　曲げモーメントー変位関係[17)]

(3)変形性能の定量的評価

図-2.3.13 に、終局部材回転角とせん断余裕率の関係を示す。報告では、せん断スパン比が若干異なる No.9 試験体がやや高い変形性能を有する傾向にあるが、その他試験体に関しては、せん断余裕率と終局部材回転角の間には、ある程度の相関関係が認められ、式(2.4.8)で表される関係が成り立つとしている。式(2.4.8)に関しては、実施されている試験体と同程度のせん断スパン比（約 3.0）を有する部材の変形性能を簡便に算出する設計式として十分使用できるものと考えられる。

$$\theta_u = 0.018 \cdot \left(V \cdot L / M\right) + 0.018 \qquad (2.4.8)$$

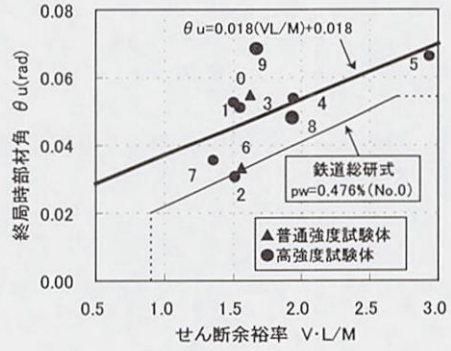


図-2.4.13　せん断余裕率と終局部材回転角[17)]

「鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計」では、被災後の損傷レベルを考慮した耐震設計法を取り入れている。高強度材料を用いた部材に対して同指針を適用可能であれば、特徴をさらに活かした設計が可能となる。例えば、高強度材料を用いることにより、過密配筋とすることなく部材の降伏強度を高く設定できるため、構造物の重要度に応じて被災後の損傷程度を抑えた設計を容易に実現できる。各損傷レベルと荷重ー変位関係の対応は図-2.4.14 に示すとおりである。また、図-2.4.15 に一例として、No.1 試験体の実験値と算定値の比較を示す。同指針の変形性能算定式による高強度材料を用いた部材の各損傷レベルでの変形量は概ね妥当に評価されており、同指針が高強度材料を用いた部材にも適用可能であることが確認できる。

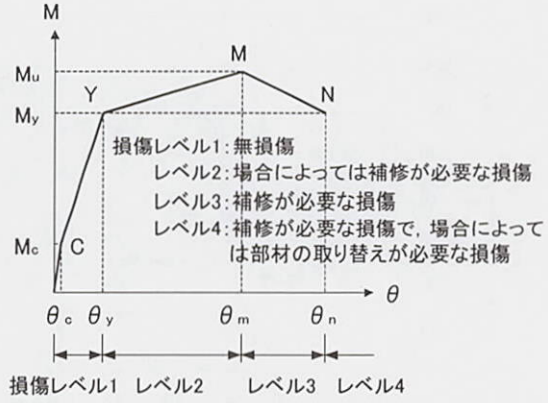


図-2.4.14　損傷レベルと荷重－変位関係 [18)]

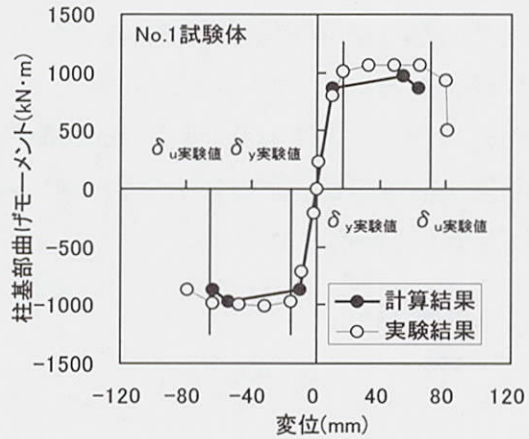


図-2.4.15　荷重－変位関係の例（S.Q.C 試験体） [18)]

2.4.5 構造細目に関する研究動向

ここでは、構造細目に関する研究として、基本定着長に関する研究の概要を示す。

伊藤ら[19]は、重ね継手を等曲げモーメント区間に有する梁試験体を用いて、高強度材料を用いた部材の基本定着長に関する検討を行っている。その中で伊藤らは、付着強度の実験値とコンクリート標準示方書による算定値を比較し、高強度材料を用いた部材の付着強度算定式は、現状の算定式に低減係数が必要であることを報告している。表-2.4.4に、実施された試験体の一覧を示す。

表-2.4.4 試験体一覧[19]

試験体	鉄筋			コンクリート強度 (MPa)	c_b	α_b	継手長 l/ϕ	パラメータ
	主鉄筋	横補強鉄筋						
K1	D19 降伏強度 720(MPa)	D10 降伏強度 972(MPa)	−	88.1	30	0.68	24.4	横方向鉄筋量
K2			@150	88.1	30	0.58	21.1	
K3			@60	89.5	30	0.50	18.1	
K4			@150	89.5	30	0.58	24.3	K2継手長の1.15倍

表-2.4.5に試験結果の一覧を示す。試験では平均で約1割程度実験値が下回る結果が得られている。ここで伊藤らは、付着強度算定式を、表に示すβ（=0.89：全試験体平均値）を考慮した式を、高強度材料を用いた場合の付着強度算定式として提案している。同時に伊藤らは、付着強度算定式に材料係数を導入した設計付着強度に関する検討を行っている（図-2.4.16）。材料係数に関してはγ_c=1.3で検討しており、十分安全側で評価されていると言える。よって、最終的に高強度材料を用いた場合の設計付着強度算定式として式(2.4.9)が示されている。

$$f_{bo} = \beta \cdot \left(0.28 f'^{2/3}_c / \gamma_c\right) \qquad (2.4.9)$$

$$\beta = 0.89 \quad , \quad \gamma_c = 1.3$$

表-2.4.5 試験結果[19]

試験体	継手長 l/ϕ	α_b	コンクリート強度 (MPa)	付着強度 実験値 $f_{bo\,exp}$ (MPa)	付着強度 計算値 $f_{bo\,cal}$ *1 (MPa)	実験値／計算値 β
K1	24.4	0.68	88.1	4.59	5.54	0.83
K2	21.1	0.58	88.1	4.97	5.54	0.90
K3	18.1	0.50	89.5	5.39	5.60	0.96
K4	24.3	0.58	89.5	4.83	5.60	0.86
					平均	0.89

*1 土木学会標準示方書式 $f_{bo}=0.28f'^{1/3}_c$

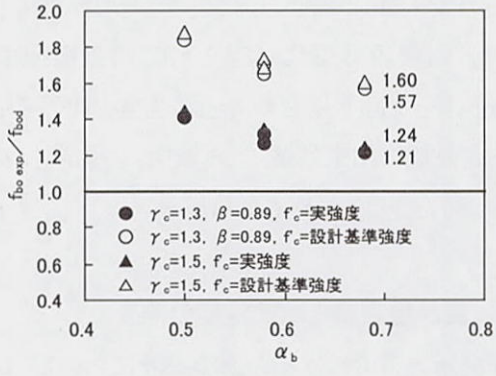


図-2.4.16 設計付着強度の比較[19]

2．5　道路橋示方書における耐震性能照査法と高強度鉄筋コンクリート構造への適用

本節では、平成14年道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編[20]、Ⅳ下部構造編[21]、Ⅴ耐震設計編[22]（以下道路橋示方書と称する）に規定されている鉄筋コンクリート構造橋脚の耐震性能照査法の概要を調査整理する。

なお、ここでは、道路橋示方書の評価体系にしたがって高強度鉄筋コンクリート構造橋脚の耐震性能照査法を構築することを目途としているため、その調査対象は関連する項目に限定することとする。また、コンクリートの設計基準強度として80N/mm^{2}までを適用範囲としている【2002年制定】コンクリート標準示方書［構造性能照査偏］[5]（以下JSCE示方書と称する）や、対象とする構造物は異なるものの、高強度鉄筋コンクリート構造に関する体系化された設計マニュアルである自己充填型高強度高耐久コンクリート構造物設計・施工指針（案）[4]（以下SQC指針と称する）における規定についても、適宜比較する。

2.5.1　適用範囲

まず、道路橋示方書の適用範囲を、コンクリートおよび鉄筋の強度に着目して整理する。

道路橋示方書では、コンクリートは、強度、変形性能、耐久性や施工に適するワーカビリティー等の特性や品質が確かなものでなければならないとし、そのためには、材料の選定、配合及び施工の各段階において適切な配慮をしなければならないと規定している。コンクリートの設計基準強度に関する適用範囲は、下限値については、例えば鉄筋コンクリート部材の場合は21N/mm^{2}などと規定されているものの、上限値については特に明記されていない。但し、圧縮、せん断、付着に関するコンクリートの許容応力度は設計基準強度 30N/mm^{2}まで、せん断耐力算出に用いるコンクリートの負担できる平均せん断応力度は設計基準強度40N/mm^{2}まで、設計計算に用いるヤング係数は設計基準強度 60N/mm^2（プレキャスト部材においては80N/mm^2）までの値が示されている。

一方、鋼材に関しては、強度、伸び、じん性等の機械的性質、化学組成、有害成分の制限、厚さやそり等の形状寸法の特性や品質が確かなものでなければならないと規定し、これを満足するとみなしてよい鉄筋として、JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼のうち、SR235、SD295A、SD295B、SD345を挙げている。

なお、耐震設計編に規定されている横拘束効果を考慮した応力度－ひずみ関係は、設計基準強度が40N/mm^{2}を上回る場合や、通常強度の帯鉄筋とは異なる材料や配筋方法を用いた鉄筋コンクリート橋脚における帯鉄筋の拘束効果については、規定されている式の適用外であり、実験や解析等によって別途検討するのがよいと解説されている。

2.5.2　設計地震動と耐震性能の照査

道路橋示方書では、橋の耐震設計においては、レベル１地震動と称する橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動と、レベル２地震動と称する橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動の２段階のレベルの設計地震動を考慮するものとしている。また、レベル２地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動と、内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の２種類を考慮することとしている。ここで、タイプⅠ地震動は、大きな振幅が長時間繰り返して作用する地震動であるのに対し、タイプⅡ地震動は、継続時間は短いが極めて大きな強度を有する地震動であり、両方の地震動特

性の相違を耐震設計で考慮することとなる。また、このようなレベル２地震動タイプの相違は、入力に関する相違のみならず、許容塑性率を算出するための安全係数やコンクリートの終局ひずみ、せん断耐力など、応答値を評価する工学的指標に関する限界値の設定においても同時に反映されることとなる。

また、要求される耐震性能については、地震によって橋の健全性を損なわない性能、地震による損傷が限定的なものに止まり、橋としての機能の回復が速やかに行いうる性能、地震による損傷が橋として致命的とならない性能（それぞれ耐震性能１、耐震性能２、耐震性能３と称する）の３ランクを定義し、表-2.5.1 に示すように、橋の重要度および設計地震動に対応する設定がなされている。ここで橋の重要度は、道路種別および機能・構造に応じて、Ａ種の橋と称する重要度が標準的な橋と、Ｂ種の橋と称する特に重要度が高い橋の２つに区分している。

表-2.5.1　道路橋示方書における設計地震動と耐震性能

設計地震動		重要度Ａ種の橋	重要度Ｂ種の橋
レベル１地震動		耐震性能１	
レベル２地震動	タイプⅠ	耐震性能３	耐震性能２
	タイプⅡ		

ここで、耐震性能１に対する限界状態は、地震によって橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとしており、部材については地震によって発生する応力度が許容応力度以下となることを照査することとなる。一方、耐震性能２に対する限界状態は、塑性化を考慮した部材のみに塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易に行いうる範囲内で適切に定めるものとしている。ここで、塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができ、かつ速やかに修復を行うことが可能な部材を選定することとし、これら塑性化を考慮する部材を適切に組み合わせて、その組み合わせに応じて、各部材の限界状態を適切に設定するものとしている。さらに、耐震性能３に対する限界状態は、塑性化を考慮した部材のみに塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の保有する塑性変形性能を超えない範囲内で適切に定めるものとしている。ここで、塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができる部材を選定することとし、これら塑性化を考慮する部材を適切に組み合わせて、その組み合わせに応じて、各部材の限界状態を適切に設定するものとしている。

照査における耐震性能２と３の相違としては、例えば以下の２点が挙げられる。

① 耐震性能２については残留変形の照査を行うのに対し、耐震性能３については行わない

② 耐震性能２と耐震性能３では許容塑性率算出に用いる安全係数が異なる（耐震性能２の方がより厳しい）

高強度鉄筋コンクリート構造道路橋脚の耐震性能を評価する際においても、このような道路橋の耐震設計に関する基本事項にしたがうとともに、材料の諸特性を踏まえ、評価に用いる工学的指標の限界値を適切に設定する必要がある。

2.5.3　破壊形態の判定

道路橋示方書では、鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態を①曲げ破壊型、②曲げ損傷からせん断破壊移行型、

③せん断破壊型の３種類に分類している。その判定方法は、橋脚の終局水平耐力とせん断耐力の大小関係であり、式(2.5.1)に示す判定式が規定されている。

$$\begin{aligned} &Pu \leqq Ps：曲げ破壊型 \\ &Ps < Pu \leqq Ps0：曲げ損傷からせん断破壊移行型 \\ &Ps0 < Pu \quad ：せん断破壊型 \end{aligned} \tag{2.5.1}$$

ここに、Pu：鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力(kN)

Ps：鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力(kN)

Ps0：(後述する) 正負交番繰り返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出される鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力

ここで、鉄筋コンクリート橋脚の地震時水平耐力は、曲げ破壊型もしくは曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合は Pu、せん断破壊型の場合はPs0 とし、許容塑性率については、曲げ破壊型の場合は終局変位や安全係数に応じて設定するが、曲げ損傷からせん断破壊移行型もしくはせん断破壊型の場合は、これを 1.0 として、塑性変形を生じないように設計することとしている。

一方、JSCE 示方書や SQC 指針では、鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態を①曲げ破壊型、②せん断破壊型の２種類に分類しており、曲げ損傷からせん断破壊移行型という概念は導入されていない。その判定方法は、設計せん断耐力と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力との比較によることとし、式(2.5.2)に示す照査式が規定されている。

$$\begin{aligned} &Vmu / Vyd \leqq 1.0：曲げ破壊モード \\ &Vmu / Vyd > 1.0：せん断破壊モード \end{aligned} \tag{2.5.2}$$

ここに、Vmu：部材が曲げ耐力に達するときのせん断力

但し、曲げ耐力は鋼材の実引張降伏強度を用いるとともに、断面内の全ての軸方向鉄筋を考慮して算出するものとする

Vyd：設計せん断耐力

2.5.4 せん断耐力の算定

道路橋示方書では、部材のせん断耐力の算定は、式(2.5.3)～(2.5.5)で求めることとしている。

$$Ps = Sc + Ss \tag{2.5.3}$$

$$Sc = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b\,d \tag{2.5.4}$$

$$Ss = \frac{As \cdot \sigma sy \cdot d(\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a} \tag{2.5.5}$$

ここに、Ps：せん断耐力(N)

S_c：コンクリートが負担するせん断力(N)

τ_c：コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm^2)

c_c：荷重の正負繰返し作用の影響に関する補正係数

c_e：橋脚断面の有効高に関する補正係数

c_{pt}：軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

b：せん断耐力を算定する方向に直角な方向の橋脚断面の幅(mm)

d：せん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高(mm)

S_s：帯鉄筋が負担するせん断耐力(N)

A_s：間隔a(mm)、角度θで配筋される帯鉄筋の断面積(mm^2)

σ_{sy}：帯鉄筋の降伏点(N/mm^2)

これに対してJSCE示方書やSQC指針では、緊張材有効引張力に関する成分を除くと、式(2.5.6)～(2.5.8)で求めることとしている。

$$V_{yd}=V_{cd}+V_{sd} \tag{2.5.6}$$

$$V_{cd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \tag{2.5.7}$$

$$V_{sd}=\{A_w \cdot f_{wyd}(\sin\theta_s+\cos\theta_s)/S_s \ / \gamma_b \tag{2.5.8}$$

ここに、V_{yd}：設計せん断耐力(N)

V_{cd}：せん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力(N)

f_{wyd}：コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm^2)

$f_{wyd}=0.20\sqrt[3]{f'_{cd}}$(N/mm^2) ただし、$f'_{cd}\leqq 0.72$(N/mm^2)

β_d：有効高に関する補正係数

$\beta_d=\sqrt[4]{(1000/d)}\leqq 1.5$

β_p：せん断引張鋼材比に関する補正係数

$\beta_p=\sqrt[3]{(100/P_c)}\leqq 1.5$、$P_c$：せん断引張鋼材比

β_n：軸方向力に関する補正係数

$\beta_n=1+M_0/M_d\leqq 2$（軸力が圧縮の場合）

M_d：設計曲げモーメント

M_0：設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

b_w：腹部の幅(mm)

d：有効高さ(mm)

V_{sd}：せん断補強筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力(N)

A_w：区間にS_sおけるせん断補強鉄筋の総断面積(mm^2)

f_{wyd}：せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度(N/mm^2)で785 N/mm^{2}以下とする

θ_s：せん断補強筋が部材軸となす角度

S_s：せん断補強筋の配置間隔(mm)

γ_b：部材係数（V_{cd}：に関しては一般に 1.3、V_{sd} に関しては一般に 1.15）

これらを定性的に比較すると、基本的な評価式の構成は同じであるが、特にコンクリートが負担する部分に関して、道路橋示方書では、荷重の交番繰返しの影響を加味した補正係数を導入しているが、軸圧縮力に関する補正は橋脚に対しては考慮されていないのに対し、SQC 指針では、前者は考慮せず後者を考慮していることが特徴的である。また、JSCE 示方書や SQC 指針では、高強度コンクリートにおいてはコンクリートが負担できる平均せん断応力度に上限値があることを規定しており、せん断補強筋の降伏強度については、785 N/mm^{2}以下を適用範囲としている。

2.5.5 終局水平耐力と変形性能

道路橋示方書では、鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力や変形性能は、タイプⅠ、タイプⅡの地震動それぞれについて、以下の条件の下で算出するものとしている。

① 維ひずみは中立軸からの距離に比例するとする
② 水平力－水平変位の骨格曲線は、完全弾塑性型とする
③ コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、帯鉄筋による横拘束効果を考慮した式より求める
④ コンクリートの終局ひずみは、地震動タイプごとに設定する
⑤ 鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、原点対象完全弾塑性型とする
⑥ 橋脚の降伏限界は、完全弾塑性型骨格曲線における弾性限界とする
⑦ 橋脚の終局限界は、軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが④で定めた終局ひずみに達するときとする
⑧ 橋脚の降伏水平耐力および終局水平耐力は、橋脚基部断面の終局曲げモーメントを橋脚高で除した値とする
⑨ 橋脚の降伏変位は、完全弾塑性型骨格曲線における降伏状態での変位とする
⑩ 橋脚の終局変位は、損傷断面における塑性ヒンジ長を考慮した式より求める

ここで、帯鉄筋による横拘束効果を考慮したコンクリートの応力度(σc)－ひずみ(εc)曲線は、式(2.5.9)で示されている。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leqq \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \qquad (2.5.9)$$

ここに、Ec：コンクリートのヤング係数(N/mm^2)

εcc：コンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみで、式(2.5.10)による

$$\varepsilon_{cc}=0.002+0.033\beta\frac{\rho_s\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \tag{2.5.10}$$

β：断面補正係数（円形の場合は1.0、矩形や中空円形、中空矩形の場合は0.4）

ρs：横拘束筋の体積比

$$\rho_s=\frac{4A_s}{sd}\leqq 0.018 \tag{2.5.11}$$

As：横拘束筋１本当たりの断面積(mm^2)

s ：横拘束筋の間隔(mm)

d：横拘束筋の有効長(mm)

σsy：横拘束筋の降伏点(N/mm^2)

σck：コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

n：定数で式(2.5.12)による

$$n=\frac{E_c\varepsilon_{cc}}{E_c\varepsilon_{cc}-\sigma_{cc}} \tag{2.5.12}$$

σcc：横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度(N/mm^2)で式(2.5.13)による

$$\sigma cc=\sigma ck+3.8\alpha\rho s\sigma sy \tag{2.5.13}$$

α：断面補正係数（円形の場合は1.0、矩形や中空円形、中空矩形の場合は0.2）

Edes：下降勾配(N/mm^2)で式(2.5.14)による

$$E_{des}=11.2\frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s\sigma_{sy}} \tag{2.5.14}$$

式(2.5.9)の上式は、コンクリートが最大圧縮応力に達するまでの曲線を示すものであり、下式は、最大圧縮応力点を通過しEdes の勾配を有する直線で、最大圧縮応力点から終局ひずみ時までを示すものである。ここには、横拘束筋の諸元（体積比、降伏応力）や断面形状に関する補正を考慮し、式(2.5.10)の右辺第２項にて、コンクリートの最大圧縮応力時ひずみが0.2%よりも大きくなることを、また、式(2.5.13)の右辺第２項にて、コンクリートの最大圧縮応力が設計基準強度よりも大きくなることを評価している。

一方、地震動タイプごとに求める終局ひずみは、式(2.5.15)で与えることとしている。

$$\varepsilon_{cu}=\begin{cases}\varepsilon_{cc} & (\text{タイプⅠの地震動})\\ \varepsilon_{cc}+\dfrac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプⅡの地震動})\end{cases} \tag{2.5.15}$$

ここに、εcu：コンクリートの終局ひずみ

すなわち、タイプⅠ地震動の場合は、コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、式(2.5.9)の上式のみで示されるものであるのに対し、タイプⅡ地震動では、式(2.5.9)の下式で示される応力降下域も評価の対象とし、

終局ひずみ時のコンクリート応力を最大圧縮応力の 0.8 倍（0.8σcc）とすることとなる。

道路橋示方書に示されているコンクリートの応力度－ひずみ関係の概念図を、図-2.5.1 に示す。

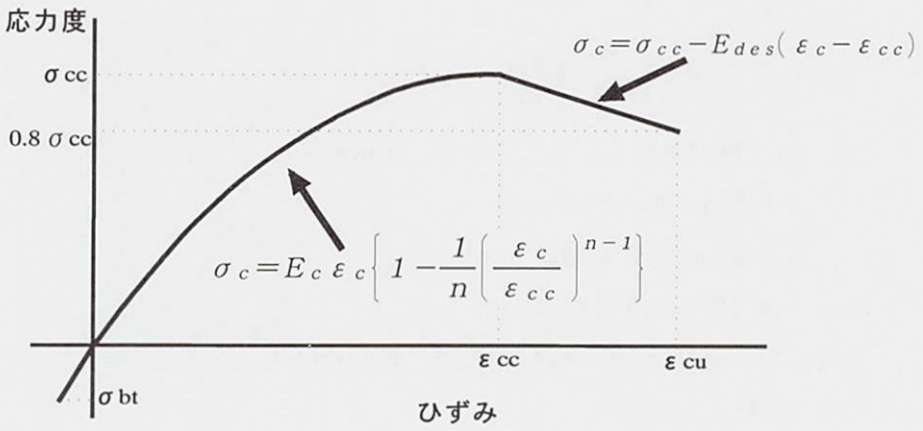


図-2.5.1　道路橋示方書に示されているコンクリートの応力度－ひずみ関係の概念図

なお、鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、鉄筋のヤング係数を初期勾配とし降伏応力を折れ点とする原点対象の完全弾塑性型としている。

また、橋脚の荷重－変位関係を算定するには、まず、部材の曲げモーメント－曲率関係を（M－φ関係）求める必要がある。ここで求めるM－φ関係のイベントは、以下の２種類である。

Ⅰ　橋脚基部断面の最も外側に配置された軸方向鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみに達する時点（初降伏モーメント及び初降伏曲率）

Ⅱ　橋脚基部断面の再外縁軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートひずみが終局ひずみに達する時点（終局モーメント及び終局曲率）

ここでは、高さ（鉛直）方向に橋脚を 50 分割程度に分割し、各ブロックについて、まず以下の条件で中立軸をトライアルにて設定する。

① 平面保持の仮定が成り立ち、維ひずみが設定する中立軸からの距離に比例すると仮定する

② 各鉛直ブロックを慣性力作用（水平）方向に 50 ブロック程度に再分割する

③ 中立軸および想定イベント時のひずみ分布を設定する

④ 各水平ブロックごとに、設定したひずみに対応するコンクリート及び鉄筋の応力度を上記関係を用いて算定するとともに、作用している軸力に対する釣合条件の成立性を判定する

⑤ 判定が不可の場合は、中立軸の位置を変更し、③～④を繰り返す

次に、このような過程を踏まえて決定された中立軸に対し、各水平ブロックの鉄筋及びコンクリート応力と中立軸からの距離を考慮して当該断面の想定イベント時の曲げモーメントを求めるとともに、圧縮縁ひずみを中立軸から圧縮縁までの距離で除して、同じく想定イベント時の曲率を算定する。

さらに橋脚の荷重－変位関係については、まず、式(2.5.16)に示すように、橋脚の降伏水平耐力及び終局水

平耐力を橋脚基部の終局曲げモーメントを橋脚高で除して求める。

$$P_y = P_u = \frac{M_u}{h} \tag{2.5.16}$$

ここに、Py：橋脚の降伏水平耐力(N)

Pu：橋脚の終局水平耐力(N)

Mu：橋脚基部の終局曲げモーメント(Nmm)

h ：橋脚基部から慣性力作用位置までの距離(mm)

次に、橋脚の初降伏変位を、式(2.5.16)に示すように、橋脚基部断面が初降伏に至る時点における橋脚全体の曲率と各鉛直ブロックの高さの積を、橋脚全体に関して足し合わせて求める。

$$\delta_{y0} = \int \phi_y dy = \Sigma \left(\phi_i y_i + \phi_{i-1} y_{i-1} \right) \Delta y_i / 2 \tag{2.5.17}$$

ここに、 δy0：橋脚の初降伏変位(mm)

ϕi：橋脚基部断面初降伏時における鉛直ブロックｉの曲率(1/mm)

yi：鉛直ブロックｉの橋脚基部からの高さ(mm)

Δyi：鉛直ブロックｉの分割幅（mm）

さらに、橋脚の降伏曲率および変位は、初降伏時および終局時曲げモーメントと初降伏曲率および変位を用いて、式(2.5.18)、(2.5.19)より求める。

$$\phi_y = \left(\frac{M_u}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} \tag{2.5.18}$$

ここに、ϕy：骨格曲線における降伏曲率(1/mm)

ϕy0：橋脚基部断面の初降伏曲率(1/mm)

My0：橋脚基部断面の初降伏曲げモーメント(Nmm)

$$\delta_y = \left(\frac{M_u}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} \tag{2.5.19}$$

ここに、δy：橋脚の降伏変位(mm)

最後に、橋脚の終局変位は、式(2.5.20)で求める塑性ヒンジ長を用い、式(2.5.21)で求める。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \qquad 0.1D \leqq L_p \leqq 0.5D \tag{2.5.20}$$

ここに、Lp：塑性ヒンジ長(mm)

D：断面高さ(mm)：円形断面の場合は直径、矩形断面の場合は解析方向に対する断面方向

$$\delta u = \delta y + (\phi u - \phi y)\ Lp\ (h - Lp/2) \qquad (2.5.21)$$

ここに、δu：橋脚の終局変位(mm)

ϕu：橋脚基部断面の終局曲率(1/mm)

以上で、橋脚の荷重－変位関係が設定されることとなる。

一方、橋脚の許容塑性率は、前述したように、曲げ破壊型の場合は、終局変位や耐震性能や地震動タイプを考慮した安全係数に応じて設定することとなる。ここでは、許容塑性率算定式として式(2.5.22)が規定されている。また、これに用いる安全係数は、表-2.5.2 に示すとおりとなっている。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha\ \delta_y} \qquad (2.5.22)$$

ここに、μa：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α ：安全係数

表-2.5.2　許容塑性率算出に用いる安全係数

照査する耐震性能	タイプⅠ地震動に対する安全係数	タイプⅡ地震動に対する安全係数
耐震性能２	3.0	1.5
耐震性能３	2.4	1.2

なお、道路橋示方書では、耐震性能２および３に対する橋脚の照査を静的手法にて行う場合は、震度法の１手法と位置づけられる地震時保有水平耐力法により行うこととなる。同手法は、橋脚の弾性応答と弾塑性応答にエネルギー一定則を適用し、弾性応答震度に許容塑性率を加味した構造物特性補正係数を乗じて求める設計水平震度と橋脚の等価重量との積が橋脚有する地震時保有水平耐力よりも小さいことを照査するものである。また、耐震性能２に対しては、残留変位応答スペクトルにより求めた橋脚の残留変位が許容値よりも小さいことを同時に照査する必要がある。

これに対して、JSCE 示方書や SQC 指針では、コンクリートの応力度($\sigma'c$)－ひずみ($\varepsilon'c$)曲線や終局ひずみの設定については、帯鉄筋の横拘束効果を直接反映するものとはなっておらず、また、地震動タイプによる相違や形状に関する補正係数も導入されていない。ここでは、コンクリートの応力($\sigma'c$)－ひずみ($\varepsilon'c$)曲線に関しては、ひずみが 0.002 までの曲線部については式(2.5.23)で示す式が規定されており、ひずみが 0.002 以降での応力度は、終局ひずみまで一定値（$= k_1 f'_{ck}$）としている。

$$\sigma'_c = k_1 f'_{ck} \frac{\varepsilon'_c}{0.002}\left(2 - \frac{\varepsilon'_c}{0.002}\right) \qquad (2.5.23)$$

ここに、k_1：設計基準強度に応じて最大圧縮応力を低減する係数

$k_1 = 1 - 0.003 f'_{ck}$

f'_{ck}：コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

JSCE 示方書および SQC 指針に示されているコンクリートの応力度－ひずみ関係の概念図を、図-2.5.2 に示す。

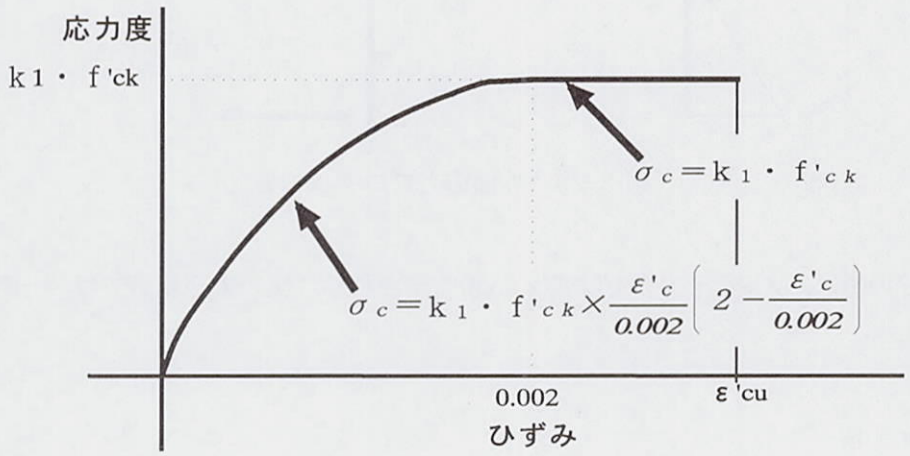


図-2.5.2　JSCE 示方書および SQC 指針に示されているコンクリートの応力度－ひずみ関係の概念図

また、コンクリートの終局ひずみについては式(2.5.24)が規定されており、設計基準強度が大きくなるほど終局は小さくなることとなっている。

$$\varepsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{30000} \qquad 0.0025 \leqq \varepsilon'_{cu} \leqq 0.0035 \qquad (2.5.24)$$

なお、鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、道路橋示方書に規定されているものと相違はない。

一方、曲げモーメントおよび軸力に対する部材の断面耐力については、上記コンクリートおよび鉄筋の応力度－ひずみ関係を用いることに加えて、以下の仮定に基づいて求めるものとしている。

① 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する

② コンクリートの引張応力は無視する

これは道路橋示方書において設定している仮定と同じであるが、ここでは、部材断面のひずみが全て圧縮となる場合を除いて、コンクリートの圧縮応力度分布は、等価応力ブロックと称する長方形圧縮応力度分布に簡略化して設定することとしている点が相違している。ここで、等価応力ブロックとは、図-2.5.3 に示すように、コンクリートの圧縮応力度を幅βx、大きさ$k_1 f'_{ck}$の長方形圧縮応力度に置き換えて評価するものであり、その応力は応力―ひずみ曲線における最大応力と同一としたうえで、合力と曲げモーメントがほぼ一致するように応力ブロックの高さを定めているものである。

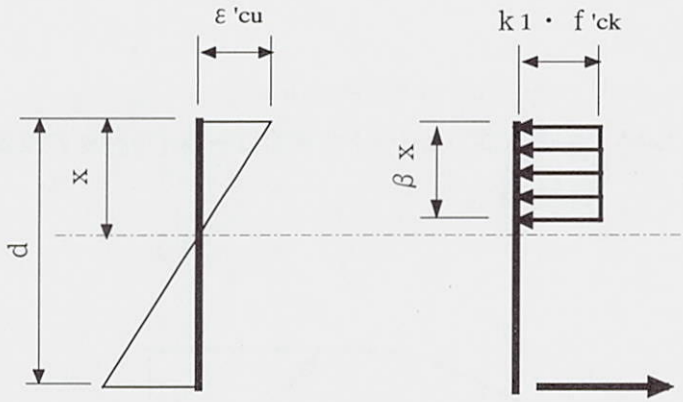


図-2.5.3　等価応力ブロックの概念

また、係数βの値は、JCSE 示方書では式(2.5.25)で示されており、SQC 指針では、一律に 0.72 としている。

$$\beta = 0.52 + 80\,\varepsilon'_{cu} \qquad (2.5.25)$$

さらに、曲げ破壊モードの鉄筋コンクリート部材の変形性能に関する照査は、SQC 指針では、

①　部材曲げモーメントMと部材角θの関係を用いる（曲げモーメントが直線的に変化する部材）

②　部材曲げモーメントMと曲率ϕの関係を用いる（曲げモーメントが曲線的に変化する部材）

の２ケースが規定されており、それぞれ、C点、Y点、M点、N点と称する４つの折れ点を有するテトラリニア型の骨格曲線を規定している。このうち、C点は、曲げひび割れ発生時を示し、コンクリートの縁引張応力度が部材寸法を考慮した設計曲げ強度に達する時点としている。また、Y点は引張鉄筋降伏時、M点はコンクリートの圧縮ひずみが終局に達する時点、N点は応力下降域において応力度が降伏応力に達する時点をそれぞれ示している。

また、①のM－θ関係で骨格曲線を示す場合においては、Y点、M点、N点における部材回転角は、「塑性ヒンジ部の回転によるもの」と「塑性ヒンジ部以外の曲げによるもの」および「軸方向鉄筋の抜けだしによるもの」の和として算出することを基本としている。

このうち、塑性ヒンジ部の回転による回転角は、M点とN点について求めるものであり、M点については帯鉄筋比、引張鉄筋比、および帯鉄筋強度を考慮する係数を考慮導入した算定式が示されている。また、N点については、M点とN点曲げモーメントの差分にM点の曲げモーメントより算出する係数を乗じた増分の回転角をM点の回転角に足し合わせることにより算出することとしている。また、塑性ヒンジ部の回転による回転角を変位に換算する際に用いる等価塑性ヒンジ長は、道路橋示方書の式(2.5.20)とは異なり、1.0D（D：断面高さ）としている。

一方、塑性ヒンジ部以外の曲げによる回転角は、Y点、M点、N点とも、塑性ヒンジ部以外の曲率を２回積分することにより算定することとしている。

さらに、軸方向鉄筋の抜けだしによる回転角については、Y点については、引張鉄筋の降伏ひずみ、直径、

コンクリートの設計圧縮強度、鉄筋間隔の影響を表す係数、引張鉄筋の中心間隔を考慮した算定式が、M点については、帯鉄筋比、帯鉄筋強度を考慮する係数、釣合軸鉄筋比を考慮した算定式が、それぞれ示されている。なお、N点に関する軸方向鉄筋の抜けだしによる回転角はM点のものと同じとしている。

これらは、特に高強度鉄筋コンクリート構造に特化した評価方法ではない。ただし SQC 指針では、このようなテトラリニアモデルの適用範囲として、以下の条件を示している。

① せん断スパン比 1.5 以上
② 作用軸力が釣り合い軸力以下もしくは圧縮強度の 10%以下、
③ コンクリート設計基準強度 50～80N/mm^{2}で、軸方向鉄筋に USD685、せん断補強筋に USD785 を用いた場合

また、②のM－φ関係で骨格曲線を示す場合においても、骨格曲線の設定方法に関する基本思想は、M－θの場合と大きな相違はない。

SQC 指針による耐震性能の照査では、部材角や曲率を指標に、各損傷レベルと対応した制限値を設定し、設計応答値を比較することにより照査することとなる。また、ここでは、応答値の算定方法は、橋梁の場合は動的解析を原則とし、振動モードが比較的単純で塑性ヒンジ発生箇所が明らかな場合は、非線形スペクトル法により応答値を算定して良いとしている。

2.5.6 構造細目

鉄筋コンクリート橋脚において塑性ヒンジを形成する断面と、その遷移域となる塑性化を考慮する領域では、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋や帯鉄筋が露出することを念頭に置く必要がある。そこで道路橋示方書では、このような損傷が生じても、軸方向鉄筋や帯鉄筋、中間帯鉄筋が十分に機能するよう、鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上させるための構造細目が定められている。ここでは、このような構造細目を調査整理する。

まず軸方向鉄筋の最小、最大鉄筋量に着目する。これらは、耐震性能にかかわらず構造部材の細目として定められているものであり、最小鉄筋量については

① 曲げを受ける部材では、コンクリートのひび割れとともに耐力が減じて急激に破壊することがないよう、最大抵抗曲げモーメントがひび割れ曲げモーメント以上となるよう軸方向引張鉄筋を配置する
② 軸方向力が支配的な部材においては、設計で想定する以上の偏心荷重が作用しても脆性的に破壊せず、コンクリートに局所的な弱点があっても応力が分散できるよう、軸方向力に対して必要なコンクリート断面積の 0.8%以上の軸方向鉄筋量を配置する。
③ 乾燥収縮や温度勾配等による有害なひび割れが発生しないよう、長さ 1m 当たり 500mm^{2}以上の断面積の鉄筋を中心間隔 300mm 以下で配置する

などが規定されている。一方、最大鉄筋量に関しては、

① 曲げを受ける部材では、鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行する脆性的な破壊が生じないように、軸方向引っ張り鉄筋を配置する

こととしており、一般には、部材の軸方向引張主鉄筋量が有効断面積の 2%以下とするとよいとしている。また、鉄筋が過密に配置される場合は施工性が低下するので、軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋は部材の全断面積の 6%以下とすることも、併せて解説されている。また、軸方向鉄筋は直径 16mm 以上とし、2段以下に配置することが望ましいこととしている。

一方、軸方向鉄筋の継手に関しては、耐震性能の照査で想定している橋脚の塑性変形時においても、地震時保有水平耐力が確実に保持できるように、塑性化を考慮する領域では、原則として軸方向鉄筋の継手を設けてはならないこととしている。例えば、曲げ破壊型の単柱式鉄筋コンクリート橋脚で、塑性ヒンジが橋脚基部にしか生じ得ない場合については、この領域を、式(2.519)で求める塑性ヒンジ長の４倍の区間内と考えて良いとしている。ただし、このような区間に施工上やむを得ず継手を設ける場合には、機械式継手、スリーブ継手、溶接継手、ガス圧設継手など、確実な継手構造を選定し、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮した試験を行い、継手部の強度を定めるものとしている。

さらに、継手に関する一般的な構造細目として、

① 継手位置は一断面に集中させず応力集中箇所を避ける

② 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式（2.5.26）で求められる重ね継手長ｌａ以上、かつ、鉄筋径の 20 倍以上を重ね合わせるとともに、継手に部には継ぐ鉄筋１本の断面積の 1/.3 以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する

③ 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、同じく式(2.5.26)で求められる重ね継手長ｌａの 80％以上、かつ、鉄筋径の 20 倍以上を重ね合わせること

などが規定されている。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}}\phi \qquad (2.5.26)$$

ここに、ｌａ：付着応力度より算出する重ね継手長(mm)

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2)

τ_{oa}：コンクリートの許容付着応力度(N/mm^2)

ϕ：鉄筋の直径(mm)

なお、このような軸方向鉄筋の継手に関連して、道路橋示方書では、橋脚のねばりを増加させ、終局耐力の向上を図るため、原則として軸方向鉄筋の段落としは行わないことを規定している。ただし、橋脚高さが高い場合（30m 以上が１つの目安）については、段落としせざるを得ない場合もあるため、段落とし位置を決定する式と段落しする鉄筋量の割合、帯鉄筋間隔などに関する構造細目が規定されている。

一方、帯鉄筋および中間帯鉄筋に関しては、塑性化を考慮する領域では、橋脚の塑性変形時においても、軸方向鉄筋の座屈抑制効果と内部コンクリートの拘束効果を確実に保持できるような形式および間隔で配置するものとしている。道路橋示方書では、塑性化を考慮する領域に配置する帯鉄筋に関して、

① 直径 13mm 以上の異形棒鋼とする

② 150mm 以下の間隔とし、高さ方向に関して間隔を変化させる場合においても、その間隔を急変させない

③ 軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部はフックをつけて橋脚内部のコンクリートに定着することを標準とする（フックのない重ね継手は原則として用いてはならない）

④ フックは、曲げ加工する部分の端部から以下に示す値以上まっすぐにのばす

半円形フック：帯鉄筋の直径の 8 倍、または、120mm のうち大きい値

鋭角フック：帯鉄筋の直径の 10 倍

直角フック：帯鉄筋の直径の 12 倍

また、フックの曲げ内半径（曲げ加工する鉄筋の内側の半径）は帯鉄筋の直径の 2.5 倍以上とする

⑤ フックとして直角フックを用いる場合には、かぶりコンクリートが剥離してもフックが外れないように配慮するものとする

⑥ 継手部は高さ方向に千鳥状に配置する

⑦ 矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合は、原則として帯鉄筋径の 40 倍以上重ね合わせ、④に示したフックを設ける

の規定が設けられている。一方、塑性化を考慮しない領域に関しては、②の間隔は 300mm 以下としている。

また、同じく塑性化を考慮する領域に配置する中間帯鉄筋に関しては、

① 原則として、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる

② 原則として、長辺方向および短辺方向に配置する

③ 断面内配置間隔は、原則として 1m 以内とする

④ 帯鉄筋の配置されている全ての断面で配置する

⑤ 原則として、断面周長方向に配筋される帯鉄筋にフックをかける（帯鉄筋２段以上の場合は最も外側にかける）

⑥ 帯鉄筋にかける端部は、帯鉄筋の③で示した半円形フック、もしくは、鋭角フックにより、橋脚内部コンクリートに定着することを原則とする

⑦ １本の連続した鉄筋、あるいは、橋脚断面内部に継手を有する２組の鉄筋により橋脚断面を貫通させることを標準とする（継手を設ける場合には、適切な継手構造を選定する）

の規定が設けられている。一方、塑性化を考慮しない領域に関しては、主としてせん断補強を目的として配置されるものとし、①については帯鉄筋と共同してせん断に抵抗する場合に限定しているとともに、②および④については高さ方向の間隔が有効高の 1/2 以上と規定されている。また、配置区間に関しては、計算上せん断補強が必要な区間の両端に部材断面の有効高に等しい長さを加えた区間とすることも、併せて規定している。なお、⑥に関して、施工上やむを得ない場合は、一方を直角フックとしてもよいとしているが、その場合には、直角フックの位置が千鳥状になるように配筋するとともに、コンクリートの応力度－ひずみ関係を評価する際には、式(2.5.11)で用いる有効長 d を実際の 1.5 倍の値とすればよいとしている。

また、一般的な構造細目として、鉄筋端部に関しては、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように確

実に定着するものとし、

① コンクリート中に埋め込み、鉄筋とコンクリートの付着による

② コンクリート中に埋め込み、フックをつける

③ 定着板等を取り付けて機械的に定着する

などとするとこれを満足するものとしている。このうち、付着による場合については、その定着長は上述した引張鉄筋重ね継手長に等しい長さ以上としている。また、フックをつける場合は、引張鉄筋の場合は付着による場合の定着長の 2/3 以上、圧縮鉄筋の場合は付着による場合の定着長以上、すなわち、フックの効果を考慮しないものとしている。

道路橋示方書に規定されている上記構造細目は、通常強度の鉄筋コンクリート構造を適用範囲としたものであり、高強度鉄筋コンクリート構造に適用する場合には、その背景にある基本思想を遵守するとともに、高強度材料の諸特性を踏まえ、厳密にもしくは緩和することも視野に入れ、その適用性を再評価する必要がある。

JSCE 示方書や SQC 指針に規定されている構造細目は、通常強度から高強度までの鉄筋コンクリート構造に対して適用しているものも多く、ここで道路橋示方書の規定と同列で比較する意義は小さい。しかしながら、SQC 指針では、高強度鉄筋コンクリート構造の諸特性を踏まえた構造細目として、以下を規定している。

① 最小鉄筋量に関して、曲げモーメントが支配的な部材では、高強度鉄筋を用いた場合、引張鉄筋比を 0.15%以上、もしくは、式(2.5.27)で得る鉄筋量の大きい方を配置すれば、脆性的な破壊性状を防止できる

$$A_s = 3.5 k_t f_{tk} / f_{syk} \qquad (2.5.27)$$

ここに、As：高強度鉄筋を用いた場合の最小鉄筋比(%)

kt：係数

$k_t = 0.6 / (h^{1/3}) \leqq 1.0$

h ：部材の高さ(m)

f_{tk}：コンクリートの引張強度の特性値(N/mm^2)

f_{syk}：鉄筋の引張強度の特性値(N/mm^2)

② 継手に関して、高強度異形鉄筋の継手方法は、New RC 基準[2]「高強度鉄筋継手性能判定基準（案）」の規定を満たすものを用いることを原則とする。ただし、ここでは柱とはりの主筋に重ね継手を使用することは想定していないが、SQC 指針では、なるべく応力が小さい部分に設けるとともに、継手部を横方向鉄筋で十分に補強することが必要であるとし、重ね合せ長を基本定着長に基づき設定している。また、ガス圧接継手や溶接継手は、加熱によって高強度鉄筋母材の金属組織が変化し、母材と同等の強度を得ることが難しいのに対し、ねじグラウト式の機械式継手は、所要の性能を満足することを解説している。

③ 付着強度については、高強度鉄筋コンクリート構造の場合、これが従来式で算出したものの約９割程度になることを実験で確認しているため、重ね継手長や定着長設定のもととなる基本定着長の設定において考慮している。

④ フック形状について、高強度鉄筋は、伸びが小さく曲げ加工性が悪いので、フック形状や曲げ半径については特に細心の注意が必要であるとしている。ただし、SQC 指針で規定しているフックの曲げ半径は、上述した道路橋示方書の規定よりも小さいものとなっている。

2.6　研究目標の設定

2.6.1　対象構造物の選定

橋梁構造物を想定する。橋梁構造物は、上部構造、下部構造、基礎構造物に分類されるが、研究期間が限られていることより、以下の理由により、当面、下部構造に特化して研究を進める。

上部構造　…　終局耐力や死荷重の低減に関しては、高強度材料の適用が効果的。
一方、構造物への要求性能から決まる変形性能や、耐久性上のひび割れ幅においては、高強度材料適用のメリットが小さい。

下部構造　…　常時は軸力が卓越し、使用限界状態のひび割れ幅や、変形性状が部材の断面形状に及ぼす影響が小さい。
軸力の負担については、高強度コンクリート使用のメリットが大きい。
じん性を確保する上で、躯体をスレンダーにするメリットが大きい。
高橋脚を対象とした中空断面での実験データが不足しており、かつ、保有水平耐力法による検討があまり行われていない。したがって、この部分の検討を行うことの意義が高い。

地中構造　…　杭の耐震性に関しては、下部構造の知見を流用できる。
カルバート等については、耐震性能の照査を行わない場合が多い。

2.6.2 課題の整理

前節までに示したように、コンクリート強度 60N/mm² と主鉄筋に USD685、せん断補強鉄筋に USD785 程度を組み合わせた高強度材料による鉄筋コンクリート構造物の設計は、既に実用レベルに到達していると言える。しかしながら、適用範囲をより一般的にし、さらに材料の特質を活かした設計を行うためには、以下に示す項目の検討が必要であると考える。

(1)靭性の評価について

高強度材料を用い、橋脚断面を縮小した場合、通常の鉄筋コンクリートを利用した場合と比較して、変形性能は同等もしくはそれ以上であることが近藤ら[17]により実験的に確認されている。しかしながら、実際の設計に適用する場合には、この性能を適切に評価しうるモデルを用いる必要がある。一般に、変形性能を評価するために必要とされる構成モデルは、鉄筋およびコンクリートの応力-ひずみ関係である。このうち鉄筋については、高強度材料を用いる場合においても、完全弾塑性型のモデルが適用しうると考えられる。一方、コンクリートに関しては、特に道路橋示方書[22]においては、帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果を加味する体系が採用されているが、高強度材料を用いる場合にまでその適用性が検証されているとは言い難い。そこでここでは、帯鉄筋による拘束効果を考慮した高強度コンクリートの応力-ひずみ関係に着目する。

コンクリート標準示方書[2]と道路橋示方書〔耐震設計編〕では、コンクリートの応力-ひずみ曲線に以下の相違がある。

- 地震動タイプの考慮の有無
- 帯鉄筋による拘束効果の考慮の有無
- 断面形状の影響考慮の有無

高強度材料に対しても両者の式の適用性には問題がないものとして、代表的な断面および普通コンクリートと高強度コンクリートの組み合わせを例として、試算した結果を表-2.6.1 および図-2.6.1 に示す。なお、道路橋示方書〔耐震設計編〕に示されるコンクリートの応力-ひずみ曲線は、部材の変形性能を適切に評価するためのものであり、コンクリート標準示方書の応力-ひずみ曲線は、断面耐力を算定するものである。

表-2.6.1 試算結果一覧

試算諸元	コンクリート	f'ck	600	kgf/cm²
		Ec	350000	kgf/cm²
	帯鉄筋		D16-USD685	
		σ sy	7000	kgf/cm²
		s	15	cm
		d	100	cm

試算結果	地震動	断面形状	最大圧縮応力比	最大圧縮応力時ひずみの比	終局ひずみ比	終局ひずみエネルギー比
	Type Ⅰ	円形	1.45	2.02	1.29	1.58
		矩形など	1.23	1.41	0.90	0.89
	Type Ⅱ	円形	1.45	2.02	1.73	1.66
		矩形など	1.23	1.41	1.27	0.95

※道路橋示方書のコンクリート標準示方書に対する比

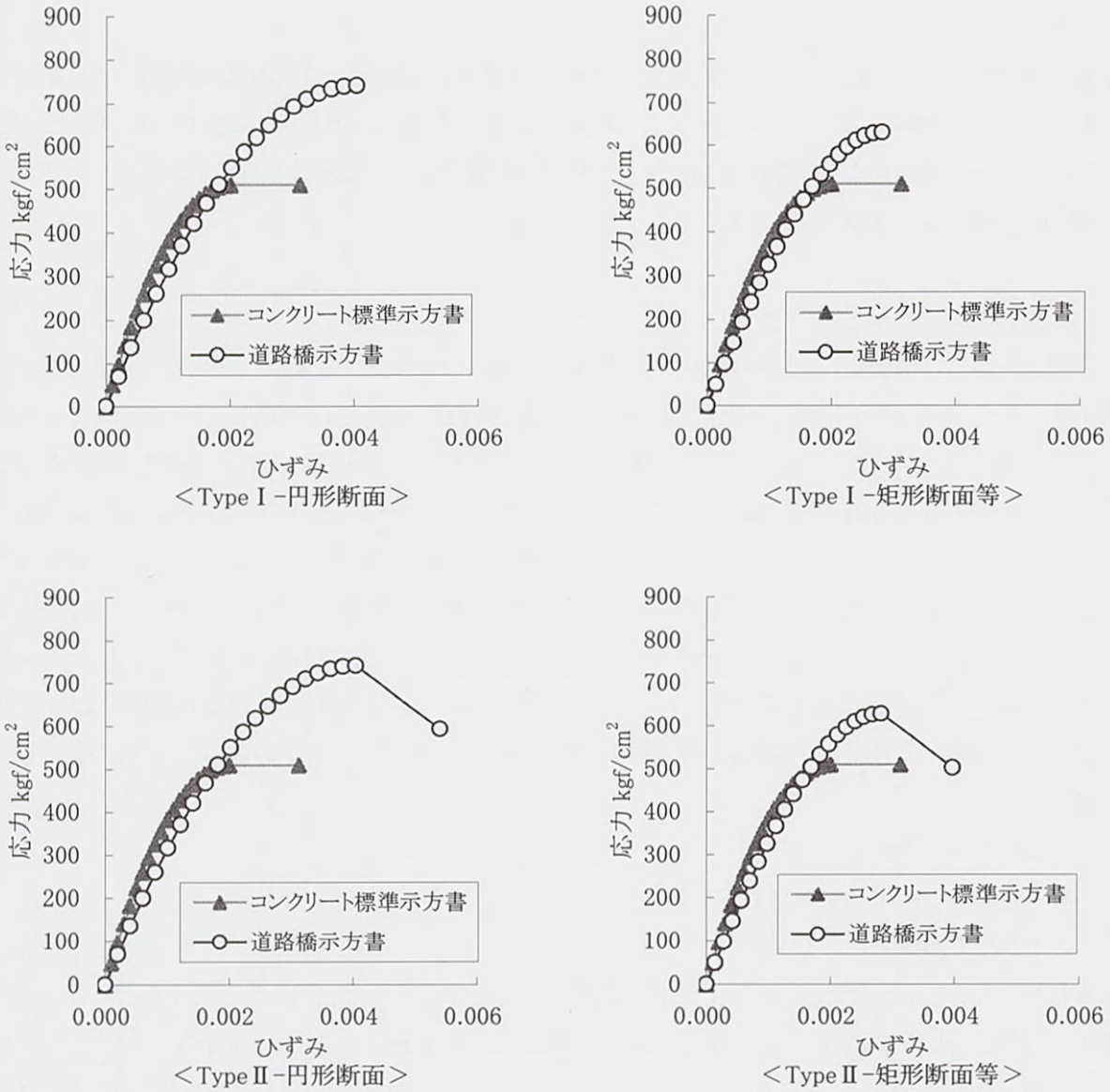


図-2.6.1　応力-ひずみ曲線(コンクリート標準示方書との比較)

これより、特に円形断面の場合に、コンクリート標準示方書の計算式では最大圧縮応力、終局ひずみ、および終局に至るまでのひずみエネルギーを過小評価している可能性があることがわかる。一般に、道路橋脚は、円形断面を有するものも多数存在するため、コンクリート標準示方書の計算式を用いると、高強度材料を採用することによるコスト優位性が適切に評価されない可能性がある。ただし、これらの結果はあくまでも試算であり、特に道路橋示方書では、耐震設計編 pp.162 に「設計基準強度が 40N/mm² を越える場合等については、このような規定の適用範囲外であり、実験や解析等により別途検討するのがよい」ことが明記されている。

一方、建築分野を中心とした NewRC プロジェクトでは、高強度コンクリートを対象としたコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係式が提案されている [2)]。これを道路橋示方書式と比較したものを図-2.6.2

に示す。最大応力点までは概ね同じであるが、その後の下降勾配や終局ひずみの定義には大きな相違がある。また、このNewRC式はじん性率に及ぼす横拘束筋量の影響が小さいのに対して、道路橋示方書式ではこの影響が大きく、高強度材料に対して道路橋示方書式を適用する場合には、横拘束鉄筋量と下降勾配の関係を検討する必要があることが、足立らにより指摘されている[24]。

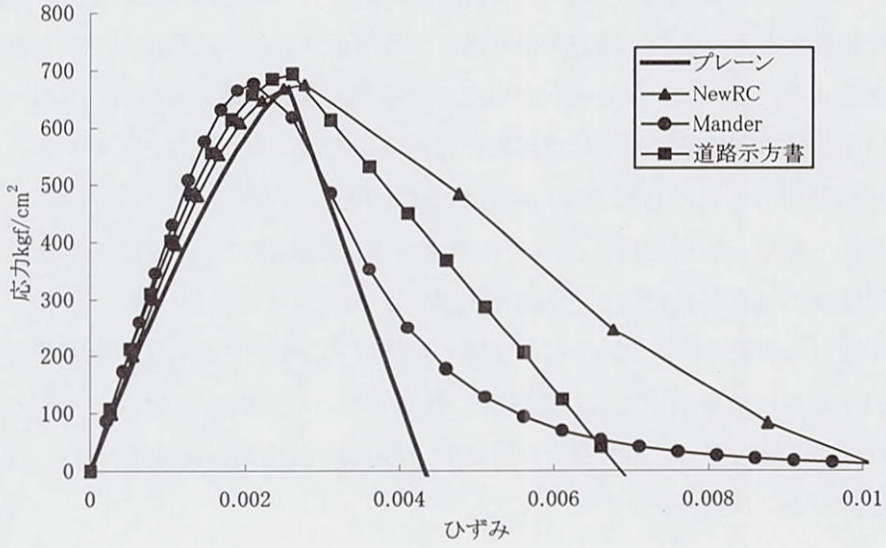


図-2.6.2　応力-ひずみ曲線(NewRC式との比較)

NewRCプロジェクト式の根拠となった実験諸元（建研、九州大学崎野教授ら）の精査を踏まえ、帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果を加味した高強度コンクリートの応力-ひずみ関係や終局ひずみを、道路橋示方書式の論拠となる星隈らの実験[4]と同様の手法で実施し、その適用性について検討する必要があると考える。

(2)せん断耐力の評価

せん断耐力の評価方法に関しての、コンクリート標準示方書と道路橋示方書の相違点を以下に要約する。図-2.6.3にその比較を示す。

- 道路橋示方書では、設計基準強度が 40N/mm^{2}を越える場合のコンクリートが負担できる平均せん断応力度$\tau_c(f_{vcd})$が示されていない。
- 設計基準強度が40N/mm^{2}までの範囲において部材係数1.3を考慮したとしても、両者の$\tau_c(f_{vcd})$には大きな相違がある。また、軸方向帯鉄筋による補正係数も、鉄筋比3%までの範囲において大きな相違がある。ただし、コンクリートが負担できる平均せん断応力度はコンクリート標準示方書の方が大きいが、軸方向鉄筋による補正係数は道路橋示方書の方が大きい。したがって、結果として得られるせん断耐力における相違は相殺される傾向となっている。
- コンクリート標準示方書では、荷重の正負交番作用に起因する補正係数が導入されていない。
- 有効高に関する補正係数には大きな相違はない。(図-2.6.5参照)
- 軸方向圧縮力に補正係数については、圧縮力が作用する範囲においては同じ算定式となっている。(道路橋示方書には引張域に入った場合に低減するという概念がない)
- 斜引張り鉄筋の負担するせん断耐力算定式は、せん断補強用緊張材考慮の有無、部材係数($\gamma b = 1.1$)の考慮を除くと、同じものとなっている。

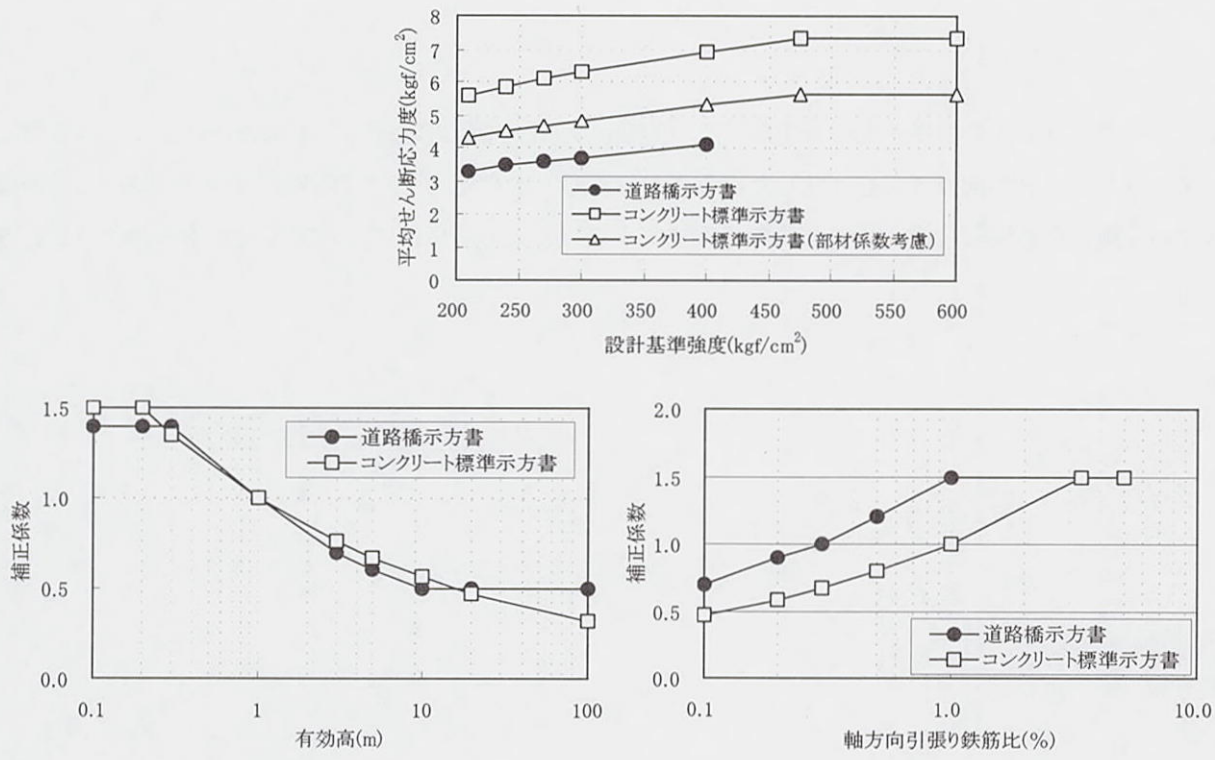


図-2.6.3　せん断耐力評価方法の比較

2.6.3　研究実施項目(案)

前節までに示したように、土木分野においては、一連の実験結果等の検討が土木学会標準示方書をベースにしたものになっており、道路橋示方書をベースとした検討が不足している。そのため、順次各項目について検討が必要であると考えられるが、高強度材料を活用した配筋合理化技術の開発では、特に重要と考えられる以下に示す項目(案)について検討を行う。表-2.6.2 に今後の研究実施予定(案)を示す。

表-2.6.2　今後の研究実施予定(案)

	靭性の評価		せん断耐力の評価	
	実験		実験	
H14年度	◎	・道路橋示方書に準拠した応力-ひずみ曲線の算出		・既往の実験の道路橋示方書による再評価
		・既往の正負交番載荷実験の評価	○	・曲げ降伏後のせん断破壊に関する検討
H15年度	○	インターロッキング構造への高強度材料の適用		

①靭性の評価

横拘束筋により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係の算定を行う。そのために、星隈ら[25]の研究を参考にした実験◎を行う。その後、算定した応力-ひずみ関係を用いて、既往の正負交番載荷実験の結果を評価する。

②せん断耐力の評価

既往の、高強度材料を用いたRC梁部材のせん断試験結果を、道路橋示方書により再評価する。ただし、荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する検討を行うにあたり、既往の実験結果では、不十分と考えられる場合は、曲げ降伏後のせん断破壊に関する検討として実験○を行う。

H15年度においては、『インターロッキング構造を活用した配筋合理化技術』および『定着構造の合理化による配筋合理化技術』に高強度材料を適用した場合について検討し、本技術のさらなる発展を図ることとする。

参考文献

1) S.Q.C.構造物開発・普及協会：S.Q.C.構造物の試設計ならびに施工法の検討、平成10年3月
2) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度NewRC研究開発概要書、1993.3
3) (社)日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説JASS5鉄筋コンクリート工事、1997
4) (社)土木学会：自己充填型高強度高耐久コンクリート構造物 設計･施工指針(案)、2001.6
5) (社)土木学会：【2002年制定】コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕、2002.3
6) (社)土木学会：【2002年制定】コンクリート標準示方書〔施工編〕、2002.3
7) (社)土木学会：コンクリート標準示方書〔平成8年制定〕設計編、1996.8
8) 下野一行、柏原茂、佐藤勉、松岡茂：高強度材料を用いたRC梁部材のせん断耐力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、1999
9) 岡本大、佐藤勉、吉田幸司：せん断補強筋を用いない高強度RC梁のせん断耐力について、土木学会第55回年次学術講演会概要集、V部門、2001.9
10) 阿部祐規、伊藤堅生、松原一美、鈴木基行：超高強度材料を用いたせん断補強筋のないRCはり部材のせん断耐力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、1999
11) 藤田学、大館武彦、安田有、佐藤良一：高強度コンクリートはり部材の寸法効果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.20、No.3、1998
12) 土屋智史、三島徹也、前川宏一：高強度構成材料を用いたRC梁部材のせん断破壊と数値性能評価、土木学会論文集、第697号/V-5、2002
13) 原夏生、三島徹也、山田尚義、近藤眞生：自己充填型高強度高耐久コンクリートを用いたRC梁のせん断耐力、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.23、No.3、2001
14) 二羽淳一郎、山田一宇、横沢和夫、岡村甫：せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、第372号/V-5、1986
15) 山本晴人、伊藤始、三島徹也、島弘：高強度材料を用いたRC部材の鉄筋付着特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、2000
16) 島弘、周礼良、岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係、土木学会論文集、第378号/V-6、1987.2
17) 近藤眞生、三島徹也、下野一行、佐藤勉：高強度材料を用いたRC部材の変形性能評価方法に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、1999
18) 近藤眞生、三島徹也、谷村幸裕、佐藤勉：高強度材料を用いたRC部材の変形性能照査方法に関する実験的研究、第55回土木学会年次学術講演会概要集、V部門、2000.9
19) 伊藤始、原夏生、三島徹也：自己充填型高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた部材の基本定着長に関する研究、第55回土木学会年次学術講演会概要集、V部門、2000.9
20) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、2002.3
21) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、2002.3
22) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、2002.3

23) Mander. J.B.、M. J.N. Priestley、and R. Park: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete 、Journal of the Structural Division 、ASCE、Vol.114、No.8、August 1998
24) 足立幸郎、運上茂樹、長屋和宏、林昌弘：高軸力下における高強度RC部材の変形性能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、1999
25) 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

＜研究担当＞　前田建設工業株式会社、戸田建設株式会社

第３章　インターロッキング構造を活用した配筋合理化技術

３．１　はじめに

兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート橋脚に甚大な被害が生じたが、被害を大きくした構造的な要因として、地震時保有水平耐力に相当する地震力が作用するような状態を考えると、軸方向鉄筋の段落し位置が適切でなかったこと、帯鉄筋による拘束が十分でなかったこと、また重ね継手等、帯鉄筋の定着方法にも問題があったこと等が挙げられる。このような震災経験を踏まえ、鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計においては、段落しを行わない、帯鉄筋の量を増やすとともに中間帯鉄筋も配筋して拘束効果を高める、帯鉄筋や中間帯鉄筋の端部にフックをつけ、そのフックを内部のコンクリートに定着させる、矩形断面では中間帯鉄筋の端部は帯鉄筋にかける等、鉄筋の配筋方法についてその細目が規定されるようになった。

一方、米国カリフォルニア州やニュージーランドでは、拘束効果を高めるという観点から円形断面が広く採用されているが、矩形断面橋脚とする場合には、円形に曲げた２つのフープ筋を少しずつ重ねたインターロッキング式橋脚が用いられている。インターロッキング式橋脚は、円形のフープ筋を使いながら、中間帯鉄筋を配置することなく矩形断面を効果的に拘束するという発想から提案されている橋脚構造であり、これまでの米国やニュージーランドにおける研究により、高い塑性変形性能を発揮することができると言われている。

このような優れた構造特性が報告されていることから、わが国では、平成８年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編において、インターロッキング式橋脚の例が紹介された。しかしながら、具体的な耐震性の照査方法や構造細目、施工上の問題点等、わが国でのインターロッキング式橋脚の本格的な実用化に向けては、まだ解決すべき事項も残されている。

そこで本研究では、中間帯鉄筋を配置した従来の矩形断面鉄筋コンクリート橋脚に代わる施工性にも優れたインターロッキング式橋脚に着目し、その本格的な実用化のために解決すべき事項について研究開発を行うものである。本年度は、実用化に向けて必要とされる課題を抽出するために、これまでの研究等によりに明らかとなっていることについてレビューするとともに、次年度以降の研究に向けた課題の抽出を行った。

3．2　インターロッキング式橋脚に関する既往の研究

インターロッキング式橋脚に関する既往の研究は、そのほとんどが実験的な検討に基づくものである。実験は、橋軸方向に対する載荷実験と橋軸直角方向に対する載荷実験に大きく分けられる。ここで、橋軸方向とは短辺に平行な方向、橋軸直角方向とは長辺に平行な方向となる。橋軸方向に対する実験は、主として塑性変形性能の検証を目的として行われており、２つの重ね合わせたフープ筋による拘束効果について検討されている例が多い。また橋軸直角方向に対する実験では、せん断耐力に関する検討や２つのフープ筋の重ね合わせ方に関する構造細目の検討を目的としているものが多い。そこで、ここでは、橋軸方向に対する検討と橋軸直角方向に対する検討に分けて、既往の研究の内容について紹介するとともに、その施工法に関して検討された事例についても示すことにする。

3.2.1　橋軸方向に対する検討

これまでに，インターロッキング式橋脚の橋軸方向の検討は、表-3.2.1 に示す 5 体の試験体に関して行われている。[1)~3)] なお、表-3.2.1 に示す試験体は、インターロッキング構造について検討した試験体のうち、曲げ破壊に至った試験体のみを示している。

表-3.2.1　試験体の一覧（橋軸方向に関する検討）

試験体番号	文献での試験体名	断面寸法 BxD (mm)	シアスパン比 a/D	主鉄筋比 ρl (%)	フープ筋中心間隔 di/Dh	帯筋間隔 s (mm)	帯筋体積比* ρs (%)	軸力比 η	文献番号
1	UNIT1	600x900	5.0	1.61	0.53	120	0.19	0.03	(1)
2	UNIT2					80	0.29	0.03	
3	UNIT3					100	0.52	0.03	
4	No.7	600x1000	5.0	1.034	0.75	75	0.32	0.03	(2)
5	タイプC	400x900	2.5	0.83	0.78	150	0.26	0.02	(3)

＊インターロッキングの有効拘束長を，スパイラル・フープ径として算出

以下に、表-3.2.1 に示す試験体について検討されているそれぞれの文献の概要を示す。

文献（1）

(1)　文献名と出典

- 井ヶ瀬，野村，黒岩，宮城：インターロッキング式橋脚の耐震性能および施工方法について，コンクリート工学，Vol.40，No.2，p.37～p.46，2002.2
- T.Ohtaki, T.Kuroiwa, T.Miyagi,:SEISMIC PERFORMANCE OF BRIDGE COLUMNS WITH INTERLOCKING SPIRAL/HOOP REINFORCEMENT

(2)　研究の概要

橋軸方向に対して、帯筋量を変えた試験体の実験を行い、帯筋量の違いが橋脚の破壊モード、塑性変形能等に及ぼす影響を調査し、設計のための基礎データを得ることを目的としている。

(3)　実験結果

実験において得られた荷重－変位関係を図-3.2.1～図-3.2.4に示す。このうち、図-3.2.1に示すUNIT0は、比較用の在来配筋試験体のものである。また、UNIT1、UNIT2、UNIT3はそれぞれ，帯鉄筋体積比を0.19%、0.29%、0.52%としたインターロッキング配筋の試験体の荷重－変位関係である。

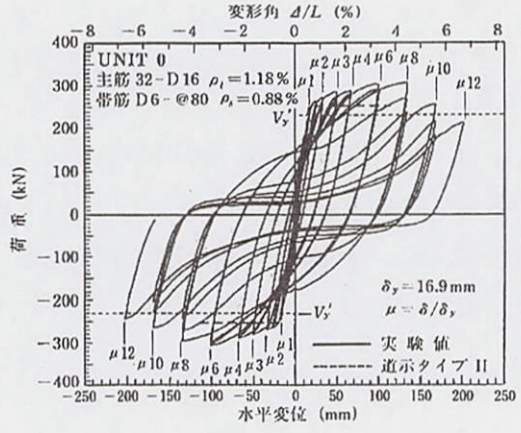


図-3.2.1　UNIT0

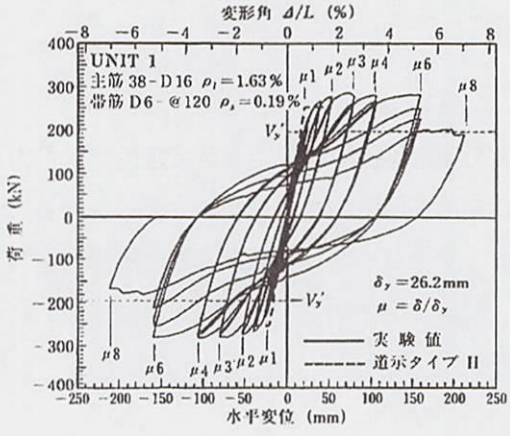


図-3.2.2　UNIT1

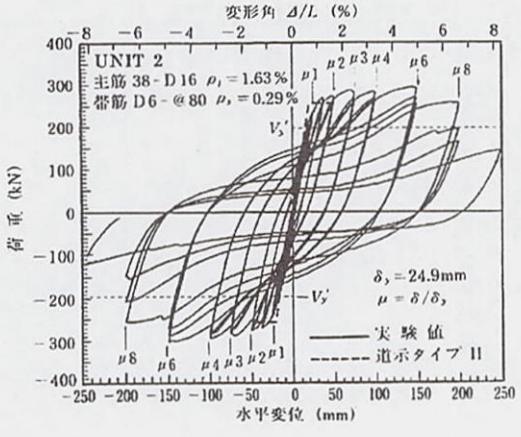


図-3.2.3　UNIT2

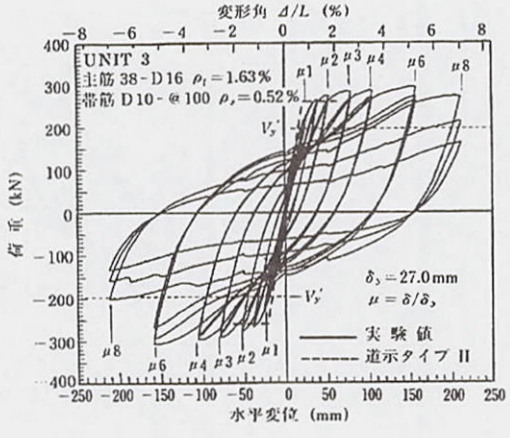


図-3.2.4　UNIT3

(4)　まとめ

まとめとして、以下のことが挙げられている。

① インターロッキング式橋脚のスパイラル筋は、主鉄筋の座屈防止効果に優れ、帯筋体積比が0.3%程度でも、帯筋体積比で0.86%の在来配筋構造と同等の変形性能を発揮した。

② 塑性ヒンジ長、エネルギー吸収性能は、既往の計算式で評価できる。

③ 道路橋示方書の算定式では、変形性能を小さく評価する可能性があるため、インターロッキング型配筋の拘束効果の評価手法に関しては今後検討する必要がある。

文献（2）

(1)　文献名と出典

・　建設省土木研究所　耐震技術研究センター耐震研究室：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究　（その 3）鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化の検討，土木研究所研究資料，2000.11

(2)　研究の概要

所定の耐震性能を確保できる合理的な配筋方法によって、じん性に富んだ RC 橋脚を構築するために、軸方向鉄筋の座屈を防ぎ、適切にコアコンクリートを拘束する合理的な工法の検討を行っている。その一つとしてインターロッキング構造とした橋脚に関して検討を行っている。実験は、矩形断面、円形断面、長方形断面の試験体合計 8 体について行われており、その中の 1 体がインターロッキング構造となっている。

(3)　実験結果

実験において得られた、インターロッキング構造とした試験体 No.7 に関する荷重－変位関係の履歴曲線および包絡線を図-3.2.5 に示す。

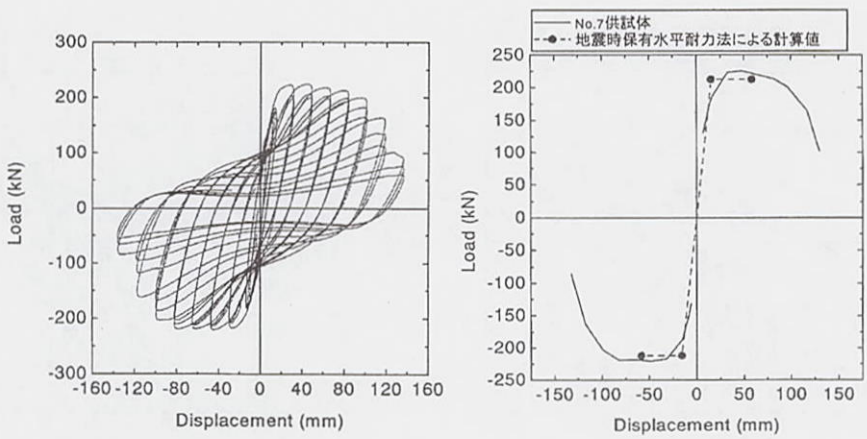


図-3.2.5　No.7 供試体

(4)　まとめ

インターロッキング構造に関するまとめとして、以下に示すことが挙げられている。

・　インターロッキング橋脚では、単円形式の帯鉄筋配置とした橋脚模型と同等の変形性能を有していた。

・　断面形状を考慮し同等の帯鉄筋拘束効果なるように中間帯鉄筋を配置した長方形断面の橋脚模型とも同等の変形性能を有していた。

・　横拘束筋の量は、インターロッキング構造を用いることにより長方形断面の 60%程度とすることができる。

文献（3）

(1)　文献名と出典

・　藤倉，川島，庄司，張，武村：インターロッキング式帯鉄筋を有する RC 橋脚の耐震性：土木学会論文集，No.640/I-50，p.71～p.88，　2000.1

(2)　研究の概要

インターロッキング式橋脚（タイプ C）の耐震性を平成８年道路橋示方書に基づいて中間帯鉄筋を配置した橋脚（タイプ B）と、平成８年より以前の中間帯鉄筋を配置しない橋脚（タイプ A）との比較に重点をおいて実験的に検討している。この検討では、これまでに橋軸直角方向の検討に比較して橋軸方向の検討が少ないことから、橋軸方向に対する検討が行われている。

インターロッキング式橋脚としては，帯鉄筋が３連のものについて検討されている．

(3)　実験結果

実験において得られた、インターロッキング構造としたタイプ C 試験体に関する荷重－変位関係の履歴曲線を図-3.2.6 に、その他の試験体との包絡線の比較を図-3.2.7 に示す。

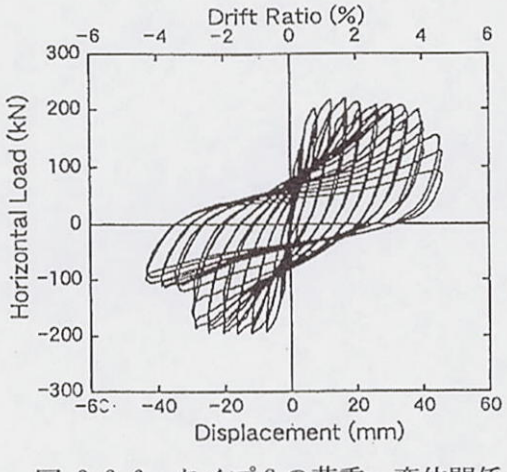


図-3.2.6　タイプ C の荷重－変位関係

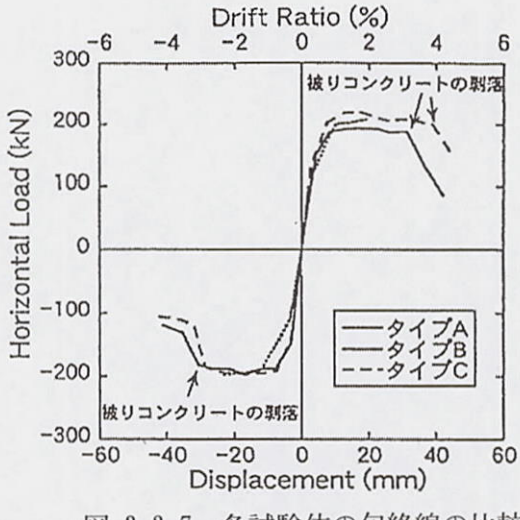


図-3.2.7　各試験体の包絡線の比較

(4)　まとめ

本論分に関するまとめとして、以下に示す項目が挙げられている。

・　帯鉄筋比で 0.338％となるようにインターロッキング式に帯筋を配置したタイプ C 供試体は、橋脚基部で曲げ破壊した。変形性能や最大耐力は、タイプ B 供試体（帯鉄筋比 0.507％）とほぼ同じであった。

・　タイプ C 供試体では、橋脚基部とここから１段目の帯鉄筋位置（橋脚基部から 15cm の位置）で塑性ヒンジ化したが、タイプ B 供試体では、これよりもう少し広く、橋脚基部から２段目の

帯鉄筋位置（橋脚基部から 30cm の位置）の範囲まで塑性化した。

- タイプB供試体よりもタイプC供試体の方が塑性ヒンジ長が短いにもかかわらず両者の塑性変形能がほぼ同じであることから、塑性ヒンジ領域における曲率は、タイプCの方がタイプBよりも大きかったと考えられる。これは，タイプCの方が、帯筋からの拘束が大きかったためと考えられる。
- 道路橋示方書の方法によるタイプC供試体の終局変位の推定では、有効長をどのように取るかが重要である。有効長を帯鉄筋の直径とした場合、コアコンクリートの辺長のうち最も長い値とした場合、コアコンクリートの平均長さとした場合の３通りについて実験値との整合を見ると、コアコンクリートの辺長のうち最も長い値を有効長とみなすことにより、道路橋示方書に示される方法により実用的な精度で終局変位が推定できることがわかった。ただし、このことについては、今後さらに検討する必要がある。

3.2.2　橋軸直角方向に対する検討

これまでに、インターロッキング式橋脚の橋軸方向の検討は、表-3.2.2 に示す 12 体の試験体に関して行われている。[1), 4) ~7)] なお、表-3.2.2 に示す試験体は、基本的に、インターロッキング構造について検討した試験体のうち、曲げ破壊に至った試験体のみを示している。

表-3.2.2　試験体の一覧（橋軸直角方向に関する検討）

試験体番号	文献での試験体名	断面寸法 BxD (mm)	シアスパン比 a/D	主鉄筋比 ρl (%)	フープ筋中心間隔 di/Dh	帯筋間隔 s (mm)	帯筋体積比* ρs (%)	軸力比 η	文献番号
6	UNIT4	600x850	1.9	1.05	0.46	50	0.46	0.05	(4)
7	UNIT5					100	0.23	0.05	
8	UNIT6					200	0.12	0.05	
9	UNIT10	600x400	3.0	2.14	0.585	80	1.04	0.1	(5)
10	UNIT11		3.0			100	0.83	0.3	
11	UNIT12		3.0			75	1.11	0.5	
12	UNIT5	391x254	3.0	2.07	0.60	64	0.90	0.09	(6)
13	UNIT13	640x400	2.0	1.98	0.71	80	1.66	0.1	(7)
14	UNIT14	700x400	2.0	2.05	0.88	70	1.90	0.1	
15	No.2	300x500	3.0	2.52	0.77	100	0.49	0.04	(8)
16	No.3	300x538	3.0	2.14	0.92			0.04	
17	No.6	300x500	4.8	2.52	0.77			0.04	

＊インターロッキングの有効拘束長は、スパイラル・フープ径として算出

以下に、表-3.2.2 に示す試験体について検討されているそれぞれの文献の概要を示す。

文献（4）〔文献（1）〕

(1)　文献名と出典

- 井ヶ瀬，野村，黒岩，宮城：インターロッキング式橋脚の耐震性能および施工方法について，コンクリート工学，Vol.40，No.2，p.37～p.46，2002.2
- T.Ohtaki, T.Kuroiwa, T.Miyagi,:SEISMIC PERFORMANCE OF BRIDGE COLUMNS WITH INTERLOCKING SPIRAL/HOOP REINFORCEMENT

(2)　研究の概要

橋軸直角方向に対して、帯筋量を変えた試験体の実験を行い、帯筋量の違いが橋脚の破壊モード、塑性変形能等に及ぼす影響を調査し、設計のための基礎データを得ることを目的としている。

(3)　実験結果

実験において得られた荷重－変位関係を図-3.2.8～図-3.2.10 に示す。UNIT4,UNIT5,UNIT6 はそれぞれ，帯鉄筋体積比を 0.46%、0.23%、0.12%としたインターロッキング配筋の試験体の荷重－変位関係である。

これらの試験体は、道路橋示方書のタイプⅡ地震動に対して、道路橋示方書に基づく計算によってせん断破壊と判定されたが、実験の結果UNIT6は曲げ降伏後のせん断破壊となったが，他の２体の破壊モードは曲げ破壊であった。

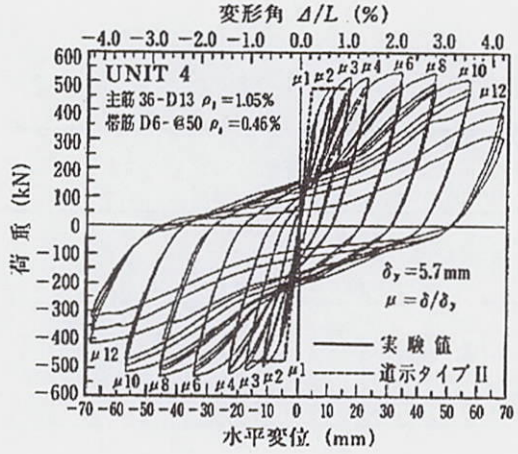


図-3.2.8　UNIT4

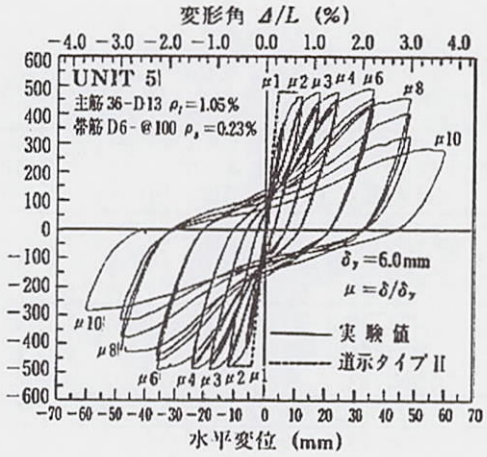


図-3.2.9　UNIT5

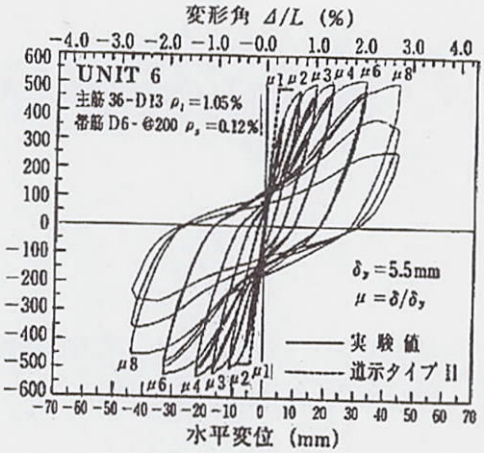


図-3.2.10　UNIT6

(4)　まとめ

インターロッキング構造に関するまとめとして、以下に示すことが挙げられている。

- インターロッキング式橋脚の橋軸直角方向に対するせん断耐荷性能は、従来の設計式によって安全側に評価しうる。
- より合理的な設計法を考えた場合、インターロッキング領域の配筋状態とせん断耐荷性能の関係については今後検討すべき課題である。

文献（5）

(1)　文献名と出典

・ H.Tanaka, R.Park : SEISMIC DESIGN AND BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH INTERLOCKING SPIRALS, ACI STRUCTUAL JOURNAL, 1993.3-4

(2)　研究の概要

本論文は、インターロッキング配筋における現状の設計上の課題として、主に以下の３つの項目について言及されている。

① インターロッキングスパイラルとした場合の最小横拘束筋量に関する検討

② スパイラルの最大中心間距離に関する検討

③ インターロッキング部分に配置する主鉄筋の最適な径および配置に関する検討

本論文は、はじめに塑性ヒンジ部分に十分な変形性能を与えるための設計理論が示されており、その後に実験的検討として、軸力比、帯鉄筋のピッチを変化させた３体の試験体について実施された結果が示されている。

(3)　実験結果

実験において得られた荷重－変位関係の履歴曲線を図-3.2.11～図-3.2.14 に示す。このうち、図-3.2.11 は比較用の試験体として、中間拘束筋を配置した在来配筋の試験体である。図-3.2.12～図-3.2.14 は、インターロッキング配筋とした試験体のもので、それぞれ軸力比を 0.1、0.3、0.5 に、また、帯鉄筋比を表-3.2.2 に示すように変化させた場合の荷重－変位関係を示している。

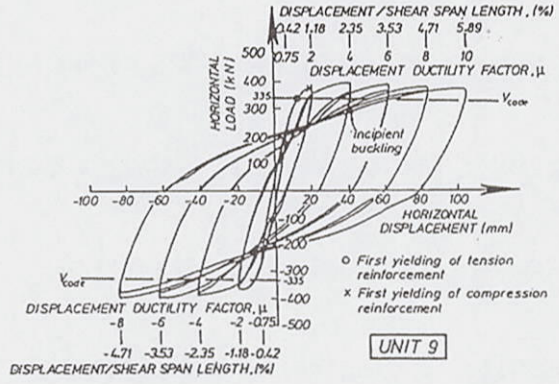


図-3.2.11　UNIT9

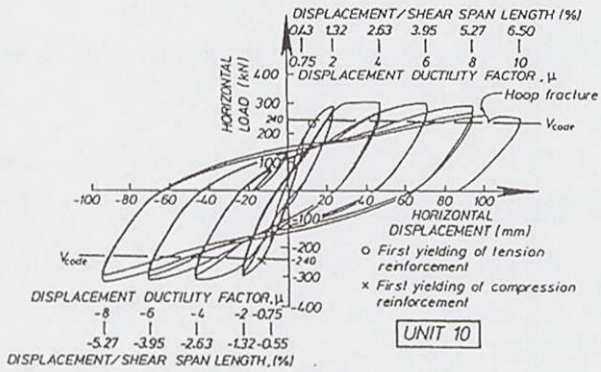


図-3.2.12　UNIT10

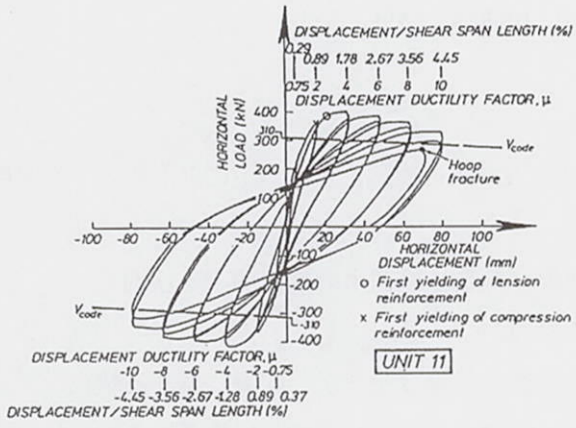


図-3.2.13　UNIT11

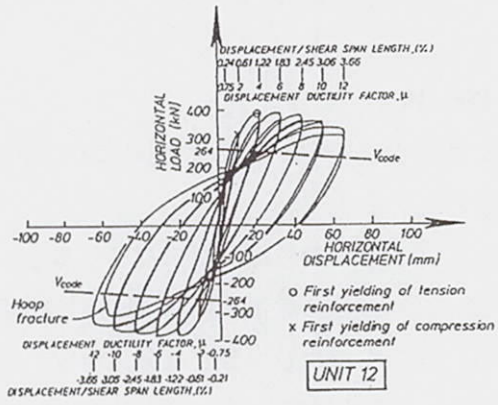


図-3.2.14　UNIT12

(4)　まとめ

解析的な検討結果に関するまとめとして、以下に示すことが挙げられている。

① インターロッキングスパイラル配筋とすることで、塑性ヒンジ領域の帯鉄筋量を大きく減ずることができる。

② 拘束効果を考慮してインターロッキングスパイラル配筋とした場合の帯鉄筋量は、スパイラル筋を配置した通常の円形橋脚と同様な方法で求めて良いと考えられる。

③ 十分なせん断伝達を考慮した場合、スパイラル筋の中心間距離は、スパイラル半径の 1.2 倍以下にするのが良いと考えられる。

④ 十分なせん断伝達を期待するためには、インターロッキング部に最低４本の主鉄筋を配置するのが良いと考えられる。

⑤ 十分にインターロッキング部が確保できない場合、別々の２本の橋脚として設計するのが良い。

実験的な検討結果に関するまとめとして、以下に示すことが挙げられている。

① インターロッキング配筋とした場合には、良好なエネルギー吸収が得られる履歴を示し、じん性率で 10 以上の変形性能を得られた。

② すべての試験体について、スパイラル筋の降伏は、じん性率 3～4 程度で生じているが、履歴曲線に明確な影響は与えていない。

③ 全変形のうちせん断変形の割合はおよそ 10～30％であり、この値はじん性率 0.75～終局（じん性率 8 以上）に至るまでおよそ一定である。

文献（6）

(1)　文献名と出典

・ G.C.BUCKINGHAM, D.I.MCLEAN, C.E.NELSON : TESTS OF CONCRETE BRIDGE COLUMNS WITH INTERLOCKING SPIRAL REINFORCEMENT, TRANSPORTATION RESERCH BOARD, 72ND ANNUAL MEETING, 1993.1.

(2)　研究の概要

本論文では、インターロッキングスパイラル筋を配置した柱のせん断、曲げ、ねじりに関して実験的な検討を行った結果が示されている。

主な内容として、横方向鉄筋の必要量、インターロッキング部分に配置される主鉄筋の径、曲げに対するインターロッキングスパイラルの細目、中間帯鉄筋を配置した在来工法との性能比較が示されている。

(3)　実験結果

実験において得られた荷重―変位関係のうち、インターロッキング構造として曲げ破壊タイプであったUNIT5の履歴曲線を図-3.2.15に、比較用の在来配筋試験体の履歴曲線を図-3.2.16に示す。

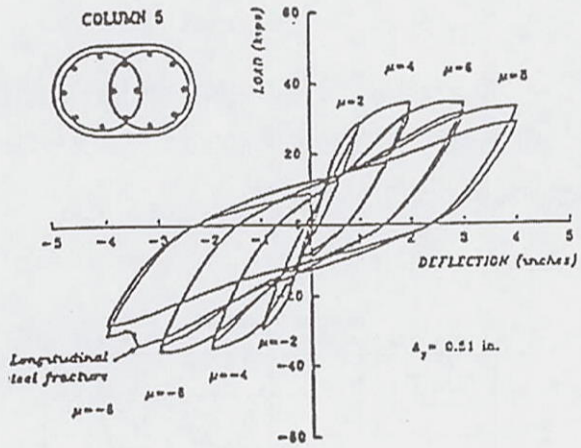


図-3.2.15　UNIT5

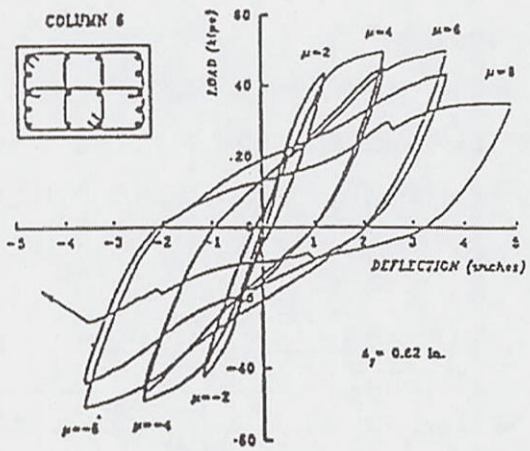


図-3.2.16　UNIT6

(4)　まとめ

本論分のまとめとして、主に以下に示すことが挙げられている。

① インターロッキングスパイラルを用いた場合には、横拘束筋量が50%多い中間拘束筋を用いた場合と比較しても同等以上の変形性能を発揮した。

② せん断破壊を生じる試験体に関しては、スパイラルの中心間距離に対するスパイラル径の比を0.6としたものの方が0.75としたものよりも良好なエネルギー吸収能力、耐力低下性状を示した。

③ インターロック部分に使用する主鉄筋径を細くした場合には、すべての鉄筋径を同一とした場合に比べてエネルギー吸収能力に劣り、耐力低下が急激であった。

④ インターロッキングスパイラル筋を用いた柱の曲げ、および、せん断耐力は、従来の RC 構造物に用いられている方法により精度良く算定できる。ねじり耐力に関しては、矩形梁に用いられている算定方法により、安全側に算定できる。

文献（7）

(1) 文献名と出典

・ 柳下，田中，R.PARK：インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート柱の繰り返し荷重下における挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，1997.

(2) 研究の概要

本論文では、インターロック部分に配置する主鉄筋を 4 本とした場合、および 2 本としてインターロック部分の面積を小さくした場合の 2 体の試験体に関して実験を行い、破壊性状と変形性能について実験的な検討を行った結果が示されている。

(3) 実験結果

実験において得られた荷重―変位関係として、インターロック部分に 4 本の主鉄筋を配置した場合である UNIT13 の履歴曲線を図-3.2.17 に、インターロック部に配置する主鉄筋を 2 本としてインターロッキング部分の面積を小さくした場合である UNIT14 の履歴曲線を図-3.2.18 に示す。

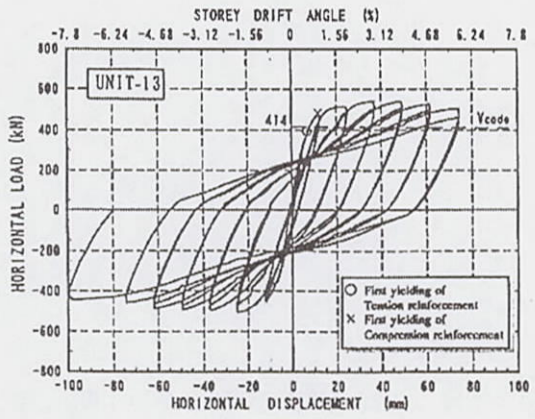


図-3.2.17 UNIT13

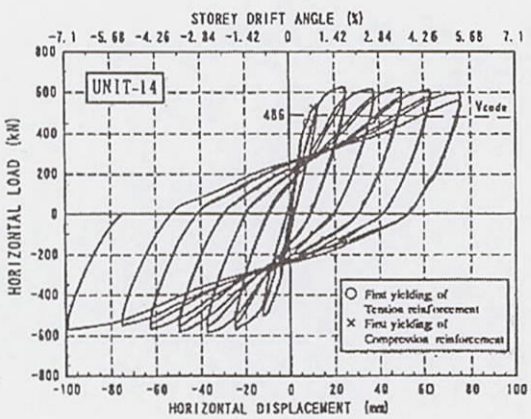


図-3.2.18 UNIT14

(4)　まとめ

本論分のまとめとして、主に以下に示すことが挙げられている。

① インターロッキングスパイラル鉄筋柱は、高じん性域においても十分な変形性能を有し、耐力低下もわずかであった。

② CALTRANS の設計示方書では、双スパイラル間の適切なせん断伝達を保証するために、インターロック部に 4 本以上の軸方向鉄筋を配すると規定している。しかし、本試験のうち一体は軸方向鉄筋を 2 本のみ配置したものであるが、実験結果からはインターロック部の斜めひび割れは過度に開口せず、良好なせん断伝達が行われたと推測できる。

文献（8）

(1)　文献名と出典

・ 柳下，田中，R.PARK：インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能，土木学会論文集，No.662/V-49，p.91-103，2000.11

(2)　研究の概要

本論文では、インターロッキング部分に配置する主鉄筋本数、スパイラル鉄筋の中心間距離、せん断スパン比等を要因として 6 体の試験体（比較用在来配筋 2 体を含む）に関して実験を行い、耐荷力、破壊性状、および変形性能について実験的な検討を行った結果が示されている。

(3)　実験結果

実験において得られた荷重―変位関係のうち、インターロッキング配筋とした 3 体の試験体の履歴曲線を図-3.2.19～図-3.2.21 に示す。

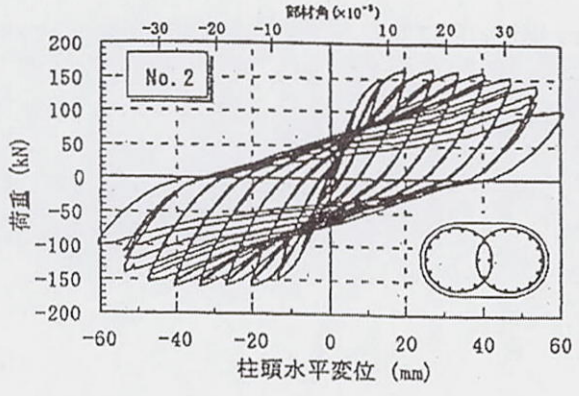


図-3.2.19　UNIT2

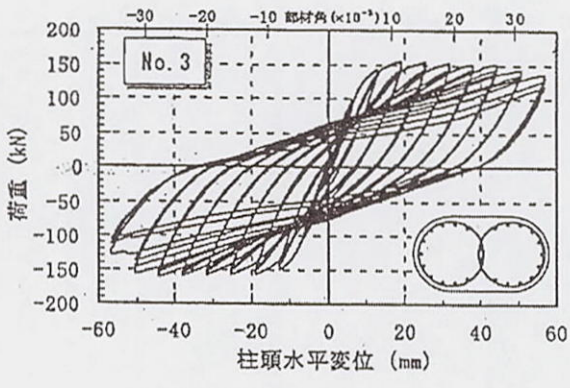


図-3.2.20　UNIT3

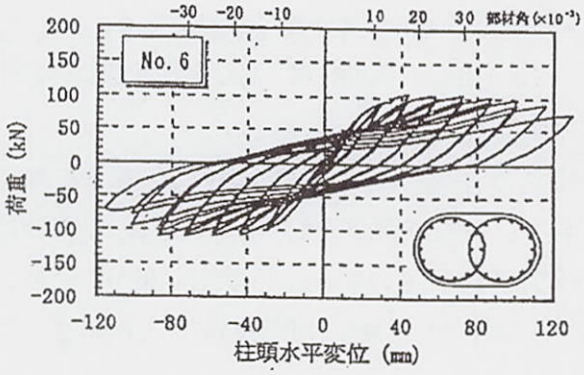


図-3.2.21 UNIT6

(4) まとめ

本論文のまとめとして、主に以下に示すことが挙げられている。

① インターロッキングスパイラル配筋は、矩形断面に比してその破壊モードがより純曲げに近い破壊形態を示し、優れたじん性改善効果と軸方向鉄筋の座屈防止効果を期待できる。

② スパイラル鉄筋のコンクリートに対する効果的な拘束効果は、インターロック部およびインターロッキングバーの存在と合わせて、コンクリートのせん断耐力を増加させるものと考えられる。

③ インターロッキングバーのダウエル作用によってスパイラル鉄筋からスパイラル鉄筋へとせん断力が伝達されるということを想定するならば、スパイラル鉄筋のせん断補強筋としての機能はせん断補強筋としての機能は若干劣ることとなる。したがって、せん断ひび割れの進展を抑制し、内力における抵抗せん断力の分担割合を増加させるためには、双スパイラル鉄筋を外縁で連結するせん断補強筋を検討する必要がある。

④ 試験体の一つとして、半円断面頂部方向に軸方向鉄筋を密に配置した場合を検討したが、この場合、インターロッキング部分へのせん断損傷を助長する結果となった。

⑤ 今後の課題の一つとして、破壊メカニズムや構造強度に対する寸法効果の影響の解明が挙げられる。

3.2.3　インターロッキング式橋脚の施工に関する検討

インターロッキング式橋脚に関する検討を行った文献としては、以下に示すものがある。[1)]

(1)　文献名と出典

- 井ヶ瀬，野村，黒岩，宮城：インターロッキング式橋脚の耐震性能および施工方法について，コンクリート工学，Vol.40，No.2，p.37～p.46，2002.2

(2)　概要

施工実験はスパイラル鉄筋を用いて、図-3.2.22 に示す諸元のモデルにて行われている．このモデルでは，スパイラル鉄筋の施工精度等の他、予めコンクリート基礎にネジ節異形鉄筋を配置し、これに機械式継手を用い、実施工時おける主鉄筋の継手位置での施工性の検証も行っている。

一連の施工手順は図-3.2.23 に示とおりであり、設計寸法に加工したスパイラル筋を、所定のピッチを保持しながら円筒形に吊上げ、簡易な治具を使用して重ね合わせた後、予め配置された主鉄筋に落とし込む（写

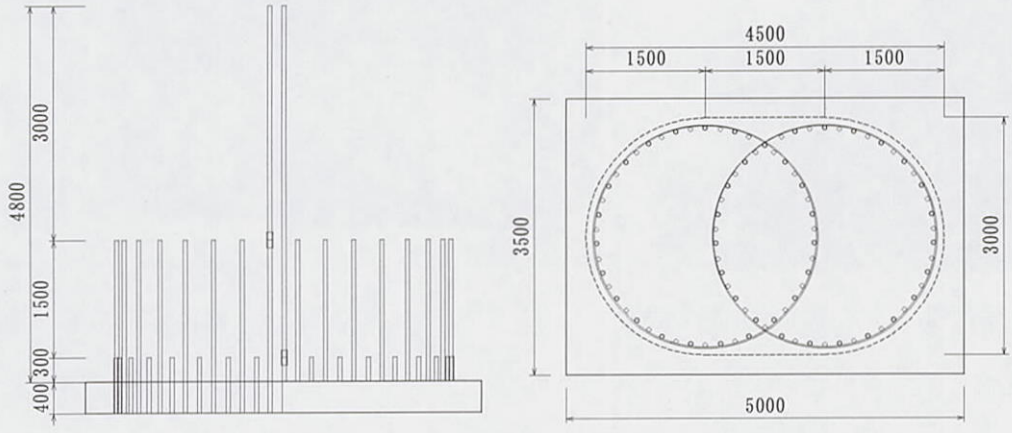


図-3.2.22　施工実験におけるモデルの諸元

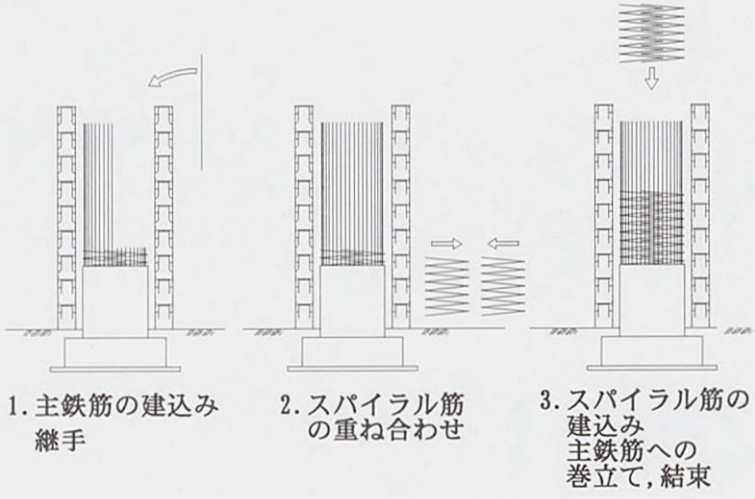


図-3.2.23　施工手順

真-3.2.1）方法で行われている。

施工実験の結果、施工精度は通常施工の範囲内に収まっており、本論文に示されているような簡易な治具を使用することによって、スパイラル鉄筋を使用したインターロッキング型配筋を効率よく施工することが可能であることが示されている。また、スパイラル筋は、組み立て後に主鉄筋に巻きつけることにより、その寸法を用意に調節することが可能であるので、主鉄筋の組み立てやその組み立て誤差の影響を受けずに施工できることが示されている。組み立て完了時の状況を写真-3.2.2 に示す。



写真-3.2.1 スパイラル筋の設置

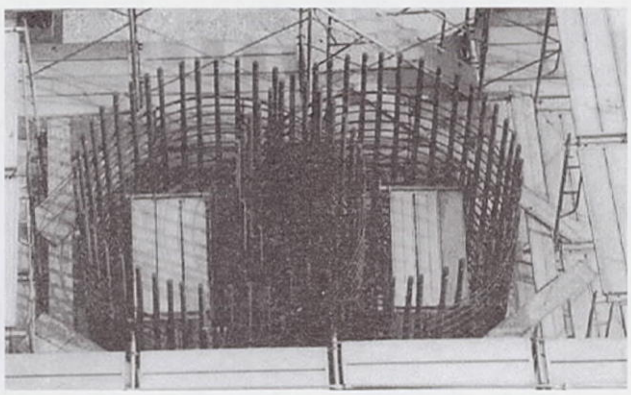


写真-3.2.2　組み立て完了

3．3　インターロッキング式橋脚に関する海外の基準

本節では、海外におけるインターロッキング式橋脚の耐震設計に関する基準等について紹介することにする。インターロッキング式橋脚は、基本的に鉄筋コンクリート構造であることから、最小帯鉄筋比等の構造細目については通常の鉄筋コンクリート構造と同様であるが、インターロッキング式橋脚に固有な配筋細目が別途定められている。

3.3.1　AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, Second Edition

米国道路交通協会（AASHTO）が策定している Bridge Design Specifications (SI Units, Second Edition)[8]では、インターロッキング式橋脚における鉄筋の配置等に関する構造細目について、下記のように規定されている。

①長方形断面や楕円形断面の橋脚においては、帯鉄筋と中間帯鉄筋で拘束するよりも、複数のスパイラル筋を軸方向鉄筋（Interlocking Bar）を用いてかみ合わせた配筋とするのがよい（図-3.3.1 参照）。内部コンクリートの拘束効果を確実にするため、軸方向鉄筋の設置間隔は 200mm 以下とするのがよい。

②スパイラル筋の体積比は次の２式により求められる値以上とする。

$$\rho_s = 0.12\frac{f_c'}{f_y} \tag{3.3.1}$$

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_y} \tag{3.3.2}$$

ここで、

ρ_s：帯鉄筋体積比

A_g ：橋脚の総断面積

A_c ：帯鉄筋で拘束された内部コンクリート面積

f_c'：コンクリートの設計基準強度

f_y ：帯鉄筋の降伏点

③スパイラル間隔は、小さい方の断面寸法の 1/4 以下もしくは 100mm 以下とする。

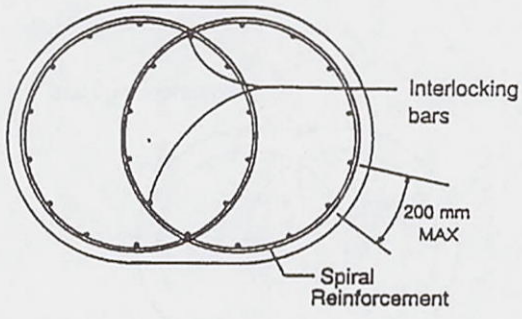


図-3.3.1　AASHTO の規定に示されているインターロッキング式橋脚の配筋例

3.3.2 Caltrans Bridge Design Specifications

米国カリフォルニア州交通局（Caltrans）が策定しているBridge Design Specifications[9]では、インターロッキング式橋脚における鉄筋の配置等に関する構造細目について、下記のように規定されている。

①重ね合わさる２つのフープ筋の中心間隔は、そのフープ直径の0.5倍以上かつ0.75倍以下とする。また、この２つのフープ筋が重ね合わさる部分には、少なくとも4本の軸方向鉄筋（Interlocking Bar）を配置する（図-3.3.2参照）。

②帯鉄筋比は次式により求められる値以上とする。

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_y} \tag{3.3.3}$$

ここで、

ρ_s：帯鉄筋体積比

A_g：橋脚の総断面積

A_c：帯鉄筋で拘束された内部コンクリート面積

f_c'：コンクリートの設計基準強度

f_y：帯鉄筋の降伏点

式(3.3.3)は、AASHTOで定められている最小帯鉄筋比の規定と同一であるが、塑性ヒンジ領域となる断面では、次式により求められる値以上とすることが規定されている。

・断面寸法が3フィート以下の場合：

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_y}\left(0.5 + 1.25\frac{P_e}{f_c' A_g}\right) \tag{3.3.4}$$

・断面寸法が3フィートを超える場合：

$$\rho_s = 0.12\frac{f_c'}{f_y}\left(0.5 + 1.25\frac{P_e}{f_c' A_g}\right) \tag{3.3.5}$$

ここで、

P_e：橋脚に作用する軸力

③スパイラル筋として用いる鉄筋の直径は、断面寸法が20インチ（約0.5m）以下の橋脚の場合には0.20インチ（約5mm）以上、断面寸法が20インチを超える橋脚の場合には0.348インチ（約9mm）以上としなければならない。

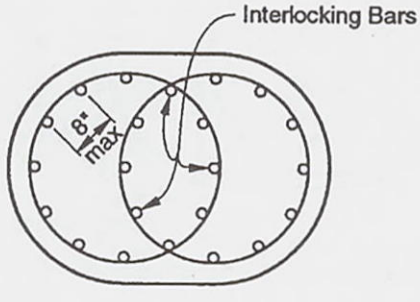


図-3.3.2　Caltransの規定に示されているインターロッキング式橋脚の配筋例

3.3.3 Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures Part 2: Bridges

欧州規格委員会（CEN）が策定しているEurocode 8[10]では、インターロッキング式橋脚における鉄筋の配置等に関する構造細目について、下記のように規定されている。

①重ね合わさる2つのフープ筋の中心間隔は、そのフープ直径の0.6倍以下とする（図-3.3.3参照）。

②スパイラル筋の鉄筋量は、以下に定義される機械的鉄筋比（mechanical reinforcement ratio）を用いて、次式により求められる値以上とする。

$$\omega_{wd,c} = 1.40\omega_{wd,r} \tag{3.3.6}$$

ここで、

$\omega_{wd,c}$ ：円形断面におけるスパイラル筋の機械的鉄筋比で、次式で定義される。

$$\omega_{wd,c} = \frac{4A_{sp}}{D_{sp}s}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{3.3.7}$$

$\omega_{wd,r}$ ：矩形断面における帯鉄筋及び中間帯鉄筋の機械的鉄筋比で、次式により与えられる。

$$\omega_{wd,r} \geq 1.74\frac{A_c}{A_{cc}}(0.009\mu_c + 0.17)\eta_k - 0.07 \geq \omega_{w,\min} \tag{3.3.8}$$

A_{sp} ：スパイラル筋の断面積

D_{sp} ：スパイラルの直径

s ：スパイラル筋の間隔で、軸方向鉄筋径の6倍以下、かつ、内部コンクリートの直径の1/5以下とする。

f_{yd} ：スパイラル筋の降伏点

f_{cd} ：コンクリートの設計基準強度

A_c ：橋脚の総断面積

A_{cc} ：帯鉄筋で拘束された内部コンクリート面積

μ_c ：曲率塑性率

η_k ：軸力比で、次式により算定される。

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} > 0.08 \tag{3.3.9}$$

N_{Ed} ：橋脚に作用する軸力

f_{ck} ：コンクリートの設計基準強度

$\omega_{w,min}$ ：円形断面におけるスパイラル筋の最小機械的鉄筋比で、塑性化を考慮する橋脚では0.12、限定された塑性化を考慮する橋脚では0.08とする。

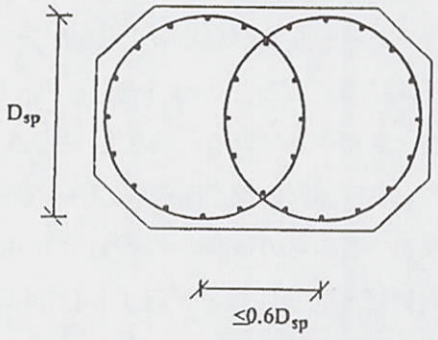


図-3.3.3 Eurocode8の規定に示されているインターロッキング式橋脚の配筋例

3.3.4 海外の基準の比較

インターロッキング式橋脚に固有な配筋細目としては、２つのフープ筋を重ね合わせる長さをどれくらいにするかが重要であり、各基準とも具体的な規定が明記されている。重ね合わせる長さが重要となるのは、断面の長手方向と平行な方向に地震力が作用した時に、２組のフープ筋がかみ合ってせん断抵抗が確実に発揮されるようにすること、ならびに、断面の短辺方向と平行な方向に地震力が作用した時に、内部コンクリートが円形フープにより拘束された状態となるようにすることの２つの目的があるためである。表-3.3.1 は、重ね合わさる２つのフープ筋またはスパイラル筋の中心間隔に関する規定を比較したものである。また、表中には 3.2 節で示した既往の研究における提案を参考のため示している。

Tanaka, Park によってインターロッキング式橋脚に関する研究が始められた 1990 年代初期においては、フープ筋またはスパイラル筋の中心間隔については、当時行われた実験の範囲内で配筋細目が規定されていたこともあり、フープ筋またはスパイラル筋の形状直径の 60%以下とすることが提案されてきた。しかしながら、長方形断面ではできる限り重ね合わせる長さを短くする方が幅を大きく確保することができるため、重ね合わせ長を短くした実験も行われ、CALTRANS では 75%にまで緩和されている。

表-3.3.1　インターロッキング式橋脚の配筋細目に関する規定または提案の比較

基準または研究者	AASHTO	CALTRANS	Eurocode8	Tanaka, Park	Buckingham
２組のフープ筋またはスパイラル筋の中心間隔	具体的な規定は示されていない	$0.5D_{sp}$ 以上かつ $0.75D_{sp}$ 以下	$0.6D_{sp}$ 以下	$1.2\,r_{sp}$ 以下（$0.6D_{sp}$ 以下）	$0.6D_{sp}$ 以下
Interlocking Bar の最小本数	具体的な規定は示されていない	４本	具体的な規定は示されていない	４本	４本

注）D_{sp} ：帯鉄筋またはスパイラル筋の形状の直径，r_{sp} ：帯鉄筋またはスパイラル筋の形状の半径

この他の配筋細目としては、Caltrans の規定では、フープ筋またはスパイラル筋が重ね合わさる領域に配筋する軸方向鉄筋（Interlocking Bar）の最小本数が規定されている点が興味深い。これは、Tanaka, Park の研究や Buckingham の研究成果に基づいて規定されたものと考えられる。しかしながら、Interlocking Bar の役割は２組のフープ筋またはスパイラル筋のかみ合わせ効果を高めることにあるため、まずは２組のフープ筋またはスパイラル筋が交わる２点に配置することが重要ではないかと考えられる。一方、柳下、田中らの最近の実験結果によると、Interlocking Bar を２本としても、インターロッキング部は良好なせん断伝達が行われることを報告している。図-3.3.1～3.3.3 に例示されている配筋では、断面の内部にも Interlocking Bar が配筋されおり、通常の軸方向鉄筋の間隔で配筋していくと、実橋脚では多数の Interlocking Bar が配筋されることになる。これらの鉄筋の必要性については、今後検討していく必要があるが、必ずしも外周に配筋される軸方向鉄筋と同じ間隔で配筋する必要はない可能性も示唆される。

3．4　既往の実験結果と道路橋示方書に基づく塑性変形性能の評価値の比較

3.4.1　概要

本節では、3.2で紹介した既往の研究で行われたインターロッキング式橋脚の変形性能について、平成13年版道路橋示方書 V　耐震設計編に基づいた計算値と実験値の比較を行い、設計式の適用性を検討した。表-3.4.1に今回検討を行ったデータの一覧を示す。

なお、比較検討を行ったデータは、デジタルデータを所有しているものと、文献に示されている荷重－変位関係の図から読み取りが可能なものとした。

また、表-3.4.1に示すUNIT1～UNIT8のデータについては、詳細な検討として以下の3つのケースについて試算を行った。

- CASE1：道路橋示方書に準拠した場合
- CASE2:道路橋示方書における終局ひずみの算定位置を、圧縮縁鉄筋位置ではなく、圧縮側の45度方向の鉄筋位置とした場合
- CASE3：文献「浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，　土木学会論文集，No.682/I-56,177-194,2001.7」による塑性ヒンジ長算定式により，円形断面として終局変位を算定した場合

表-3.2.1　検討を行った試験体の一覧

UNIT	加力方向	断面寸法 BxD (mm)	シアスパン比 a/D	主鉄筋比 ρl (%)	フープ筋中心間隔 di/Dh	帯筋間隔 s (mm)	帯筋体積比* ρs (%)	軸力比 η	塑性率 μ	文献番号
1	橋軸	600x900	5.0	1.61	0.53	120	0.19	0.03	7	(1)
2	橋軸					80	0.29	0.03	8	
3	橋軸					100	0.52	0.03	7	
4	橋軸	600x1000	5.0	1.034	0.75	75	0.32	0.03	6	(2)
6	橋軸直角	600x850	1.9	1.05	0.46	50	0.46	0.05	10	(4)
7	橋軸直角					100	0.23	0.05	8	
8	橋軸直角					200	0.12	0.05	6	
9	橋軸直角	600x400	3.0	2.14	0.585	80	1.04	0.1	10	(5)
10	橋軸直角		3.0			100	0.83	0.3	10	
11	橋軸直角		3.0			75	1.11	0.5	12	
15	橋軸直角	300x500	3.0	2.52	0.77	100	0.49	0.04	8	(8)
16	橋軸直角	300x538	3.0	2.14	0.92			0.04	10	
17	橋軸直角	300x500	4.8	2.52	0.77			0.04	8	

＊インターロッキングの有効拘束長を、スパイラル・フープ径として算出した場合

3.4.2　検討結果

表-3.4.2に検討結果の一覧を示す。

また、図-3.4.1～図-3.4.13には、荷重－変位関係の包絡線における実験値と算定値の比較を示す。

これらの図表を見ると、いずれの実験データに関しても初降伏（降伏）耐力および終局水平耐力は道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法に基づく計算で精度良く算定されているが、終局変位に対しては過小評価する傾向を示している。この原因としては、インターロッキング式橋脚とした場合のコンクリートの応力―ひずみ関係を過小評価していること、あるいは,塑性ヒンジ長を過小評価していることが推測される。

そのため、表-3.4.2 に示したように、終局ひずみ算定位置および塑性ヒンジ長のとり方を変化させた 2 つにケースについて試算を行ったが、依然として終局変位を過小評価するデータが多かった。

道路橋示方書に基づく算定方法により、安全側の設計はできるものの、さらに合理的な設計を行う上では、終局変位の算定方法が今後の検討課題であると考えられる。

表-3.4.2　実験値と計算結果の一覧

	実験結果				H8道路橋示方書*3				Case2		Case3	
	最大耐力*1	降伏変位	限界変位*2	塑性率	最大耐力	降伏変位	限界変位	塑性率	終局ひずみ 圧縮縁45度位置		終局ヒズミ位置 ＋塑性ヒンジ考慮	
Unit	V_{max} (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ_{exp} δu/δy	V_{max} (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ_{JRA} δu/δy	δ_u (mm)	μ_{JRA} δu/δy	δ_u (mm)	μ_{JRA} δu/δy
1	283	26.2	189	7.2	254	20.8	41.4	2.0	57.3	2.8	74.4	3.6
2	296	24.9	208	8.4	257	20.4	46.3	2.3	72.9	3.6	98.1	4.8
3	300	27.0	192	7.1	261	21.8	63.1	2.9	111.5	5.1	144.8	6.6
4	225	17.0	102	6.0	213	15.4	52.4	3.4	88.8	5.8	111.0	7.2
6	532	5.7	68	11.9	479	4.1	11.0	2.7	23.7	5.8	24.0	5.9
7	493	6.0	48	8.0	464	4.0	8.3	2.1	14.3	3.6	14.4	3.6
8	529	5.5	44	8.0	461	3.9	7.1	1.8	10.6	2.7	10.7	2.7
9	310	11.7	116	9.9	283	11.2	41.7	3.7				
10	413	7.9	79	10	362	10.1	20.9	2.1				
11	414	5.4	65	12	377	11.3	25.7	2.3				
13	543	9.1	(100)	(11)	444	4.8	26.4	5.5				
14	636	8.4	(100)	(12)	527	5.0	28.7	5.7				
15	163	6.9	57	8.3	149	6.4	21.7	3.4				
16	168	5.9	57	9.7	143	6.6	24.3	3.7				
17	108	14.4	115	8.0	94	16.3	41.1	2.5				

*1 正負平均値　*2 最大耐力の80%を維持できる最大変位　( )は耐力低下なし

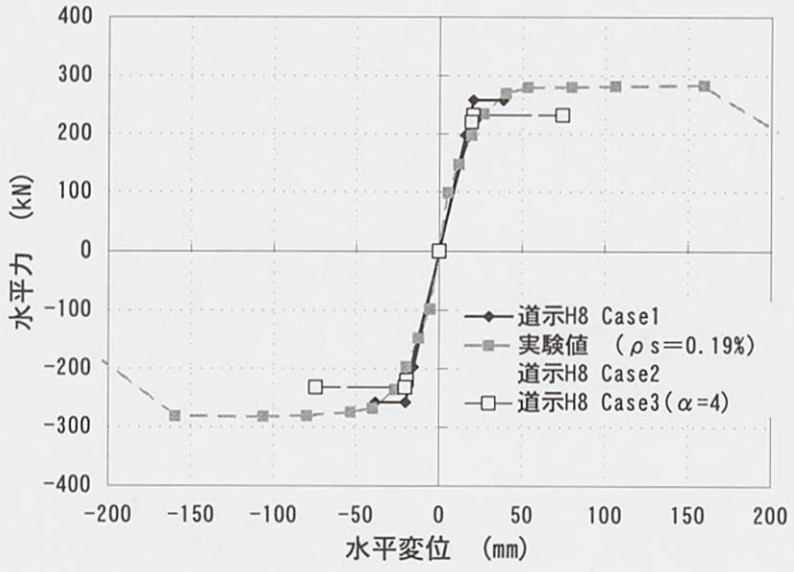


図-3.4.1　UNIT1　[帯筋：D6@120　ρ_s=0.19%]

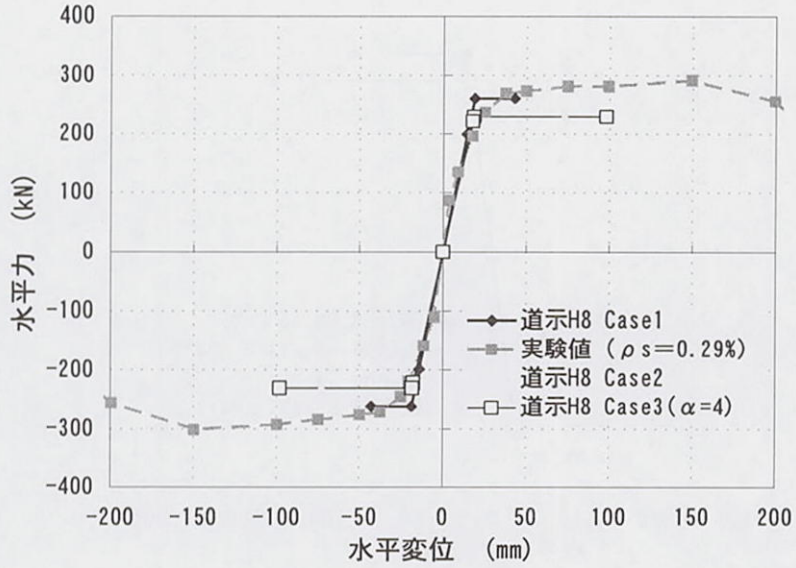


図-3.4.2 UNIT2 [帯筋：D6@80 ρ_s=0.29%]

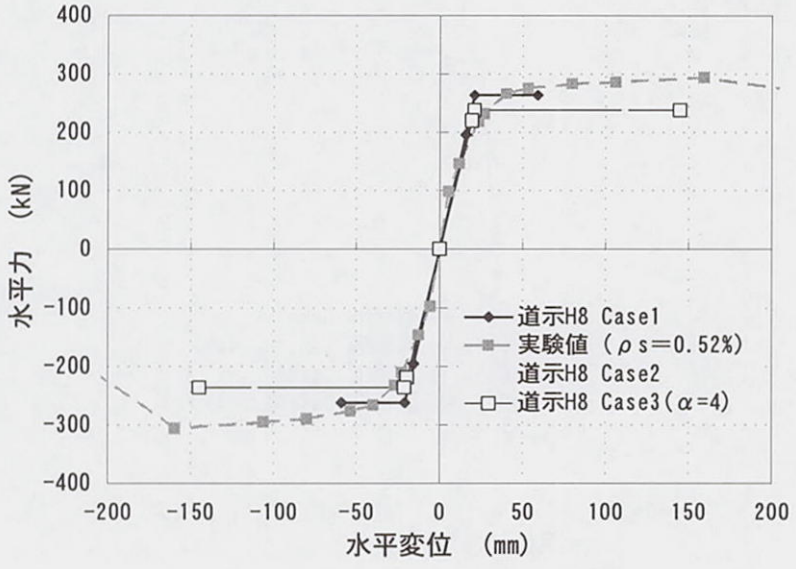


図-3.4.3 UNIT3 [帯筋：D10@100 ρ_s=0.52%]

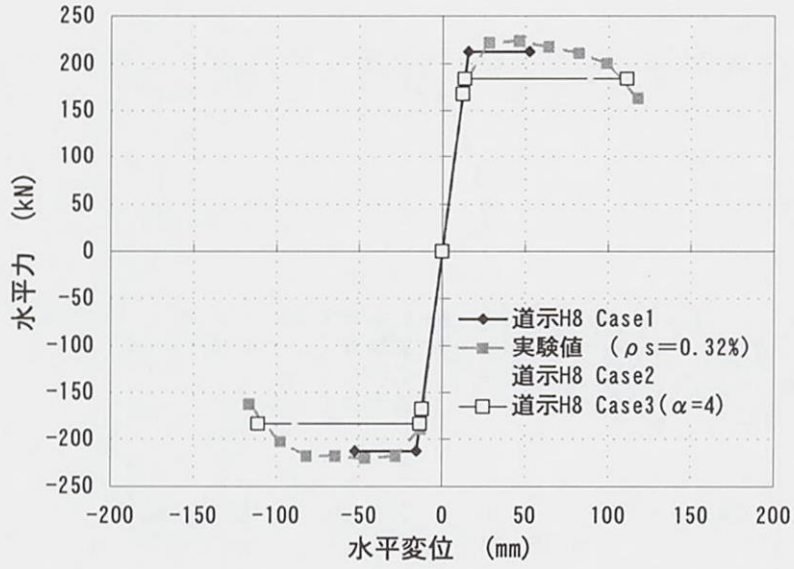


図-3.4.4 UNIT4 [帯筋：D6@75 ρ_s=0.32%]

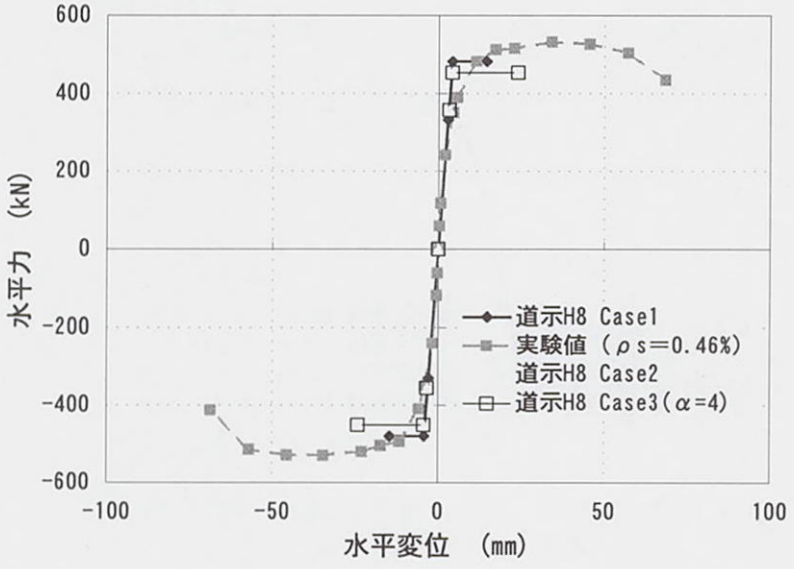


図-3.4.5 UNIT6 [帯筋：D6@50 ρ_s=0.46%]

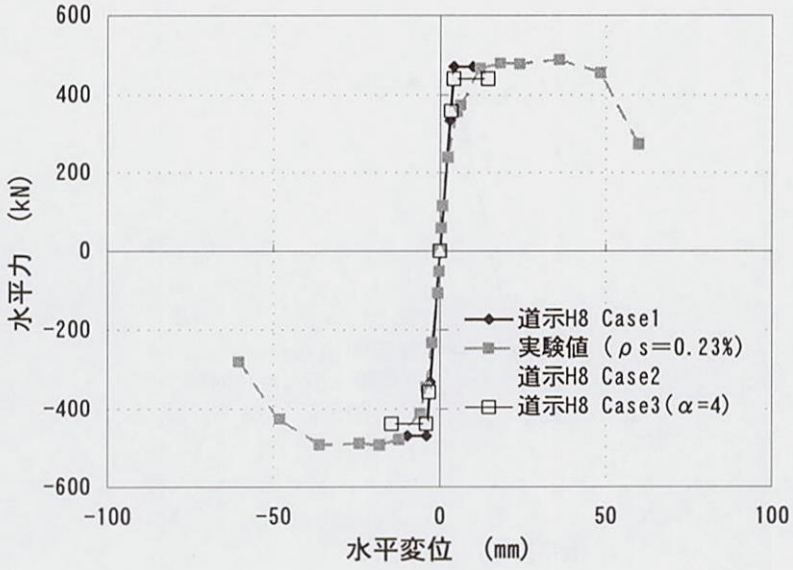


図-3.4.6 UNIT7 [帯筋：D6@100 ρ_s=0.23%]

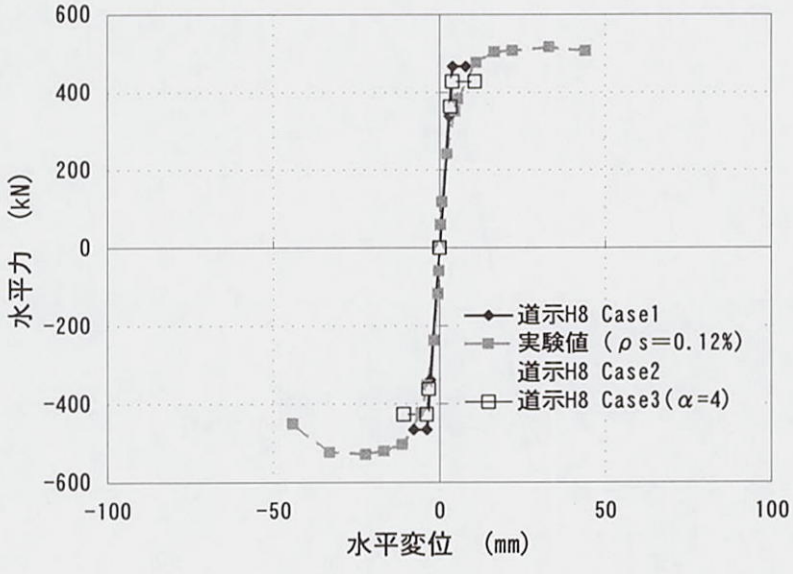


図-3.4.7 UNIT8 [帯筋：D6@200 ρ_s=0.12%]

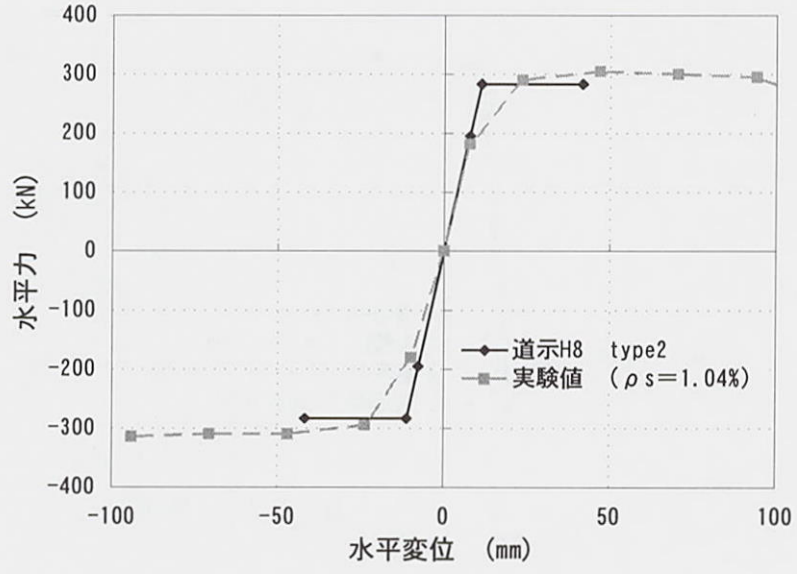


図-3.4.8 UNIT9 [帯筋：R10@80 ρ_s=1.04%]

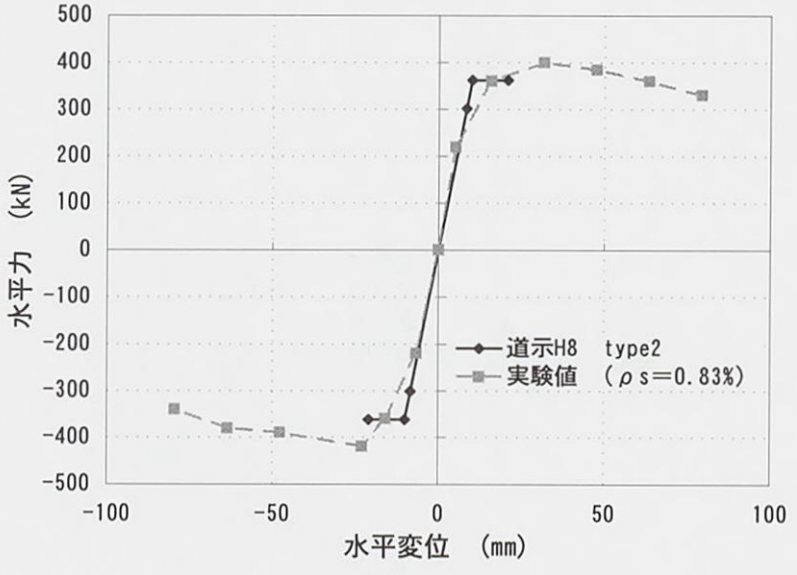


図-3.4.9 UNIT10 [帯筋：R10@100 ρ_s=0.83%]

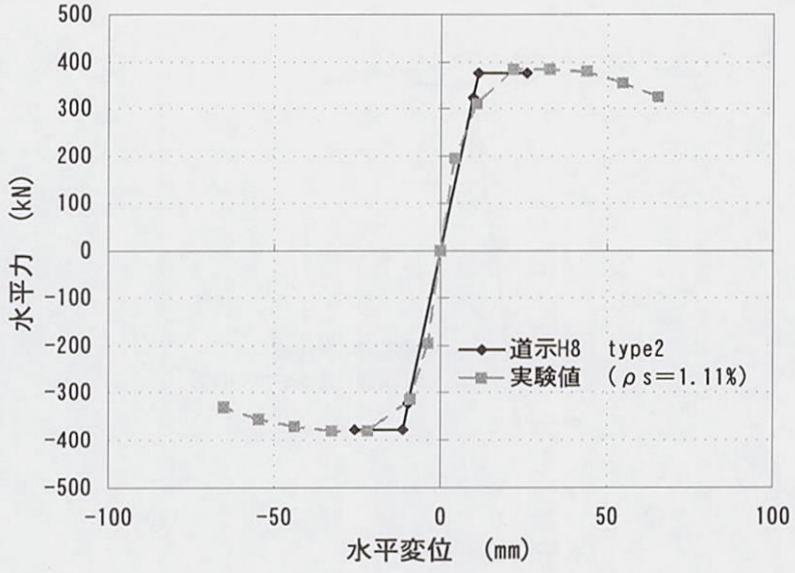


図-3.4.10 UNIT11 [帯筋：R10@75 ρ_s=1.11%]

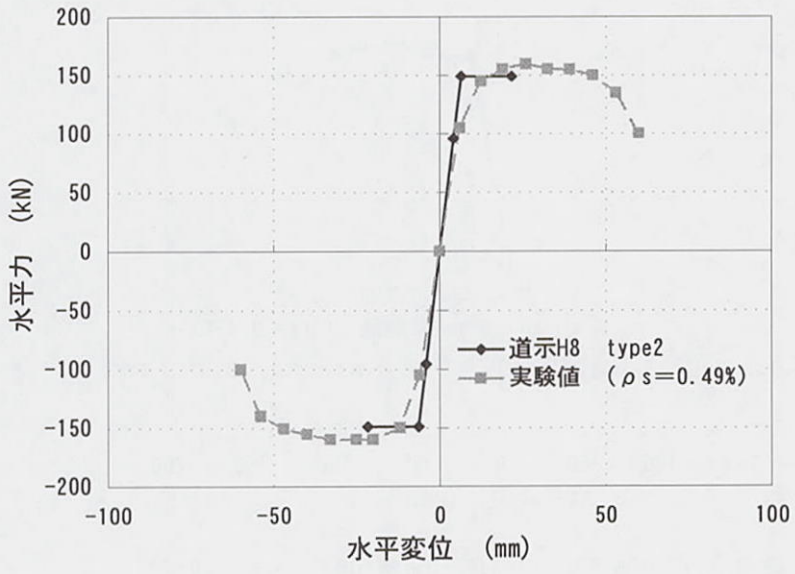


図-3.4.11 UNIT15 [帯筋：D6@100 ρ_s=0.49%]

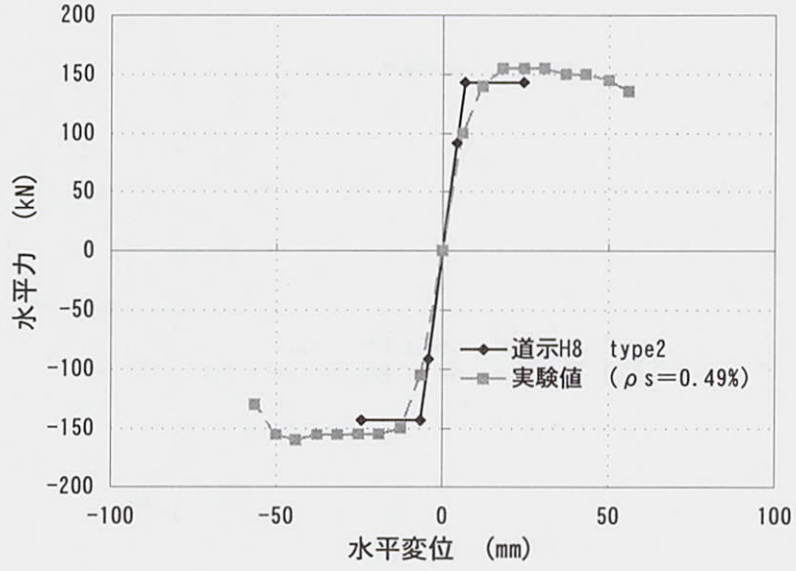


図-3.4.12 UNIT16 [帯筋：D6@100 ρ_s=0.49%]

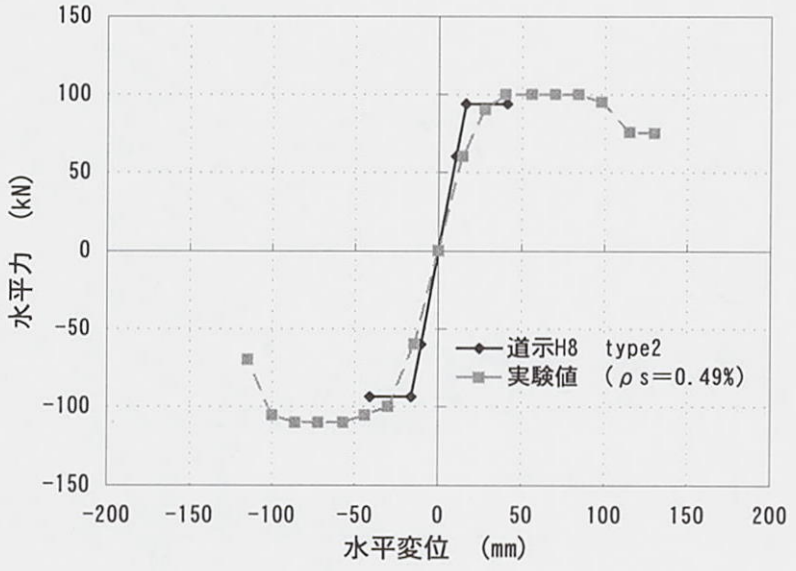


図-3.4.13 UNIT17 [帯筋：D6@100 ρ_s=0.49%]

３．５　インターロッキング配筋とした時の鉄筋量の低減効果

3.5.1　概要

本節では、インターロッキング配筋とした時の鉄筋量の低減効果を見るために、元々矩形断面にて設計されていたものをインターロッキング型配筋の小判断面に設計変更した場合の計算例４ケースを示す。

なお、本節におけるインターロッキング式橋脚の設計計算では、3.4 に示したように、道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法に基づく計算では変形性能をかなり過小評価していること、これまでの実験データによると、体積比 0.3%以上の帯鉄筋を配置したインターロッキング橋脚のタイプⅡの地震動に対する塑性率は、最低でも $\delta_u / \delta_y = 6$（許容塑性率では $\mu a = 4.33$）が確保できていることから、$\delta_u = 6 \times \delta_y$ として計算を行った。

なお、これまでに行われている交番載荷試験の結果はタイプⅡ地震動に対応するものであるとの考え方から、タイプⅠ地震動に関しては道路橋示方書に準拠して計算を行っている。

一方、実験結果からはインターロッキング橋脚のせん断耐力は道路橋示方書耐震設計編による計算値よりも大きいことが示唆されているが、せん断破壊型のデータが少ないことから、せん断耐力の計算は道路橋示方書に準拠した。

設計変更においては、基礎構造の設計変更を不要とするために以下の点に留意している。

①断面積が元設計の矩形断面と同等となるように断面寸法を定める。

②橋軸下端断面の曲げ耐力が元設計の矩形断面以下となるように軸方向鉄筋の配筋を定める。

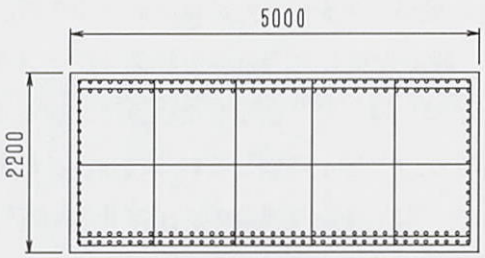
断面寸法については、元設計の矩形断面内に収めることを基本としているが、ケース１では元設計が壁式橋脚であり、橋軸直角方向の設計に余裕があるため、橋軸直角方向の断面寸法を、スパイラル筋の重なりの程度が適切になるように縮小している。また、橋軸方向の断面寸法を元設計以内に抑えると軸方向鉄筋量が多くなり不経済であるため、橋軸方向の断面寸法を拡大している。

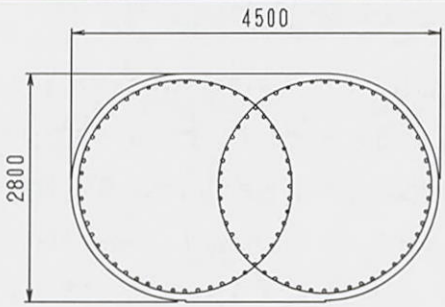
3.5.2　試計算結果

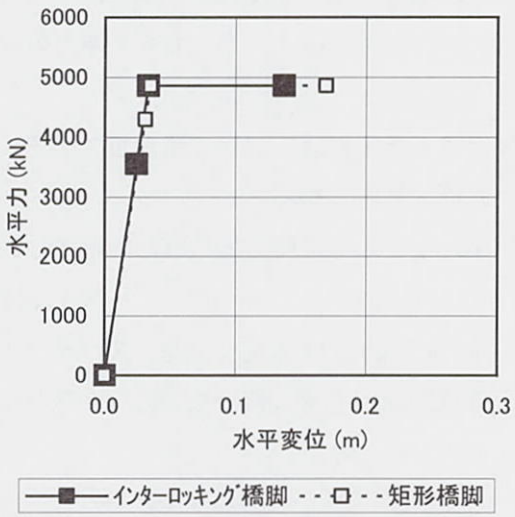
以下の表-3.5.1～表-3.5.4 に各ケースの比較表を示す。なお、各ケースの比較表には、設計が決定される橋軸方向についての水平荷重－水平変位関係を示した。ここで、算定されるインターロッキング型配筋橋脚の終局変位は矩形断面橋脚よりも若干小さくなっているものの、十分な耐震性能（保有水平耐力）を有している。

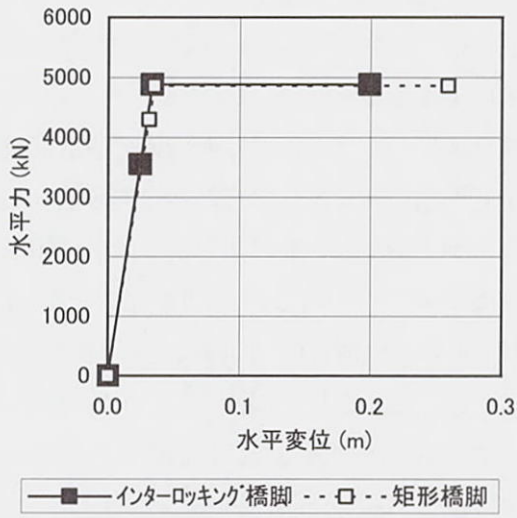
試算の結果、橋脚躯体に使用するコンクリートの量は、はぼ同等か、最大で17%程度減少することができている。また、主鉄筋量は、鉄筋は位置の関係から一部増加しているケースも見られるが、横方向鉄筋量としては中間拘束筋を省略できる効果が顕著に現れ、13%から最大で約 60%も減少している。その結果、合計の鉄筋量としては17%～22%程度減少しており、インターロッキング式橋脚が合理的な配筋方法であることを示唆している。

表-3.4.1　矩形壁式橋脚からインターロッキング型配筋橋脚への変更例

<table>
<tr><th></th><th>矩形橋脚</th><th>ｲﾝﾀｰﾛｯｷﾝｸﾞ橋脚</th></tr>
<tr><td>断面形状
配筋</td><td> 

橋脚高さ　10.0m
軸方向鉄筋　D32－182 本
帯鉄筋　D16 @150mm</td><td> 

橋脚高さ　10.0m
軸方向鉄筋　D32－102 本
帯鉄筋　D19 ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋 @100mm</td></tr>
<tr><td>Ｐδ関係</td><td> 

橋軸直角方向タイプⅠ地震動</td><td> 

橋軸直角方向タイプⅡ地震動</td></tr>
<tr><td>軸方向
鉄筋比</td><td colspan="2">0.0131</td><td colspan="2">0.0107</td></tr>
<tr><td rowspan="2">横拘束
鉄筋比</td><td>橋軸方向　0.0053</td><td rowspan="2" colspan="2">0.0044</td></tr>
<tr><td>橋軸直角方向　0.0060</td></tr>
<tr><td rowspan="2">許容
塑性率</td><td>橋軸方向　2.29(ﾀｲﾌﾟⅠ),　5.28(ﾀｲﾌﾟⅡ)</td><td>橋軸方向　2.05(ﾀｲﾌﾟⅠ),　4.33(ﾀｲﾌﾟⅡ)</td></tr>
<tr><td>橋軸直角方向　1.74(ﾀｲﾌﾟⅠ),　3.62(ﾀｲﾌﾟⅡ)</td><td>橋軸直角方向　1.84(ﾀｲﾌﾟⅠ),　4.33(ﾀｲﾌﾟⅡ)</td></tr>
<tr><td>決定 Case</td><td>橋軸方向タイプⅡ地震動作用時</td><td>橋軸方向タイプⅡ地震動作用時</td></tr>
<tr><td rowspan="4">躯体数量</td><td>ｺﾝｸﾘｰﾄ　110.0 m³　(1.000)</td><td>ｺﾝｸﾘｰﾄ　109.2 m³　(0.993)</td></tr>
<tr><td>軸方向鉄筋　13992 kg　(1.000)</td><td>軸方向鉄筋　11347 kg　(0.811)</td></tr>
<tr><td>横方向鉄筋　4698 kg　(1.000)</td><td>横方向鉄筋　4107 kg　(0.874)</td></tr>
<tr><td>鉄筋合計　18689 kg　(1.000)</td><td>鉄筋合計　15454 kg　(0.827)</td></tr>
</table>

表-3.4.2　矩形橋脚からインターロッキング型配筋橋脚への変更例①

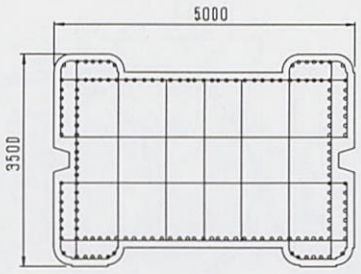
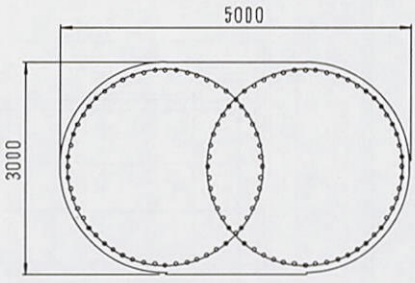
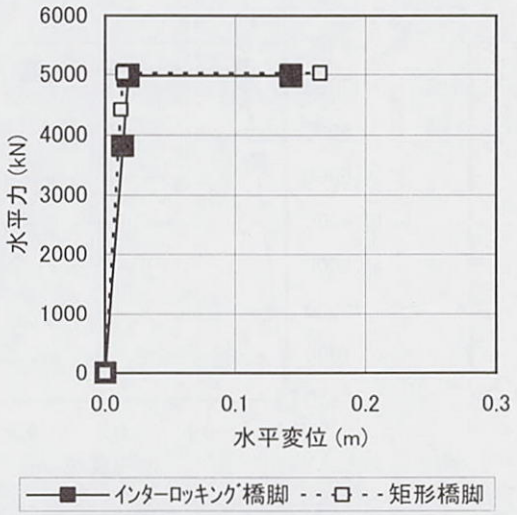
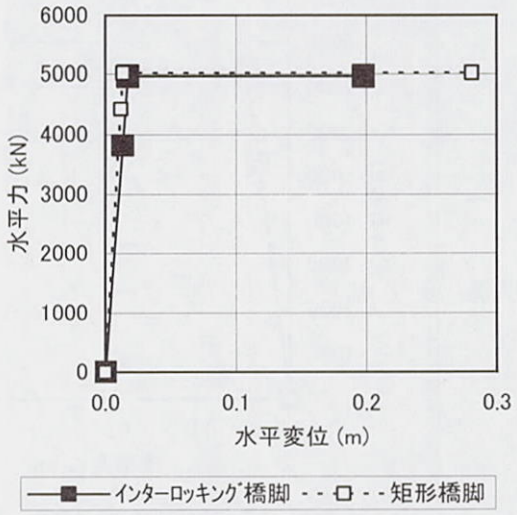
	矩形橋脚	ｲﾝﾀｰﾛｯｷﾝｸﾞ橋脚
断面形状 配筋	 **橋脚高さ**　8.3m **軸方向鉄筋**　D32－94本＋D19－58本 帯鉄筋　D16@150mm	 **橋脚高さ**　8.3m 軸方向鉄筋　D25－110本 帯鉄筋　D19ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋　@100mm
Ｐδ関係	 **橋軸直角方向タイプⅠ地震動**	 **橋軸直角方向タイプⅡ地震動**
軸方向 鉄筋比	0.0034	0.0043
横拘束 鉄筋比	橋軸方向　0.0066 橋軸直角方向　0.0053	0.0041
許容 塑性率	橋軸方向　4.66(ﾀｲﾌﾟⅠ)，13.91(ﾀｲﾌﾟⅡ) 橋軸直角方向　3.41(ﾀｲﾌﾟⅠ)，9.11(ﾀｲﾌﾟⅡ)	橋軸方向　3.38(ﾀｲﾌﾟⅠ)，7.87(ﾀｲﾌﾟⅡ) 橋軸直角方向　2.46(ﾀｲﾌﾟⅠ)，5.37(ﾀｲﾌﾟⅡ)
決定 Case	**橋軸方向タイプⅡ地震動作用時**	**橋軸方向タイプⅠ地震動作用時**
躯体数量	ｺﾝｸﾘｰﾄ　129.6 m³　(1.000) **軸方向鉄筋**　4540 kg　(1.000) 横方向鉄筋　5883 kg　(1.000) 鉄筋合計　10423 kg　(1.000)	ｺﾝｸﾘｰﾄ　108.5 m³　(0.837) **軸方向鉄筋**　4755 kg　(1.047) 横方向鉄筋　3779 kg　(0.642) 鉄筋合計　8534 kg　(0.819)

表-3.4.3　矩形橋脚からインターロッキング型配筋橋脚への変更例②

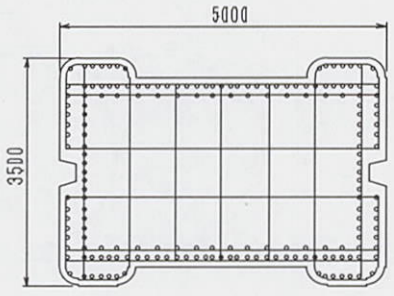
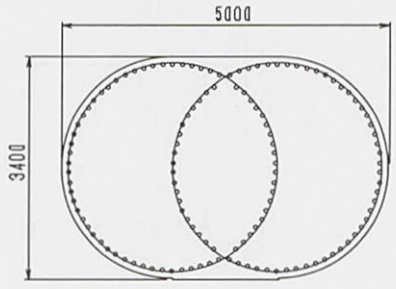
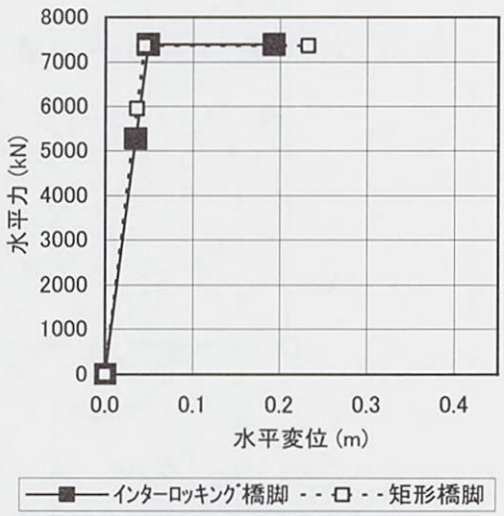
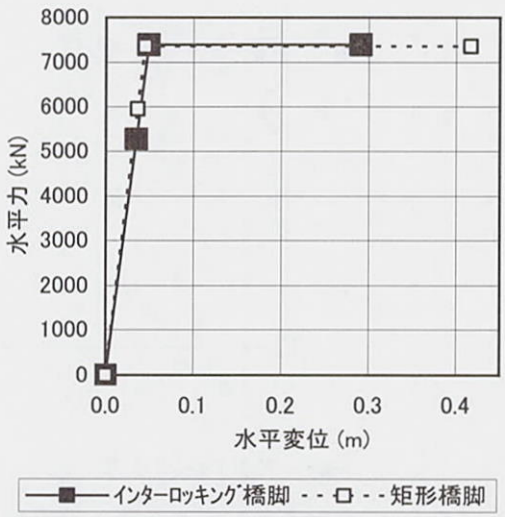
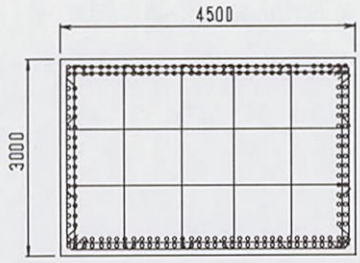
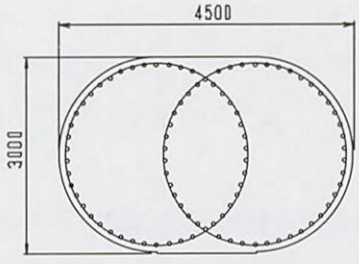
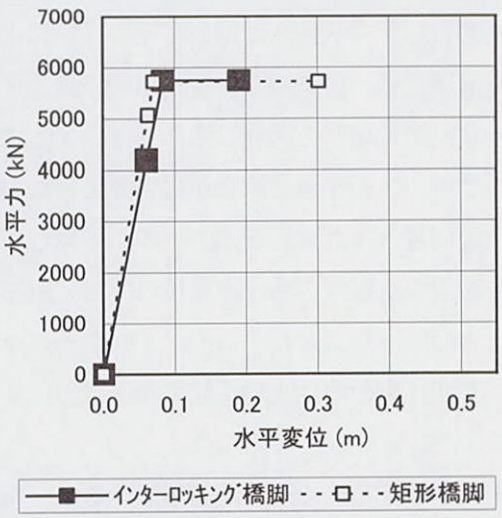
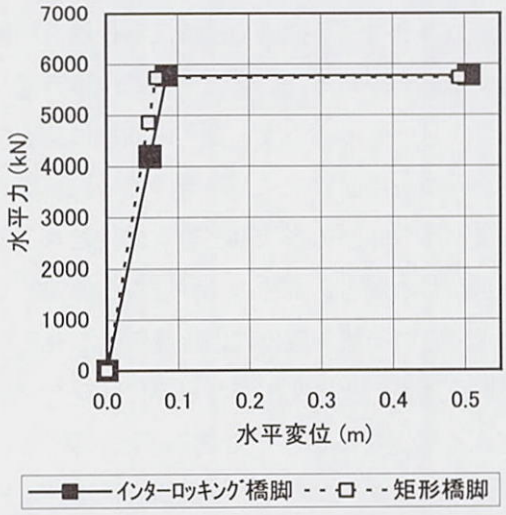
	矩形橋脚	ｲﾝﾀｰﾛｯｷﾝｸﾞ橋脚
断面形状 配筋	 **橋脚高さ**　12.3m **軸方向鉄筋**　D35－130 本 ＋D29－50 本 帯鉄筋　D19 @150mm	 **橋脚高さ**　12.3m 軸方向鉄筋　D38－128 本 帯鉄筋　D22 ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋 @100mm
Ｐδ関係	 **橋軸直角方向タイプⅠ地震動**	 **橋軸直角方向タイプⅡ地震動**
軸方向 鉄筋比	0.0100	0.0101
横拘束 鉄筋比	橋軸方向　0.0102 橋軸直角方向　0.0098	0.0048
許容 塑性率	橋軸方向　2.41(ﾀｲﾌﾟⅠ),　2.16(ﾀｲﾌﾟⅡ) 橋軸直角方向　6.57(ﾀｲﾌﾟⅠ),　5.64(ﾀｲﾌﾟⅡ)	橋軸方向　2.00(ﾀｲﾌﾟⅠ),　4.33(ﾀｲﾌﾟⅡ) 橋軸直角方向　1.77(ﾀｲﾌﾟⅠ),　4.33(ﾀｲﾌﾟⅡ)
決定 Case	**橋軸方向タイプⅠ地震動作用時**	**橋軸方向タイプⅠ地震動作用時**
躯体数量	ｺﾝｸﾘｰﾄ　192.1 m³　(1.000) **軸方向鉄筋**　18352 kg　(1.000) 横方向鉄筋　14257 kg　(1.000) 鉄筋合計　32609 kg　(1.000)	ｺﾝｸﾘｰﾄ　178.6 m³　(0.930) **軸方向鉄筋**　17218 kg　(0.938) 横方向鉄筋　8277 kg　(0.581) 鉄筋合計　25496 kg　(0.782)

表-3.4.4　矩形橋脚からインターロッキング型配筋橋脚への変更例③

	矩形橋脚	ｲﾝﾀｰﾛｯｷﾝｸﾞ橋脚
断面形状 配筋	 **橋脚高さ**　15.0m **軸方向鉄筋**　D32－200 本 帯鉄筋　D19 @150mm	 **橋脚高さ**　15.0m 軸方向鉄筋　D51－90 本 帯鉄筋　D19 ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋 @125mm
Ｐδ関係	 **橋軸直角方向タイプⅠ地震動**	 **橋軸直角方向タイプⅡ地震動**
軸方向 鉄筋比	0.0118	0.0158
横拘束 鉄筋比	橋軸方向　0.0087 橋軸直角方向　0.0085	0.0033
許容 塑性率	橋軸方向　2.08(ﾀｲﾌﾟⅠ),　5.02(ﾀｲﾌﾟⅡ) 橋軸直角方向　1.86(ﾀｲﾌﾟⅠ),　4.05(ﾀｲﾌﾟⅡ)	橋軸方向　1.42(ﾀｲﾌﾟⅠ),　4.33(ﾀｲﾌﾟⅡ) 橋軸直角方向　1.34(ﾀｲﾌﾟⅠ),　4.33(ﾀｲﾌﾟⅡ)
決定 Case	**橋軸方向タイプⅡ地震動作用時**	**橋軸方向タイプⅡ地震動作用時**
躯体数量	ｺﾝｸﾘｰﾄ　202.5 m³　(1.000) **軸方向鉄筋**　21979 kg　(1.000) 横方向鉄筋　13381 kg　(1.000) 鉄筋合計　35360 kg　(1.000)	ｺﾝｸﾘｰﾄ　173.5 m³　(0.857) **軸方向鉄筋**　25615 kg　(1.165) 横方向鉄筋　5183 kg　(0.387) 鉄筋合計　30798 kg　(0.871)

3．6　研究目標の設定

前節までに示したインターロッキング式橋脚の耐震性に関する既往の研究や諸外国における耐震設計基準、ならびに既往の実験データに対する解析的な検証結果等を踏まえ、わが国においてインターロッキング式橋脚を普及させていくために必要な検討項目を整理すると、以下のようになる。

3.6.1　耐震性能の評価方法に関する事項

（1）曲げ耐力の評価方法

インターロッキング式橋脚は、横拘束の方法に特徴のある構造であることから、曲げ耐力の評価については、従来の鉄筋コンクリート構造の場合と同様に評価ができる。このことは、前節に示した実験値と解析結果の比較からもわかる。

（2）塑性変形性能の評価方法

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を評価するためには、帯鉄筋またはスパイラル筋による拘束効果を把握する必要がある。例えば、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋による拘束効果はコンクリートの応力度－ひずみ曲線に反映され、拘束効果に応じて終局ひずみを評価することができる。インターロッキング式スパイラル筋の拘束効果については、まだ十分に明らかにされていないが、原理的には、スパイラル筋の形状直径を有効長とする円形拘束と同等とみなすことができるのではないかと考えられる。しかしながら、既往の実験結果と比較すると、そのような仮定のもと道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づいて求められる終局変位は過小評価となっていることもわかった。したがって、インターロッキング式の配筋が拘束効果に及ぼす影響ならびにインターロッキング式橋脚の塑性変形性能の評価について、実験結果を精度良く推定することができる手法を新たに提案する必要があると考えられる。

また、インターロッキング式橋脚には、フープ筋とスパイラル筋の両方が適用できるが、施工性の観点からは、スパイラル筋の方が施工しやすい。フープ筋とスパイラル筋の拘束効果の違いについては、具体的な検討はされていないが、塑性変形性能はほとんど変わらないという実験結果もある。インターロッキング式橋脚の開発のためには、スパイラル筋を用いた場合の塑性変形性能の評価方法が必要になると考えられる。

（3）せん断耐力の評価方法

インターロッキング式橋脚について、せん断耐力に関して注意する必要があるのは、断面の長辺に平行な方向に地震力を受ける場合の評価方法である。ただし、従来から適用されているトラス理論に基づいてフープ筋またはスパイラル筋のせん断抵抗力を評価できるように、フープ筋またはスパイラル筋を重ね合わせる長さを配筋細目として規定することができる。諸外国における基準では、既に重ね合わせる長さの最小値が規定されており、これを満足すれば、従来のトラス理論によってせん断耐力の評価ができるようになっている。

（4）配筋細目

インターロッキング式橋脚に固有な配筋細目としては、フープ筋またはスパイラル筋の中心間隔ならびにInterlocking Barの最小本数がある。いずれも、２組のフープ筋またはスパイラル筋のかみ合わせ効果を確実

にするための配筋細目である。フープ筋またはスパイラル筋の中心間隔については、最近の研究では、フープ筋またはスパイラル筋の形状直径の 75%まで広げても耐震性能上は問題ないことが確認されている。Interlocking Bar については、厳密な研究は行われていないが、Interlocking Bar に求められる性能を踏まえると、配筋の合理化を図れる余地があるものと考えられる。

3.6.2 インターロッキング式橋脚の応用

（1）大断面な橋脚への適用方法

インターロッキング式橋脚は、海外での研究や実構造物における適用事例を見ても、一般に２組のフープ筋またはスパイラル筋をかみ合わせた配筋となっている。したがって、断面形状としては縦横比で１：２程度の長方形が中心となっている。しかしながら、わが国においては、幅の広い壁式橋脚や小判形橋脚も多く、インターロッキング式橋脚の適用性を広めるためには、このような幅の広い断面に対する応用方法について検討を行っていく必要がある。具体的には、図-3.5.1 に示すように、３組以上のフープ筋またはスパイラル筋をかみ合わせたインターロッキング式橋脚が有用であると考えられる。

また、インターロッキング式橋脚では、フープ筋またはスパイラル筋により内部コンクリートは円形拘束されるが、円形拘束では、断面寸法が大きくなると拘束効果が低下するため、インターロッキング式橋脚を採用する意義が小さくなる。そこで、断面寸法の大きな橋脚に対しては、例えば、図-3.5.2 に示すように、地震時に圧縮域となる領域のみを形状直径の小さいインターロッキングスパイラル筋により拘束する方法が有効ではないかと考えられる。

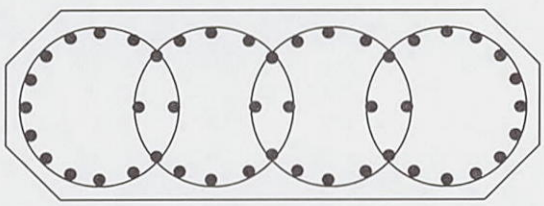


図-3.6.1　多連インターロッキング式橋脚の配筋例

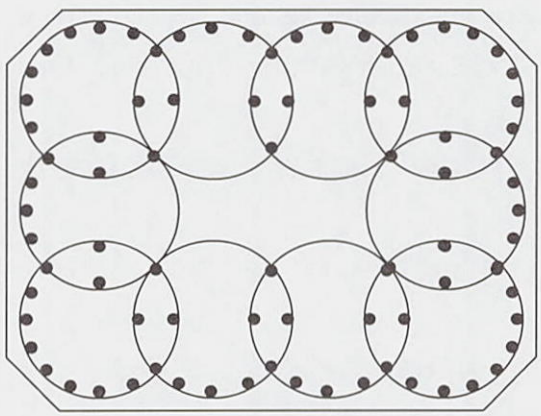


図-3.6.2　大断面におけるインターロッキング式橋脚の配筋例

（2）高強度鉄筋の適用

近年、下部構造への高強度材料の適用を検討する例が増えており、本共同研究においても、コンクリートや鉄筋の強度を高めることにより、その量を減らし、配筋の施工性の改善を目標とした課題が設定されている。インターロッキング式橋脚においては、鉄筋の建込み等、施工性の観点からはスパイラル筋を適用する方が施工しやすいが、配筋の合理化という観点では、ＰＣストランド等の高強度材料をスパイラル筋に適用することが有用ではないかと考えられる。高強度材料を活用した配筋合理化技術に関しては、第２章にレビューを示しているが、塑性変形性能やせん断耐力の評価方法等、高強度材料を適用する上で検討すべき課題がある。

参考文献

1) 井ヶ瀬，野村，黒岩，宮城：インターロッキング式橋脚の耐震性能および施工方法について，コンクリート工学，Vol.40，No.2，p.37～p.46，2002.2

2) 建設省土木研究所　耐震技術研究センター耐震研究室：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究　（その3）鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化の検討，土木研究所研究資料，2000.11

3) 藤倉，川島，庄司，張，武村：インターロッキング式帯鉄筋を有するRC橋脚の耐震性：土木学会論文集，No.640/I-50，p.71～p.88，2000.1

4) H.Tanaka，R.Park：SEISMIC DESIGN AND BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH INTERLOCKING SPIRALS，ACI STRUCTUAL JOURNAL，1993.3-4

5) G.C.BUCKINGHAM，D.I.MCLEAN，C.E.NELSON：TESTS OF CONCRETE BRIDGE COLUMNS WITH INTERLOCKING SPIRAL REINFORCEMENT，TRANSPORTATION RESERCH BOARD，72ND ANNUAL MEETING，1993.1.

6) 柳下，田中，R.PARK：インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート柱の繰り返し荷重下における挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，1997.

7) 柳下，田中，R.PARK：インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能，土木学会論文集，　No.662/V-49，ｐ.91-103，2000.11

8) AASHTO：LRFD Bridge Design Specifications，SI Units，Second Edition，1998

9) Caltrans：Bridge Design Specifications

10) CEN：Eurocode8-Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures，1998

＜研究担当＞　土木研究所，東急建設株式会社

第４章　プレストレス導入構造を活用した配筋合理化技術

４．１　はじめに

4.1.1　研究目的

本研究の目的は、帯鉄筋・中間帯鉄筋にＰＣ鋼材やプレストレストコンクリートを用いることにより、高じん性コンクリート構造の配筋の合理化を実現することである。

現状のＲＣ橋脚では、帯鉄筋・中間帯鉄筋により基部コンクリートを拘束し、主鉄筋の座屈の防止を図っている。ところが、多量の中間帯鉄筋が必要となり、両端に半円フックとする加工形状が求められ、配筋作業が困難なものとなっている。

本研究は、帯鉄筋・中間帯鉄筋に高強度、高剛性のＰＣ鋼材、プレストレストコンクリートを用いることにより、より高いコンクリートの拘束効果、軸鉄筋の座屈防止効果を得ることができることを確認し、帯鉄筋・中間帯鉄筋量を減じることにより配筋の合理化、省力化を実現することを目的とする。

4.1.2　背景

本研究の背景となる技術として、既設壁式橋脚の補強工法として開発されているアラミドロッドを用いる補強工法（ＡＷＳ工法）と、高橋脚を効率的に施工することを目的とした、帯鉄筋を組み込んだプレキャストパネルを用いた橋脚の施工方法（ＳＰＥＲ工法）がある。

ＡＷＳ工法とは、鉄筋により補強した根巻きコンクリートと緊張力を与えたアラミドロッドを帯鉄筋、中間帯鉄筋として使用し、橋脚基部のコンクリート、主鉄筋を拘束することにより、既設壁式橋脚を補強している。ここで使用しているアラミドロッドの配置は、通常の中間帯鉄筋より間隔を広げており、中間拘束材本数が少なくしても高じん性化が実現できている。この技術から、帯鉄筋・中間帯鉄筋に高強度、高剛性化すれば、帯鉄筋・中間帯鉄筋量、特に中間帯拘束材量（本数）を減じることが可能であると考えられる。

またＳＰＥＲ工法とは、あらかじめ帯鉄筋を埋設したプレキャスト型枠により橋脚内外面を形成し、内部にコンクリートを打込み合成構造とする工法である。プレキャスト型枠は、施工時には、型枠として、完成時には、本体の一部として機能するものとなっている。

ＳＰＥＲ工法により、現場での帯鉄筋、中間帯鉄筋の組み立て作業が不要となり、さらに型枠作業も省力化でき、高所足場上の作業が大幅に縮減できるとい利点を有している。ただし、断面が大型化した場合、製造、運搬等の制約からプレキャストパネルを鉛直方向に分割する必要があり、このため帯鉄筋・中間帯鉄筋の接続作業が必要となっている。現時点では、帯鉄筋・中間帯鉄筋を鉄筋機械継ぎ手や金属製治具と高張力ボルトなどを用いて接続しているが、その量も多く、中間帯鉄筋の場合は作業場所が断面内の狭隘な空間となり、施工上の障害となっている。ここで、帯鉄筋・中間帯鉄筋の量（本数）を減じることができれば、より一層の効率化が実現できると考えられる。

以上のことから、本研究は、ＡＷＳ工法の開発成果を踏まえ、ＰＣ材、プレストレスの利用をより一般的な橋脚に適用することを目指すとともに、この結果をＳＰＥＲ工法に適用し、より一層の効率化を図るものである。

４．２　開発に当っての背景の技術

4.2.1　ＡＷＳ工法の概要　　〔　論文（１）　抄録　〕

ＡＷＳ工法は壁式橋脚の耐震補強を目的として開発されたものである。

断面の辺長比が３を超えるような壁式橋脚の耐震補強において、ＲＣ巻立て工法や鋼板巻立て工法を適用した場合、軸方向主鉄筋のはらみ出しを防止することができず、十分なじん性改善効果が期待できない。このため、壁式橋脚の耐震補強については、原則として中間貫通鋼材を配置することとなっている。中間貫通鋼材としては、一般に緊張しないＰＣ鋼棒が使用され、コンクリートの応力度～ひずみ曲線には考慮するものの、せん断耐力の計算では考慮されない場合もある。

これに対して、ＡＷＳ工法では、異形のアラミドＦＲＰロッドを用いて、壁厚方向にプレストレスを導入することにより、じん性の改善およびせん断耐力の向上を図るものである。

ＡＷＳ工法の有効性を検証するための載荷試験が実施された。供試体の概要を表-4.2.1、図-4.2.1に示す。載荷方法は載荷変位漸増方式正負交番繰り返し載荷とし、各変位振幅毎に３回の正負交番載荷を行っている。

実験結果として、載荷荷重と変位を表-4.2.2、荷重－変位履歴曲線の包絡線を図-4.2.2に示す。

また、図-4.2.3～図-4.2.6に、無補強供試体（No.1）とアラミド緊張有り供試体（No.6）、の損傷状況写真および載荷履歴曲線を示す。

表-4.2.1　試験体一覧

	巻立て工法	中間横拘束筋	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ	主鉄筋径	横拘束筋間隔
No.1	－	－	－	D13	－
No.2	鋼板+RC根巻き	－	－	D13	－
No.3	鋼板+RC根巻き	鉄筋D16	－	D13	50cm
No.4	鋼板+RC根巻き	PC鋼棒φ7.1	－	D13	50cm
No.5	鋼板+RC根巻き	ｱﾗﾐﾄﾞﾛｯﾄﾞφ6	－	D13	50cm
No.6	鋼板+RC根巻き	ｱﾗﾐﾄﾞﾛｯﾄﾞφ6	3tf/本	D13	50cm
No.7	鋼板+RC根巻き	ｱﾗﾐﾄﾞﾛｯﾄﾞφ6	2tf/本	D16	50cm
No.8	鋼板+RC根巻き	ｱﾗﾐﾄﾞﾛｯﾄﾞφ6	3tf/本	D13	75cm

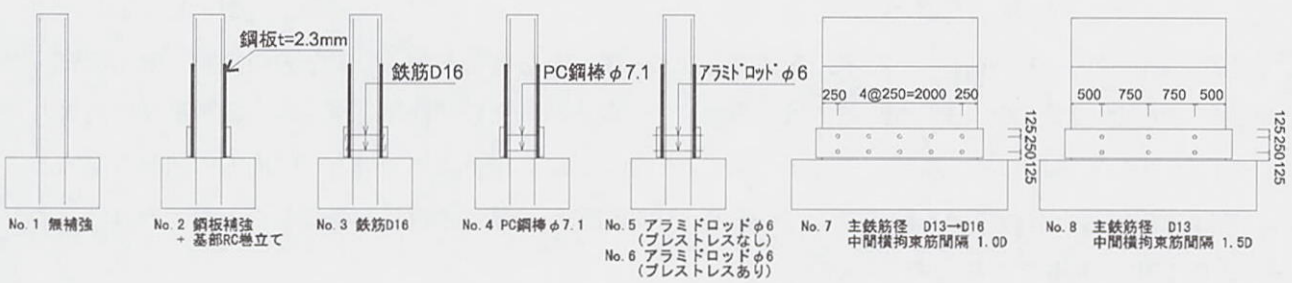


図-4.2.1　供試体の概要図

表-4.2.2　水平荷重と変位

	補強方法		水平荷重(tf)			変位(mm)		塑性率
	横拘束筋	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ	降伏荷重	最大荷重	終局荷重	降伏変位	終局変位	
No.1	－	－	56.5	62.2	55.7	9.8	58.6	5
No.2	－	－	58.7	62.9	58.4	5.8	47.0	8
No.3	鉄筋D16	なし	54.7	63.9	57.6	6.6	78.4	12
No.4	PC鋼棒φ7.1	なし	51.8	61.5	54.6	6.0	72.2	12
No.5	アラミドロッドφ6	なし	51.8	61.8	54.6	5.5	77.2	14
No.6	アラミドロッドφ6	3tf/本	55.6	71.6	58.8	6.0	77.6	13
No.7	アラミドロッドφ6	2tf/本	72.5	92.6	81.9	6.2	86.8	14
No.8	アラミドロッドφ6	3tf/本	60.6	66.0	62.5	6.9	75.6	11

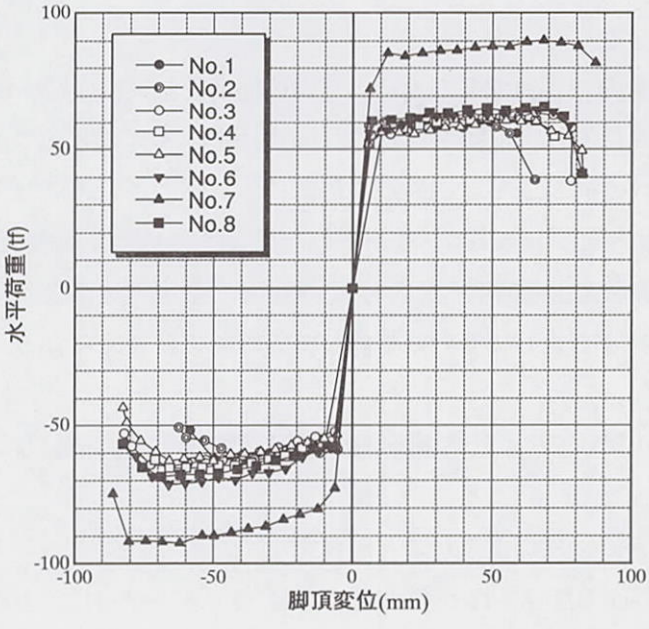


図-4.2.2　荷重－変位履歴曲線包絡線図



図-4.2.3　無補強供試体基部状況
（鉄筋はらみだし）

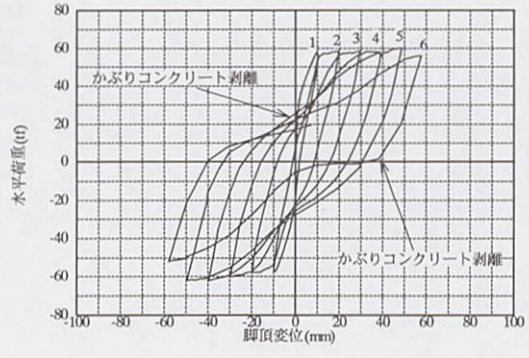


図-4.2.4　履歴曲線（No.1 無補強供試体）



図-4.2.5　アラミド補強供試体基部状況

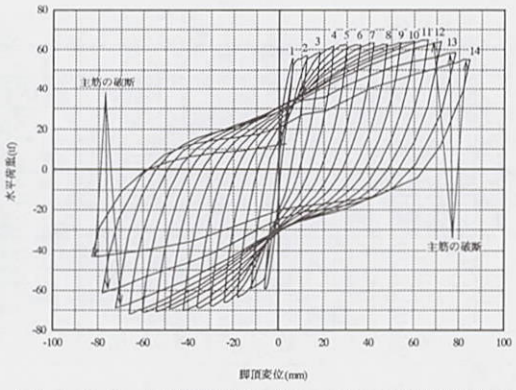


図-4.2.6　履歴曲線（No.6 ｱﾗﾐﾄﾞ補強供試体）

実験の結果、中間拘束材を配置することにより、終局変位が大幅に増加し、じん性が改善されている。

また、中間拘束材にプレストレスを導入していない場合は、終局時に近づくと主鉄筋のはらみ出しが生じ始め、その後耐力は緩やかに低下し、主鉄筋の破断により耐力が急速に低下して実験を終了している。

これに対し、中間拘束材にプレストレスを導入した場合は、主鉄筋の破断により耐力が低下したが、鉄筋のはらみ出しは生じず、載荷水平荷重も最大となった。また、根巻きコンクリートにも軽微な損傷が生じておらず、この部分が拘束部材として有効に機能していたものと考えられる。

以上の実験により、ＡＷＳ工法は壁式橋脚の耐震補強工法として、高いじん性改善効果があることが確認できている。

さらにこの実験結果から、次のようなことが言える。

・本実験における橋脚外面の補強された剛性のあるコンクリート部材は、主鉄筋の座屈を拘束する部材として有効である。

・上記の拘束部材に合わせて、中間拘束材にプレストレスを導入すれば、より高い鉄筋座屈を拘束する効果が得られる。

このことから、帯鉄筋・中間帯鉄筋に高強度、高剛性化すれば、充分なじん性を保有したままで、帯鉄筋・中間帯鉄筋量、特に中間帯拘束材量（本数）を減じることが可能であると考えられる。

4.2.2　ＳＰＥＲ工法の概要　　〔　論文（２）　抄録　〕

ＳＰＥＲ工法とは、橋脚施工の合理化を目的として開発された技術である。

あらかじめ帯鉄筋を埋設したプレキャスト型枠により橋脚内外面を形成し、内部にコンクリートを打込み合成構造としている。プレキャスト型枠は、施工時には、型枠として、完成時には、本体の一部として機能する。

ＳＰＥＲ工法には、高橋脚タイプ（中空断面橋脚）、低橋脚タイプ（充実断面橋脚）があり、以下に最新の高橋脚タイプ（乙味川橋）の事例について述べる。

プレキャスト型枠の構造概要を図-4.2.7、中間帯材の構造を図-4.2.8に示す。構造上の特徴は、以下の通りである。

①厚さ100㎜、高さ1.25m、内外とも２分割の大型パネル（コの字形）としている。

②鉄筋組立作業を省力化するため、帯鉄筋をあらかじめ埋め込んでいる。

③プレキャスト型枠と後打ちコンクリートとの一体化は、プレキャスト型枠に埋め込んだずれ止め鋼材にて行う。

④プレキャスト型枠は品質・耐久性向上のため、設計基準強度 50 N／mm^2の高流動コンクリートを使用している。

⑤帯鉄筋を剛性の高い鉛直鋼材とUボルトで固定し、中間帯材（高張力ボルト）で接続することで中間帯鉄筋の機能を果たし、中間帯材のピッチ（軸方向）を約３倍にしている。

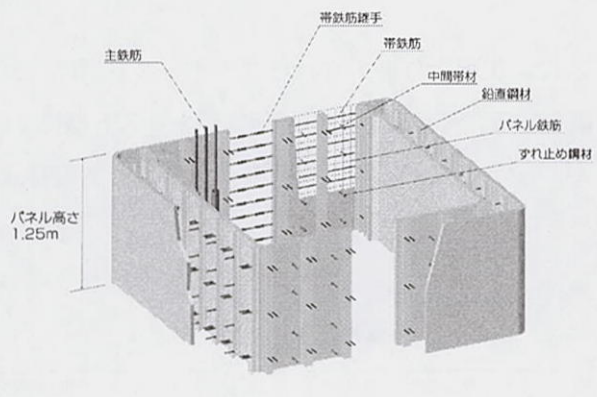


図-4.2.7　プレキャスト型枠

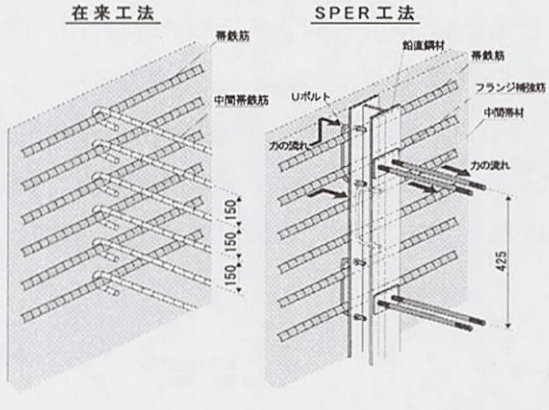


図-4.2.8　中間帯材の構造

本事例は入札時ＶＥとして実施されたものであり、ＳＰＥＲ工法の適用にあたり原設計と同等の構造特性を有するものとなるように設計している。30mを超える高橋脚であるため、震度法および地震時保有水平耐力設計法による静的解析に加え、非線形動的解析を実施し、橋脚の安全性が照査されている。

原設計とＳＰＥＲ工法案の断面形状および配筋形状の比較を図-4.2.9 に示す。断面形状は、原設計と同寸法とし、中空断面の内外に帯鉄筋を埋設したプレキャスト型枠（ｔ＝100㎜）を使用している。主鉄筋は、原設計の配列、鉄筋径、本数を基本としているが、鉛直鋼材の配置割付、プレキャスト型枠内部での作業スペ

ース等を考慮して配置している。帯鉄筋については、プレキャスト型枠（H＝1250mm）内の割付を考慮し、鉛直方向ピッチを@139mmとし、また中間帯材には、高張力ボルト（SCM440H）を使用し、鉛直方向に帯鉄筋３段に対し１段の割合で配置している。

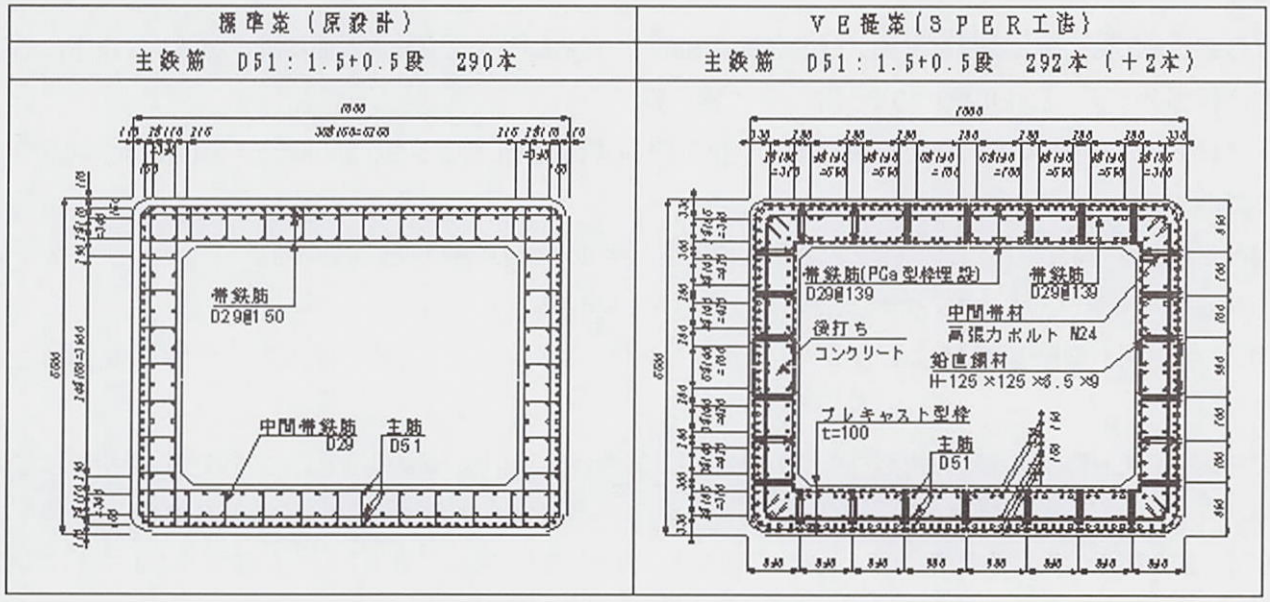


図-4.2.9　橋脚断面構造比較

ＳＰＥＲ工法の施工は次の手順で行われている。

在来工法と同様にまず足場、主鉄筋を組み立てる。次に、工場より搬入されたプレキャスト型枠（コの字形）を施工ヤードに設置した地組架台にてロの字形に接合する。そして、地組したプレキャスト型枠１段1.25mを図-4.2.10に示すように内枠、外枠の順に４段5m（1ロット）を架設し、後打ちコンクリートの打設を行う。橋脚工の施工フローを図-4.2.11に示す。

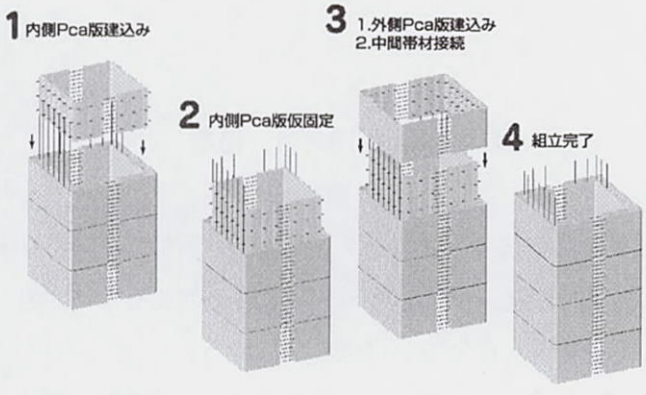


図-4.2.10　プレキャスト型枠の架設手順

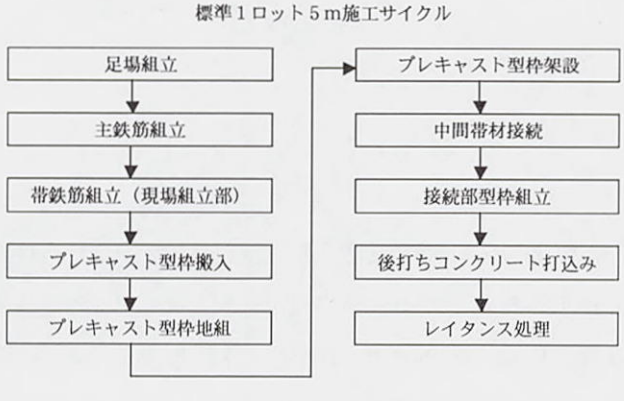


図-4.2.11　橋脚工施工フロー

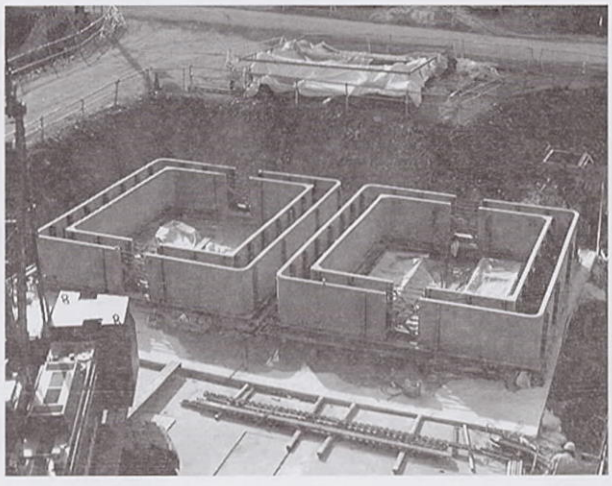


図-4.2.12　プレキャスト型枠の地組

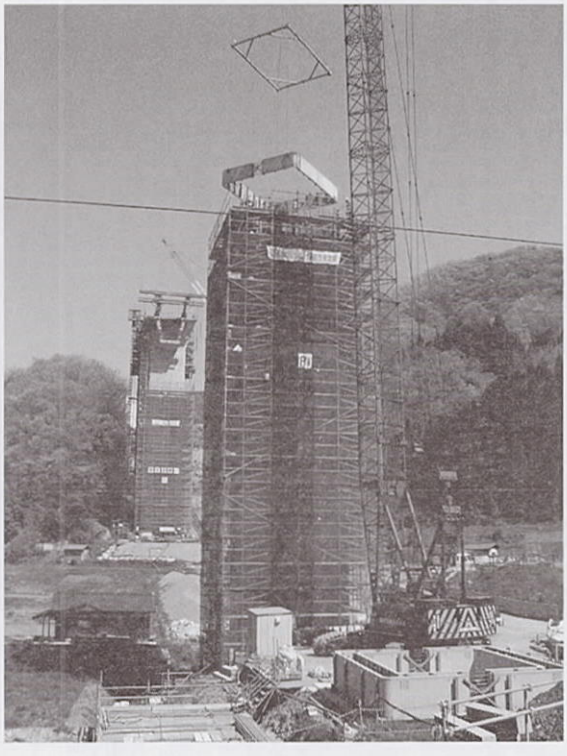


図-4.2.13　プレキャスト型枠架設

以上、ＳＰＥＲ工法には、以下の利点として次の事項があげられている。

①プレキャスト型枠にはあらかじめ帯鉄筋が埋設してあるため、現場での鉄筋、型枠作業が大幅に省力化でき工期を短縮することができる。

②工場で管理、製作されたプレキャスト型枠を使用するため、橋脚表面は美しい密実なコンクリート面となり、しかも熟練工が不要である。

③高所での足場上の作業が大幅に縮減でき、安全性の高い工法である。

ただし、プレキャストパネルを鉛直方向に分割する場合、このため帯鉄筋・中間帯鉄筋の接続に鉄筋機械継ぎ手や金属製治具と高張力ボルトなどを用いている。その量も多く、作業場所が断面内の狭隘な空間となり、施工上の障害となっていると考えられる。

帯鉄筋・中間帯鉄筋の量（本数）を減じることができれば、より一層の効率化が実現できると考えられる。

4.3　既往の研究

4.3.1　既往の研究の概要

RC 柱の塑性ヒンジ部における軸方向鉄筋のはらみ出し現象について議論している既往の研究を概観する。軸方向筋のはらみ出しが RC 柱の終局の起点として議論しているのは、朝津(2)、BAYRAK(3)、島(8)、須田(9)らである。このうち、はらみ出しの主要因がかぶりコンクリートの剥落としているのが島、須田らであり、主に帯鉄筋により拘束されていることにより座屈を抑止しているとするのが朝津、BAYRAK である。

BAYRAK は、鉄筋の支持間隔と初期不整をパラメータにして座屈実験を行い、塑性ヒンジにおける帯鉄筋間隔（全軸方向筋拘束型で）を鉄筋径の６倍以下にすることを推奨している。この実験結果は、日本の土木構造物橋脚の配筋詳細よりも一段と厳しい仕様を要求しており、コンクリート中に配置された軸方向筋のはらみ出し現象を正しく評価していないと思われる。

軸方向筋の座屈解析は、朝津は FEM でポスト座屈解析を、須田は座屈式の理論展開を行っている。材料特性は、軸方向鉄筋が塑性化しているとして見かけのヤング率を低減して解析している。初期不整は朝津が 1.0×10^{-5}(1/㎜)、須田がオイラー座屈モードの割合としている。軸方向鉄筋に作用する軸力は、朝津が 3 角形分布、須田が矩形分布としている。帯鉄筋のモデル化は、中間拘束筋に支持された両端固定梁として、バネ値を設定している。かぶりコンクリートのモデル化では、朝津は実験値を解析値の差異をかぶりの抵抗分として逆解析している。須田は、コンクリートの引張軟化モデルを用いている。島は実験から求めている。

軸方向筋のはらみ出しを抑制しようとする研究では、川島(1)、吉岡(6)が軸方向筋のアンボンド化をについて、松田(10)が拘束筋の配置方法について、吉岡(6)、飯干(13)が帯鉄筋にプレストレスを導入し拘束効果高める方法について、石橋(12)が柱の４隅を拘束することによる効果について、研究している。また、石橋(5)は、特定の条件下では帯鉄筋が無くとも大きなじん性率が確保できることを報告している。

4.3.2　既往の研究もとづく数値実験

(1)　両端固定はりの座屈解析

帯鉄筋の要求性能が座屈長の制限にあるとすれば、少なくとも座屈荷重が降伏荷重を超える限界座屈長以下の間隔で配置される必要がある。既往の研究から得られた情報を元に、図-4.3.1 に示すようなモデルで数値実験を行なった。

鉄筋径と弾性状態の限界座屈長の関係を図-4.3.2 に示す。SD345 を用いた場合、D32 で限界座屈長は 1220mm となる。鉄筋径に関わらず、鉄筋直径(d)の 38.5 倍になることが判る。このモデルでは、次式で与えられる。

$$l_{cr} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{E_0}{f_y}} \cdot \pi \cdot d$$

地震時における橋脚の軸方向鉄筋は塑性ひずみを蓄積しており、バウジンガー効果で見かけのヤング率が小さくなることが知られている。須田らは次式を用いて見掛けのヤング率を算出している。

$$E_b = -\frac{E_0}{6}\log_{10}(10\varepsilon_s)$$

この結果を図-4.3.3 に示す。鉄筋が塑性化すると見かけのヤング率は 0.1¯0.2 倍程度に減少し、オイラー座屈荷重は、ヤング率の 1 次関数で与えられるので、同様に低下することがわかる。

限界座屈長:座屈荷重が軸圧縮降伏耐力に相当する座屈長さ

ここで, Es=2.1E5N/mm², fsy＝350N/mm²

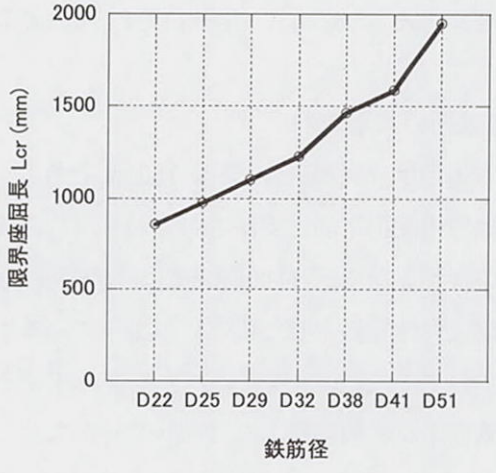


図-4.3.2　鉄筋径と限界座屈長の関係

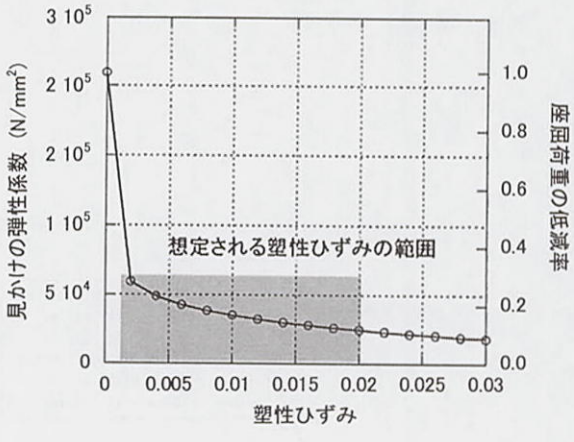


図-4.3.3　塑性ひずみと見かけのヤング率の関係

地震時の橋脚では、ある曲率を有し、内部拘束コンクリートの横膨張し、軸方向鉄筋の抜出しなどが生じ、軸方向鉄筋に不均等な弱点が生じていることが想像される。ここでは、弱点として 1 次座屈モード形状の初期不

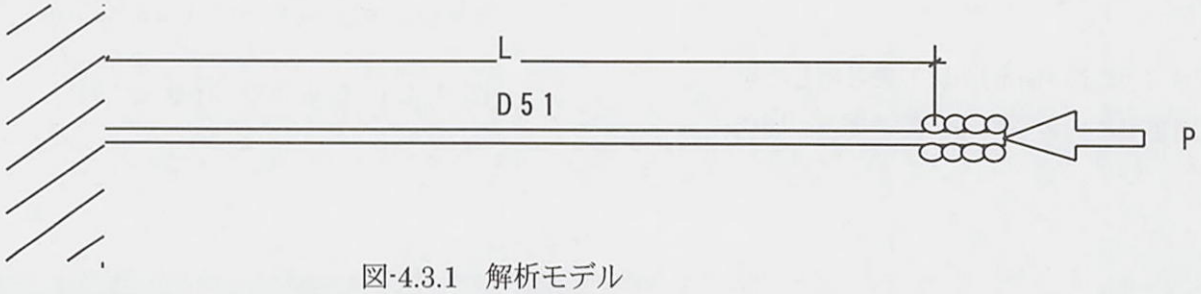


図-4.3.1　解析モデル

整を鉄筋径の倍数をして与えた線形座屈解析を行った。初期不整の最大値が鉄筋径の 0.2 倍の場合（この位でかぶりコンクリートが剥落すると想定）、座屈荷重は初期不整を有さない場合の 0.9 倍になる。

上記 3 つの要因で、軸方向鉄筋の固定間隔は鉄筋径の $38.5\times\sqrt{((0.1\sim0.2)\times0.9)}=11.6\sim16.2$ 倍以下である必要がある。D32、D51 で、それぞれ 400mm、650mm 程度の固定が必要であることになる。

(2) 帯鉄筋のバネ値

国内規定は、帯鉄筋ピッチは 150mm であるが、1m間隔で中間拘束筋に支持されており、(1)の検討とは条件が異なる。既往の研究では、軸方向鉄筋は帯鉄筋に弾性支持された梁として扱っている場合が多い。ここでは、帯鉄筋のバネ値を算出する。

帯鉄筋のバネ値の算出は、朝津の研究に従う。また、特殊なケースとして帯鉄筋に PC 鋼棒を用いた場合のバネ値も合わせて表記する。PC 鋼棒の場合は、曲げ剛性の他に導入される緊張力による幾何剛性も考慮している。

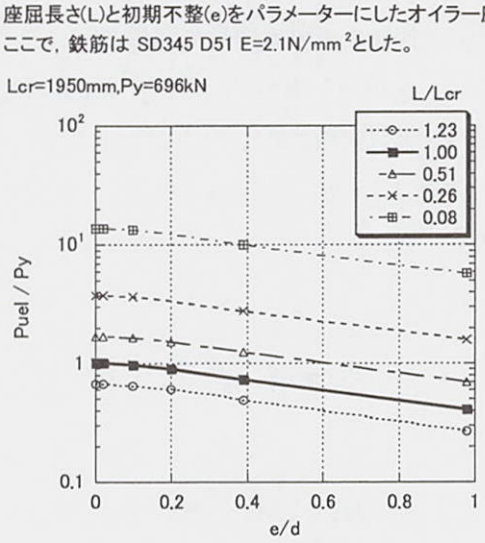


図-4.3.4　初期不整と座屈荷重の関係

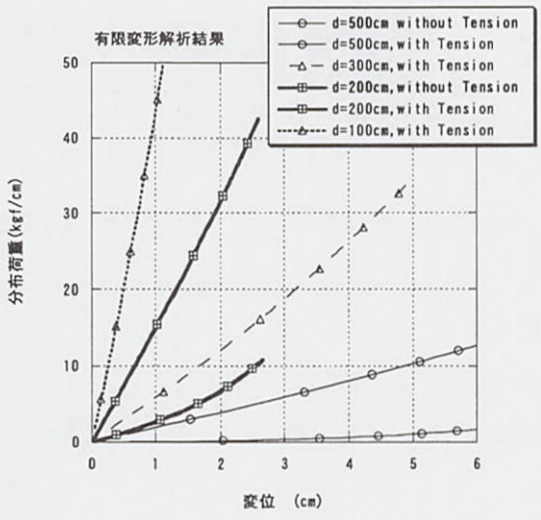


図-4.3.5　幾何学的非線形を考慮した両端固定梁における満載荷重と変位の関係

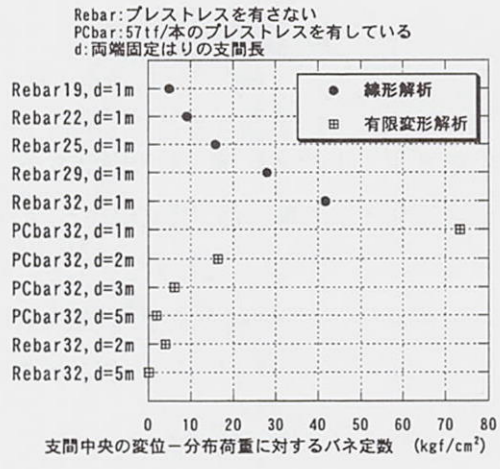


図-4.3.6　拘束筋のバネ値の比較

$$Ks = \frac{w}{y} = \frac{384E_0I_h}{nd^3}$$

$$w = \frac{n \cdot p}{d}$$

拘束筋のタイプによるバネ定数の比較を図-4.3.6 に示す。張力を有する PC 鋼材を用いた場合、中間拘束筋のピッチ(d)が 1m では帯鉄筋に比較して 2~3 倍のバネ定数を有すること、d が 2m では帯鉄筋にほぼ相当するバネ定数を有することがわかる。つまり、バネ定数だけで比較すれば、d=1m で帯鉄筋間隔を 2 倍に、帯鉄筋間隔と同一に PC 鋼材を配置すれば d=2m とすることができると推定される。なお、図-4.3.6 のバネ値は分布荷重に対して算出されているので、軸方向鉄筋間隔を乗じることにより軸方向筋 1 本に対するバネ値になる。

(3)バネ支持された軸方向鉄筋の有限変形解析

塑性ヒンジ区間(2400mm)を想定したバネ支持された軸方向鉄筋の有限変形解析を行なう。軸方向鉄筋には D51 を CTC=150mm に配置しヤング率を 5e5kgf/cm^2 とし、帯鉄筋は間隔を 150mm とした。なお、初期不整は|sin(2πx/2400)|mm とした。解析のパラメータは、荷重の形状と帯鉄筋の径である。荷重形状は、一般に矩形の等軸力が想定されているが、朝津らは三角形分布の荷重を設定している。ここでは、まず両者の違いを比較し、その後、帯鉄筋の径の違いによる座屈形状の差異を見る。なお、バネ値は非弾性材料で表現し、コアーコンクリート側のバネ値を帯鉄筋側のそれの 2 桁程度大きい値にしている。

解析のパラメータと得られた最大荷重を表-4.3.1 に示す。最大荷重は、軸方向鉄筋の基部の軸力である。矩形荷重では 2 つの腹を有するモードとなり、3 角形荷重では基部に 1 つの腹を有するモードとなり、現実に近いものになる。かぶりコンクリートの剥落範囲とも関係するが、帯鉄筋のみを想定した場合は、軸力勾配を有していたほうが現実味を有しているようである。最大荷重時の座屈モードを図-4.3.8 に示す。

帯鉄筋によるバネ反力を図-4.3.9 に示す。帯鉄筋は軸方向鉄筋の横方向変位と共に徐々に抑止力が増加し、

表-4.3.1　有限変形解析のパラメータと結果

Case	1	2	3
軸方向鉄筋	D51　CTC150		
軸力の形状	矩形	三角形	
帯鉄筋	D32　CTC=150		D25 CTC=150
帯鉄筋のバネ値　(kgf/cm)	500		250
最大荷重(tf)	77.8	99.3	73.7
バネ反力の最大値(tf)	4.73	3.96	2.49

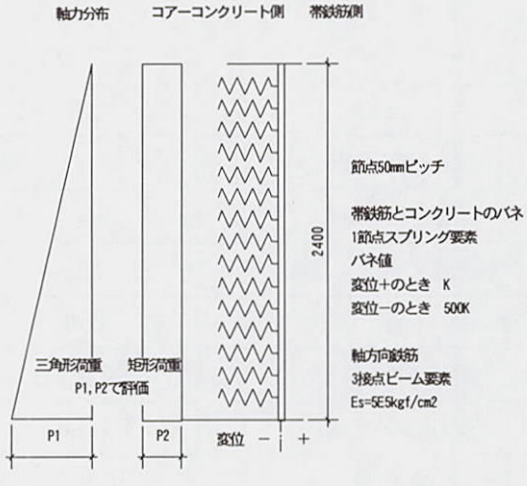


図-4.3.7　モデル図

下部のはらみ出し部の最大値は 1 箇所あたり 4tf であり、おおまか 150tf/m² となる。軸方向鉄筋がはらみだしを開始始めた変位の小さい段階で抑止すれば、座屈が生じない可能性を示している。軸方向鉄筋を直接なかご筋などで拘束する方法や、プレストレスで押さえ込む方法、かぶりコンクリートの引張強度を上げるなどの、微小な変形に対して鋭敏に働く拘束力が有効となると想像される。

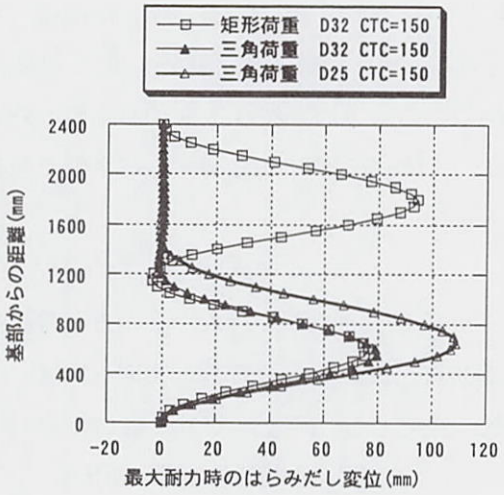


図-4.3.8 はらみだしモードの比較

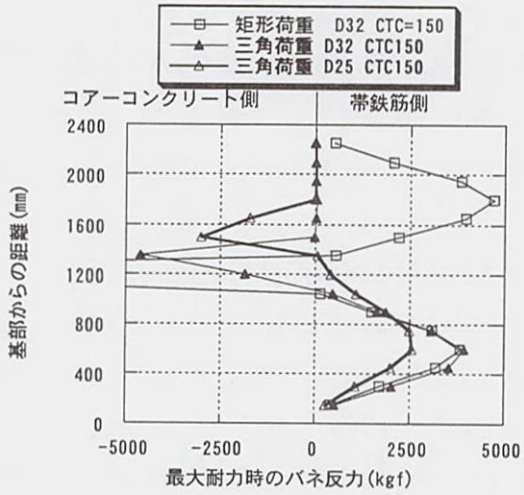


図-4.3.9 バネ反力

(4)バネの検討

前章において、軸方向鉄筋 D51 を CTC150mm の帯鉄筋 D25 でバネ支持した場合、1200mm 程度のはらみだし長さで、鉄筋下端の軸力が 74tf になった。バネ間隔とバネ値をパラメータとした解析を行なう。なお、(1)で示したように、塑性ヒンジ部における D51 の限界座屈長は 650mm であるので、水準は、150、300、600mm とする。解析パラメータと得られた最大荷重および座屈長さを表-4.3.2 に示す。

表-4.3.2 バネ間隔とバネ値に関する検討

Case	3	4	5	6
軸方向鉄筋	D51 (Es=0.5e6kgf/cm²)			
軸力の形状	3 角形			
帯鉄筋の間隔 (mm)	150	300	300	600
帯鉄筋のバネ (kgf/cm)	250	250	500	1000
最大荷重(tf)	73.7	57.2	73.6	73.3
座屈長さ(mm)	1450	1650	1450	1500
適用例	D25、1m	D25、1m	PC32、1.5m	PC32、1m

バネ値を 250kg/cm として、バネ間隔を 150mm から 300mm にすると、座屈荷重は小さくなり、座屈長は長くなる。また、バネ間隔を大きくするにしたがいバネ値も大きくすれば、つまり長さあたりの平均バネ値を一定に保てば、座屈荷重も座屈長さも大きく変化しない。適用例に、図-4.3.6 に示す PC 鋼棒のバネ値を示した。例えば、Case5 は、緊張された PC 鋼棒φ32 を 1.5mの中間拘束筋で支持した場合に相当する (D51CTC150mm)。この場合、帯鉄筋の間隔を 2 倍にでき、中間拘束筋間隔を 1.5 倍にできる。Case6 は、緊張された PC 鋼棒φ32 を 1 mの中間拘束筋で支持した場合に相当する。この場合、帯鉄筋の間隔を 4 倍にできる。

緊張された PC 鋼棒の幾何剛性を考慮することにより拘束鉄筋の配置間隔を緩和できる可能性があることがわかった。

なお、Case4、5、6 の場合、朝津らが提案した方法で座屈長を算定すると、1130mm となる。

$$L_{cr} = 8.5\sigma_{sy}^{\ 1/5}\beta_n^{\ -1/3}\phi$$

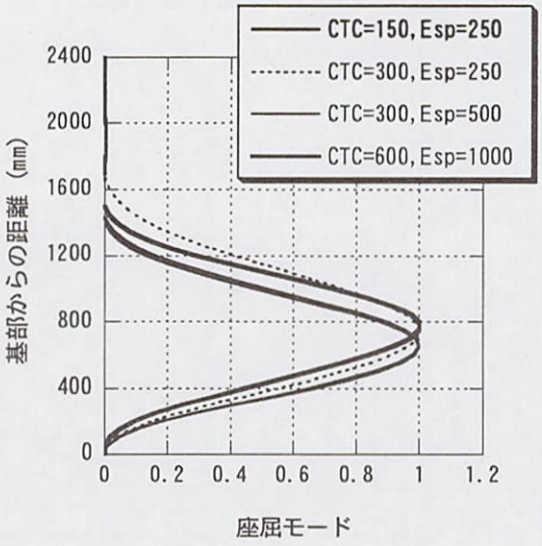


図-4.3.10　バネをパラメータとした解析結果（モード図）

(5)塑性ヒンジ区間に短繊維補強コンクリートを用いた場合の検討

塑性ヒンジ部に繊維補強コンクリートを用いた場合を試算してみる。ここでは、単純化するために、(3)章 CASE3 にかぶりコンクリートを弾塑性バネでモデル化しはらみ出し方向に追加した。弾塑性バネは、ビーム要素の全節点に設けた。バネの負担範囲 (A) は軸方向筋の径の幅(50mm)と節点間距離(50mm)とした。バネの特性は、「鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針（案）、土木学会」を参考にし決定した。バネの正側の降伏耐力はコンクリートの引張強度の 0.3 倍×A、負側の降伏耐力は圧縮強度×A とし、バネ定数は変位 0.01mm で正側の降伏耐力に至る場合と、コンクリートのヤング率の 0.3 倍×A とした場合を設定した。この場合、限界ひび割れ幅を考慮できないので、解析結果で判断することにした。想定したコンクリートの圧縮強度は 24MPa である。

計算された基部の軸力は、それぞれ 216tf と 204tf で軸方向鉄筋の降伏耐力の約 3 倍となった。はらみだしのモードは、不連続な曲率を有する形状を示しており、真の解を飛ばしている可能性もある（初期不整形状 2 波と 1 波についてはcheck 済み)。最大荷重は、はらみだし部のかぶりコンクリートが全て降伏した時点で生じている。かぶりコンクリートの性能を向上することによりはらみだし荷重を大きく改善することがわかる。変形量も想定している限界ひび割れ幅(5mm)に対して充分小さい。

しかし、実橋脚では繰り返しの影響、曲げせん断ひび割れによるはらみだし方向の引張強度の低下、また、須田らが指摘している軸方向鉄筋に沿ったひび割れなどにより、解析のような性能を発揮しないと想定される。

これらの点を明らかにする必要がある。

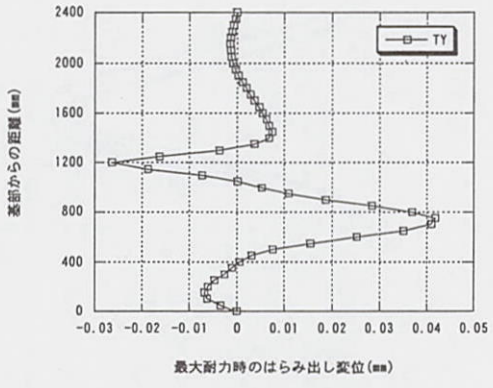


図-4.3.11　はらみだしモードの比較（0.3Ec）

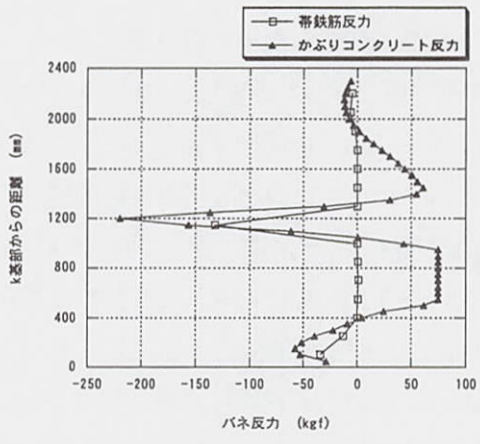


図-4.3.12　バネ反力（0.3Ec）

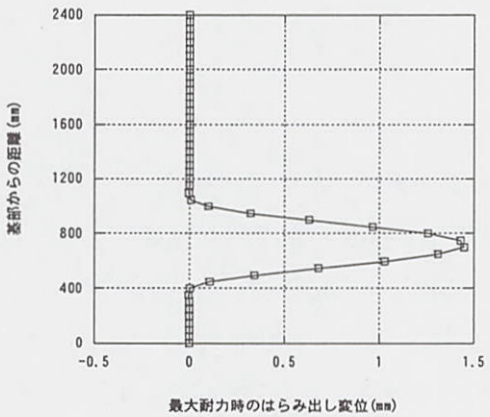


図-4.3.13　はらみだしモードの比較（0.3EcA）

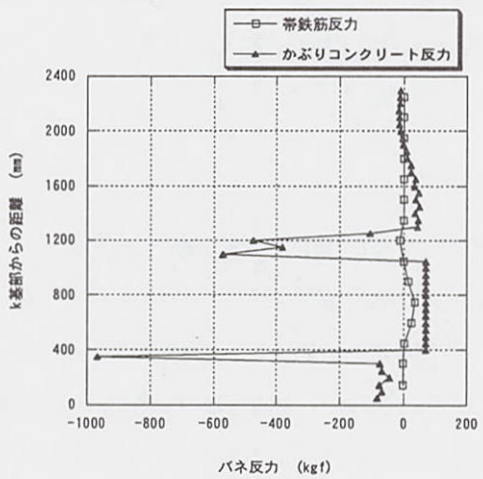
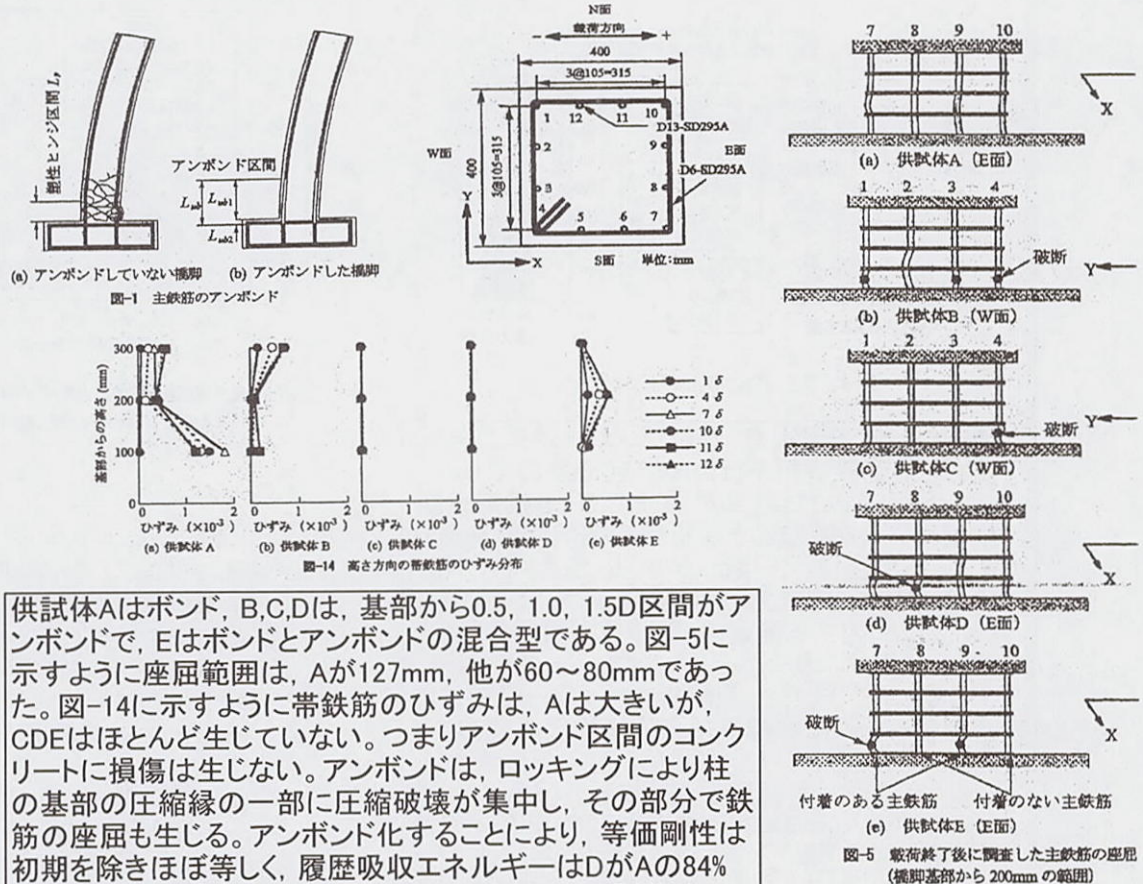
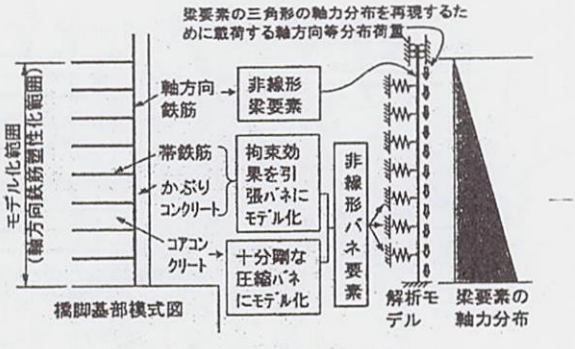
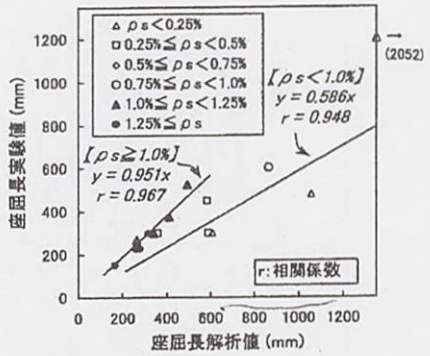
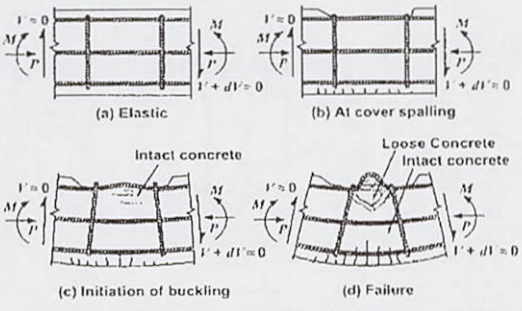
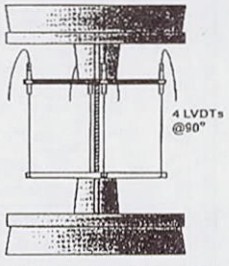
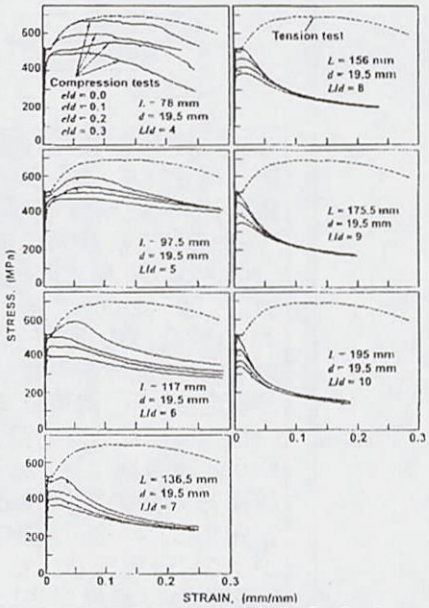


図-4.3.14　バネ反力（0.3EcA）

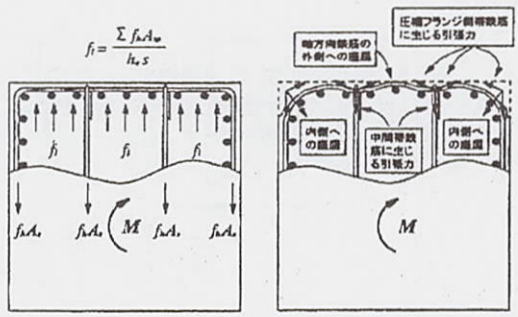
論文No.	N0.1
文献名	塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性
著者	川島一彦（東京工大　大学院理工学研究科）; 細入圭介（JR九州）; 庄司学（筑波大　機能工学系）; 堺淳一（東京工大　大学院）
出典	土木学会論文集
Vol.	NO. 689 PAGE. 45-64 2001
要約	一般に曲げ破壊先行型のRC橋脚では，橋脚基部の塑性ヒンジ区間に損傷が集中する。このため，塑性ヒンジ区間における主鉄筋のひずみが平滑化できれば，主鉄筋 の破断を遅らせることができ，じん性の向上につながる可能性がある。本研究では，橋脚基部において主鉄筋とコンクリートとの付着を切って，アンボンドにすることの効果を実験およびファイバー要素解析により検討した。その結果，主鉄筋をアンボンドすることにより，塑性ヒンジ区間のコンクリートの損傷を減少させることができるが，橋脚は基部で浮き上がり，橋脚躯体が剛体的にロッキングするようになること，この結果，主鉄筋の座屈が基部の狭い範囲に生じるようになり，かえって主鉄筋の座屈が生じやすくなることがわかった。（著者抄録）
key word	橋脚; 鉄筋コンクリート構造; 耐震設計; 鉄筋; アンボンド工法; 座屈; 塑性ヒンジ; 靭性; 変形抵抗; エネルギー吸収; 載荷試験; 繰返し荷重; 塑性変形
概要	 (a) アンボンドしていない橋脚　(b) アンボンドした橋脚 図-1 主鉄筋のアンボンド (a) 供試体A (E面)　(b) 供試体B (W面)　(c) 供試体C (W面)　(d) 供試体D (E面)　(e) 供試体E (E面) 図-14 高さ方向の帯鉄筋のひずみ分布 図-5 載荷終了後に調査した主鉄筋の座屈（橋脚基部から200mmの範囲） 供試体Aはボンド，B,C,Dは，基部から0.5，1.0，1.5D区間がアンボンドで，Eはボンドとアンボンドの混合型である。図-5に示すように座屈範囲は，Aが127mm，他が60～80mmであった。図-14に示すように帯鉄筋のひずみは，Aは大きいが，CDEはほとんど生じていない。つまりアンボンド区間のコンクリートに損傷は生じない。アンボンドは，ロッキングにより柱の基部の圧縮縁の一部に圧縮破壊が集中し，その部分で鉄筋の座屈も生じる。アンボンド化することにより，等価剛性は初期を除きほぼ等しく，履歴吸収エネルギーはDがAの84%程度になる。明確でないが，かぶりコンクリートの剥落はそれぞれ6δ，10δ，9δ，6δ，8δで生じている。ロッキングの量，ひずみの平均化などの影響を受けていると推測される。
コメント	コンクリートを損傷させなければ，座屈は生じない。座屈長さが短くなると軸方向筋の破断が生じやすくなる。

論文No.	N0.2
文献名	軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究
著者	浅津直樹（復建調査設計　交通技術部）; 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央（土木研）
出典	土木学会論文集
Vol.	NO. 682 PAGE. 177-194 2001
要約	塑性ヒンジ領域を仮定してこの領域の変形性能を基本にしてRC橋脚の終局水平変位を評価するためには，塑性ヒンジ長を合理的に設定することが必要である。しかしながら，塑性ヒンジ長は，断面高さ及びせん断支間比の他，軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔等によって変化することが指摘されており，特に軸方向鉄筋が降伏した後の挙動については十分解明されていないのが現状である。そこで本研究では，有限変位FEM解析によって軸方向鉄筋の座屈長を算定し，既往のRC橋脚に対する正負交番載荷実験との比較を通じて，橋脚基部に発生する軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係を明らかにした。さらに，座屈解析結果を踏まえて，材料非線形性を考慮した軸方向鉄筋の座屈長を簡易的に算定する方法を提案し，これを基に合理的な塑性ヒンジ長の算定式の提案を行った。（著者抄録）
key word	鉄筋コンクリート構造; 橋脚; 座屈; 塑性ヒンジ; 延性; 載荷試験; 有限要素法;解析モデル
概要	 図-3　ＦＥＭによる座屈解析モデル  図-8　最大座屈長に対する実験値と解析値の比較 （かぶりコンクリートの影響無視） 図-3に示すモデルで，バウジンガー効果を考慮した有限変形解析を行い軸方向鉄筋のはらみだし範囲を求めた結果が図-8である。横拘束筋体積比により実験値と解析値の差異が認められた。この原因は，体積比の小さい場合は，かぶりコンクリート拘束力の評価が行なわれていないことに起因する推定し，実験値を回帰分析し式-25に示すようなかぶりコンクリートのバネ値を推定した。また，上記解析をオイラー座屈式に適用するために非線形項を降伏強度の関数で表し，式-26を導いた。本式は，道示の塑性ヒンジ長さ算定式より精度が高いことがわかった。 なお，K0=0.01N/mm3；C0＝軸方向鉄筋のかぶり；s＝帯鉄筋間隔；E0＝鉄筋のヤング率；Ih＝鉄筋の断面2次モーメント；d＝中間拘束筋のピッチ；n＝dで支持される軸方向鉄筋の本数 $$L_p = \alpha L_\sigma = 8.5\alpha\sigma_{sy}^{1/3}\beta_n^{-1/3}\phi \quad (25)$$ ただし，$L_p \leqq 0.15h$ ここに，α：断面補正係数で，矩形断面の場合は 1.0，円形断面の場合は3.0～5.0 とする． σ_{sy}：軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²) β_n：軸方向鉄筋の座屈に対する等分布バネ定数で式(10)及び式(13)を帯鉄筋間隔 s(mm) で除した式(26)より算出するものとする． $$\begin{cases} \beta_n = \dfrac{384E_oI_h}{nd^3s} + k_oc_o & \text{(矩形断面)} \\ \beta_n = \dfrac{2E_oA_h\sin(\pi/n')}{ds} & \text{(円形断面)} \end{cases} \quad (26)$$
コメント	最も受入易い考え方を示している。かぶりコンクリートの評価に背景が無い。

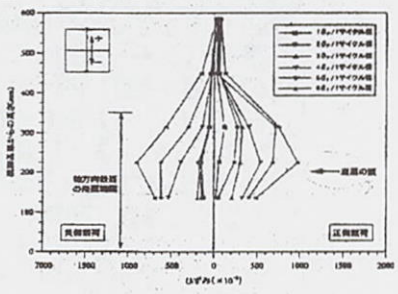
論文No.	N0.3
文献名	Plastic hinge analysis
著者	BAYRAK O (Univ. Texas at Austin, TX); SHEIKH S A (Univ. Toronto, ON)
出典	J Struct Eng
Vol.	VOL. 127, NO. 9 PAGE. 1092-1100 2001
要約	鉄筋コンクリート柱の塑性ヒンジ挙動を予測できる解析方法を提供した。塑性ヒンジ挙動は3D問題ゆえ，解析方法では3D空間における釣合，適合，構成の各関係を考慮した。非弾性座屈による縦筋の軟化や鉄筋かごとコンクリートの相互作用等の複合挙動現象を解析に含めた。鉄筋棒試料で実験を行い軸圧縮下鉄筋棒の構成関係を確定した。また，柱の応答予測を通じ従来の解析方法と比較した。解析結果から，一定軸方向荷重と繰返し荷重で試験された試験片における塑性ヒンジ領域の最大変形能が評価できる等の結論を得た。また，圧縮時縦筋の外膨れ原因となる鉄筋かごとコンクリートの相互作用が，縦筋の靭性のほか最大応力も低下させることが判った。
key word	鉄筋コンクリート構造; 柱; 塑性ヒンジ; 塑性解析; 座屈; 非弾性; 釣合; 鉄筋;相互作用; 軸方向荷重; 繰返し荷重; 靭性
概要	 FIG. 4 Plastic Hinge under Axial Compression and Bending ○図-2に示すような試験装置で，鉄筋の座屈長と初期不整をパラメーターにした後座屈試験を行っている。鉄筋の初期不整は曲げ載荷により永久な変形を与えている。e/d=0.1でl/d=6までは降伏強度以上の強度を有しており，l/d=8までは降伏棚があるとしている。結果，塑性ヒンジ域ではl/dは6以下，粘りのある構造を期待する場合は8以下が望ましいとしている。 ○塑性ヒンジの解析は次の4つの構成則から導いている。①かぶりコンクリート部②拘束されたコンクリート③引張側の鉄筋④圧縮側の初期不整を有する鉄筋である。特徴は，鉄筋の初期不整を拘束されたコンクリートの圧縮ひずみと横ひずみの関係から導いている。  FIG. 2 Schematic of Test Setup  FIG.3 Axial Strain Response of Reinforcing Bar Specimens
コメント	かぶりコンクリートが無い場合，塑性ヒンジ部における帯鉄筋のピッチは，6d以下であることが判る。

論文No.	N0.4
文献名	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
著者	星隈順一，運上茂樹，長屋和宏（土木研）
出典	土木学会論文集
Vol.	NO. 669 PAGE. 215-232 2001
要約	曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する破壊までを考慮した実験としては世界でも最大規模の正負交番載荷実験を行うとともに，これを可能な限り理想的にスケールダウンさせた縮小模型に対しても同様な実験を行い，繰り返し荷重下における塑性変形挙動について，拘束効果，曲げ性状，軸方向鉄筋の伸び出し性状の観点から断面寸法の影響について検討を行った。その結果，断面寸法が大きくなると帯鉄筋による軸方向鉄筋の座屈抑制効果が小さくなること，塑性曲率が生じる範囲は縮小模型の方が相対的にやや広くなったが，これは軸方向鉄筋の座屈長の相対的な差によるものであること，フーチングからの伸び出し変位は，縮小模型の方が相対的にやや大きくなる傾向があることが明らかとなった。（著者抄録）
key word	曲げ変形; 塑性変形; エネルギー吸収; 縮尺模型; 鉄筋; 座屈; 塑性ヒンジ; 曲率;矩形断面; 引抜
概要	表-2　大型模型と縮小模型の比較 寸法に関わらず，損傷は，軸方向鉄筋の座屈の開始に伴うかぶりコンクリートの剥落が生じ，座屈が顕著になると帯鉄筋が外側はらみだし，内部コンクリートの損傷，鉄筋の破断と進む。拘束効果は図-11のメカニズムである。帯鉄筋が座屈を抑制する力は，図-12に示すようにモードの腹で最大となる。S1の載荷面の横拘束筋の軸ひずみは1000μ程度であり，曲げを考慮すると引張側で降伏の前後と推定される。拘束筋の体積比をL2の約1/6にしたL1は，S1に比して拘束効果が低いとしている（かぶりの剥落時期は，それぞれL1,L2，S1で3，4，6δ）。載荷方向面の横拘束筋のひずみは，各L*で1000μ発生している。座屈に対する拘束力としてはL2がL1の4倍導入されていることになる。なお，L*には斜めひび割れが生じているが，S1には生じていないようである。また，かぶりコンクリートの剥離開始時の軸方向鉄筋の伸びだし変位はL2，S1それぞれ7.5，2.5mm，座屈長は800，400mmであった。 図-11　矩形断面における拘束のメカニズム 図-12　帯鉄筋の高さ方向分布 図-13　かぶりコンクリート剥離時における帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみ分布
コメント	曲げひび割れにより短冊状になったかぶりコンクリートのひび割れ耐力や剥離抵抗力を明確にしなければ，必要な横拘束材によるバネ値が明らかにならない。

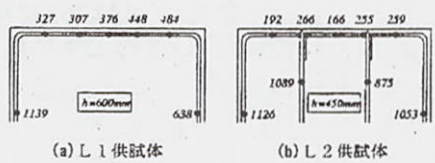
	L２供試体	S１供試体	L２／S１
断面寸法(mm)	2400×2400	600×600	4.0
橋脚高さ(mm)	9600	2400	4.0
せん断支間比	4.0	4.0	1.0
軸方向鉄筋径(mm)	35	10	3.5
軸方向鉄筋間隔(mm)	122	36	3.39
軸方向鉄筋比	0.012	0.012	1.0
帯鉄筋径(mm)	19	6	3.17
帯鉄筋間隔(mm)	150	45	3.33
帯鉄筋有効長(mm)	854	270	3.16
帯鉄筋体積比	0.0089	0.0104	0.86
最大粗骨材寸法(mm)	20	20	1.0



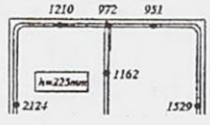
(a)拘束圧の作用　(b)軸方向鉄筋の座屈と帯鉄筋の挙動



(c)S１供試体



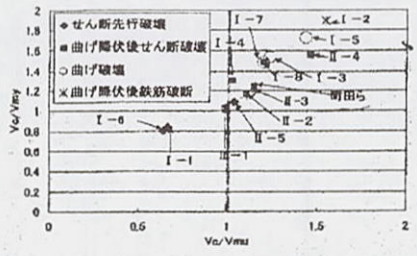
(a)L１供試体　(b)L２供試体



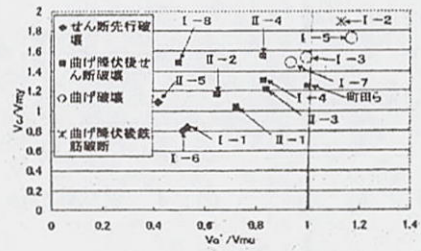
(注)L２供試体では，ひずみの計測断面と軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面が一致していない。

(c)S１供試体

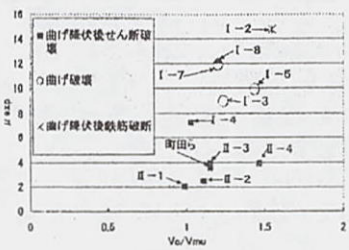
論文No.	N0.5
文献名	帯鉄筋を配置していないRC柱の地震時破壊形態
著者	石橋忠良, 中山弥須夫, 津吉毅 (JR東日本)
出典	土木学会論文集
Vol.	NO. 676 PAGE. 13-18 2001
要約	橋脚やラーメン高架橋柱の地震時における破壊形態や変形性能については, 多くの研究がなされ成果が報告されている。しかし, 既往の研究は帯鉄筋を密に配置したものが多く, 帯鉄筋が非常に少ない部材についての報告例は少ない。一方, 実際の既設RC橋脚などで大断面の構造物では, 帯鉄筋が非常に少ないものも多く存在していることから, こうした構造物に対しても耐震性能を適切に把握をする必要がある。本研究では, 帯鉄筋を配置していないRC柱の縮小モデルを用いて静的正負交番載荷試験を行い, 耐力比(Vy／Vmu)によりその破壊形態が概ね推定でき, 帯鉄筋が配置されていなくとも, 部材諸元によってはじん性率10程度の大きな形性能が得られることを示した。(著者抄録)
key word	橋脚; 鉄筋コンクリート構造; 耐震設計; 破壊モード; 補強筋; 耐震性; せん断破壊; 破壊靭性; 載荷試験; 繰返し荷重; 縮尺模型; 降伏強さ; 耐荷力; 高架橋; 鉄道橋
概要	断面400×400mmまたは400×500mm, a/d＝1.5～3.29, 引張鉄筋比が0.12～0.99%, 軸方向圧縮応力度が0.5または1.0MPa供試体での結果。 Vc/Vmy < 1.0　せん断先行破壊 1.2 < Vc/Vmy　曲げ降伏先行 Vc'/Vmu < 0.84　曲げ降伏後のせん断破壊 1.0 < Vc'/Vmu　曲げ破壊 Vc'/Vmuとμexpに正の相関がある。(2 < a/d) Vc'はa/dの影響を考慮しない式 曲げ破壊している供試体は, 軸方向筋がD13で, かぶりが70mm程度(記述されていない)と推定される。
コメント	



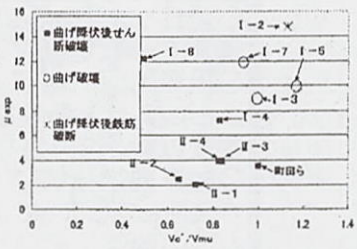
図－4 Vc/Vmu, Vc/Vmy と破壊形態



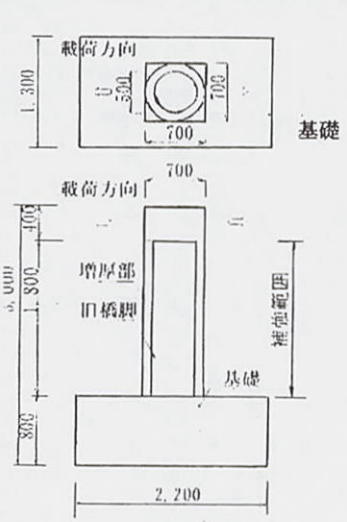
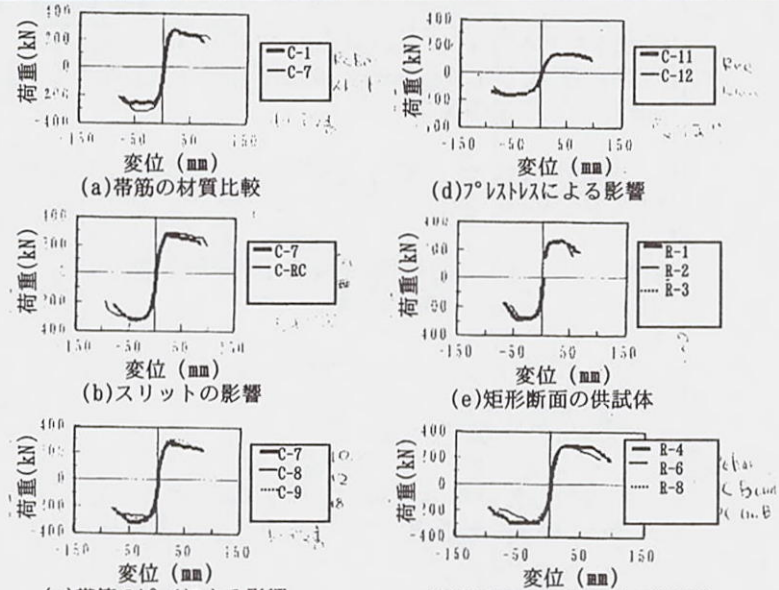
図－5 Vc'/Vmu, Vc/Vmy と破壊形態

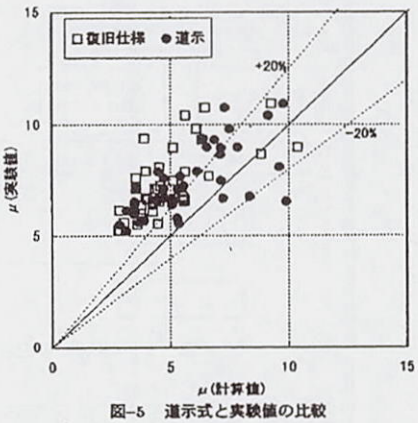
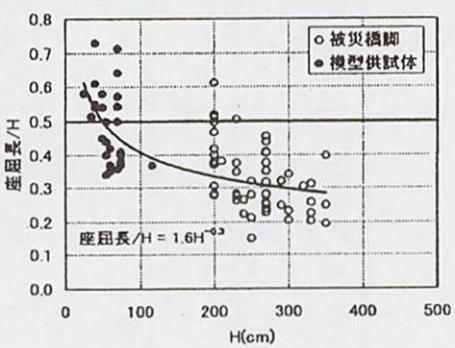


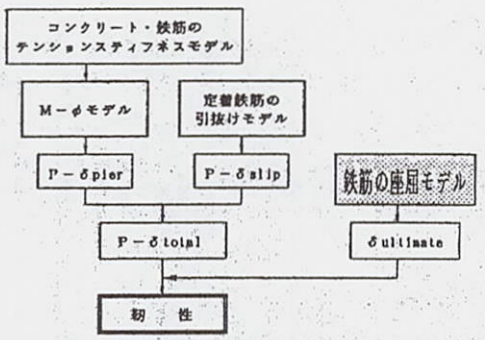
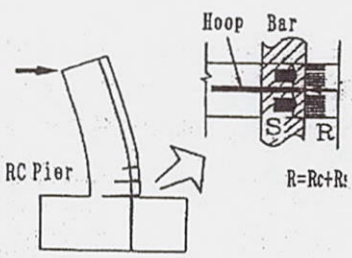
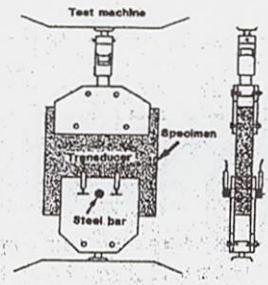
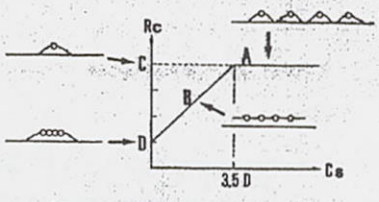
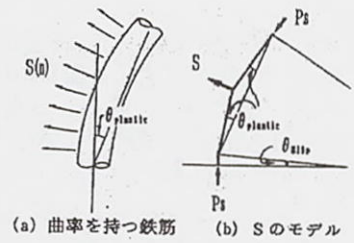
図－6 耐力比 (Vc/Vmu) とじん性率μexpの関係

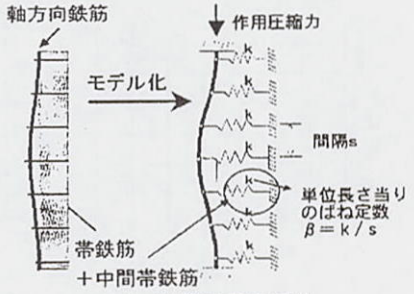
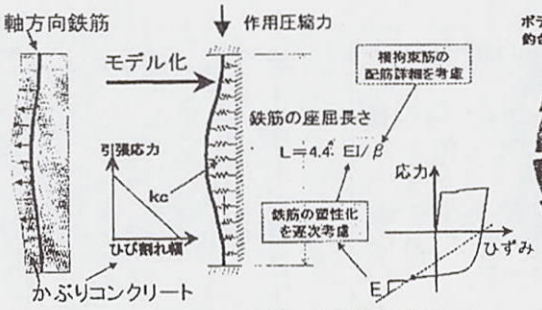
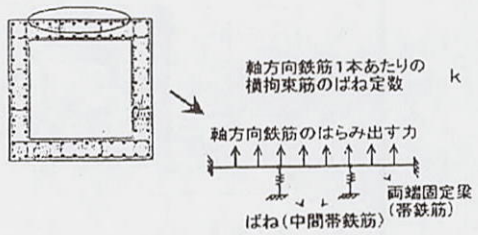
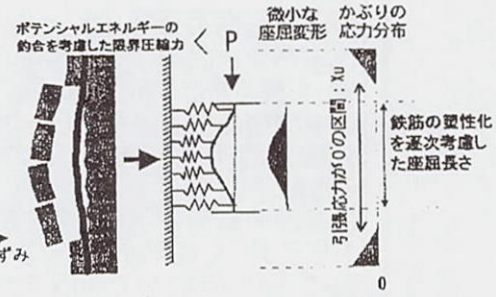


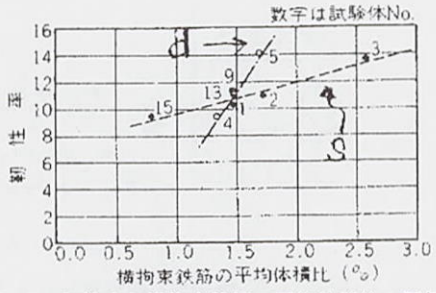
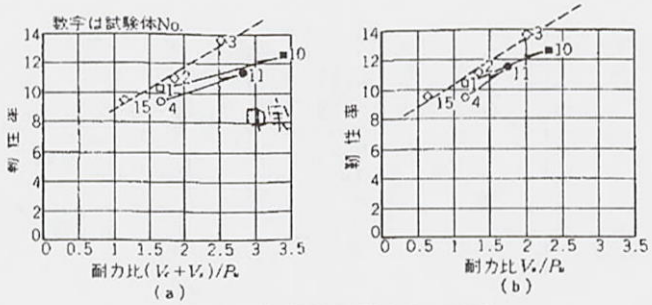
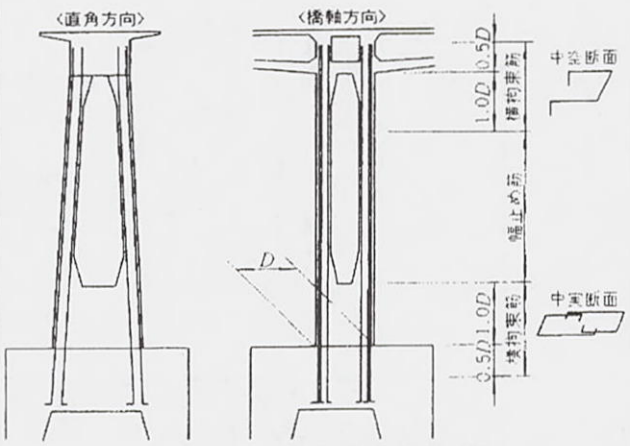
図－7 耐力比 (Vc'/Vmu) とじん性率μexpの関係

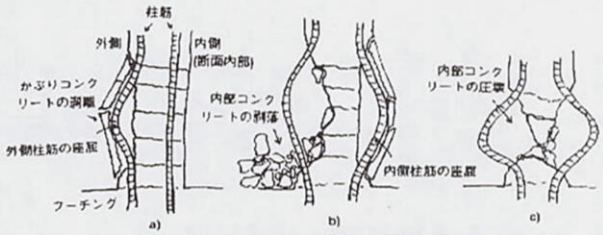
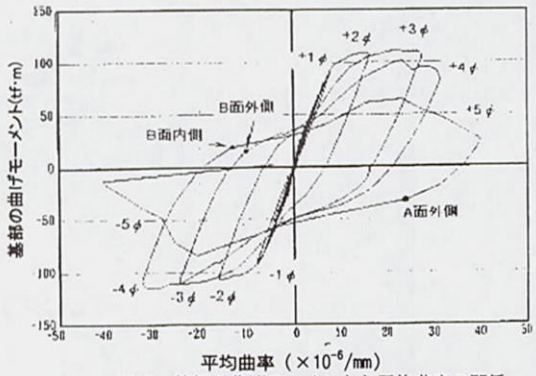
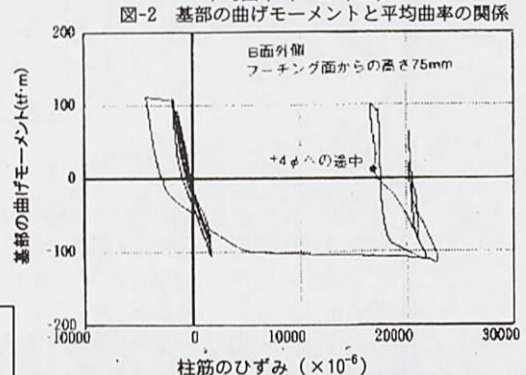
論文No.	N0.6
文献名	RC橋脚耐震補強のためのPC巻立て工法
著者	広瀬茂, 大谷悟司, 吉岡民夫 (オリエンタル建設)
出典	自然災害における地盤の防災および構造物の復旧と補強シンポジウム論文集
Vol.	PAGE. 141-150 1997
要約	PC鋼材を帯筋として用い, 橋脚基部に計画的に塑性ヒンジを形成して, RC橋脚の耐震補強を行う方法について正負交番曲げ載荷実験を行った。またこの実験ではPC鋼材の復元力を期待して残留変位を減少させることも目的とした。軸方向補強筋にアンボンドPC鋼材を用いると鉄筋を用いた場合と同等の変位に達するまで破断することなく, じん性の改善に有効であることが分かった。
key word	橋脚; 耐震補強; 鉄筋コンクリート構造; 靭性; 降伏強さ; 載荷試験; 繰返し荷重;破壊モード; PC鋼材; プレストレッシング; エネルギー吸収; スターラップ; 塑性ヒンジ
概要	 図－1　供試体寸法  図－6　履歴曲線の包絡線 ○塑性ヒンジのじん性は,その部分の帯鉄筋の強度とピッチに依存すると考えられ,定着・接続が確実で, 降伏強度の高いPC鋼材を帯鉄筋として用いることの有効性が期待される。 ○円形断面RC橋脚の帯鉄筋を緊張して, 橋脚にプレストレスを導入した場合と, そうでない場合とでは,せん断ひび割れの性状に相違があったものの, 耐力, じん性, エネルギー吸収能, 残留変位などに有意な差は観察されなかった。 ○軸方向補強筋にアンボンドPC鋼材を用いると, 付着のあるPC鋼材が早く終局ひずみに達して破断してしまうのに対して, 鉄筋を用いた場合と同等の変位に達するまで破断することなく, じん性の改善に有効であることが分かった。
コメント	

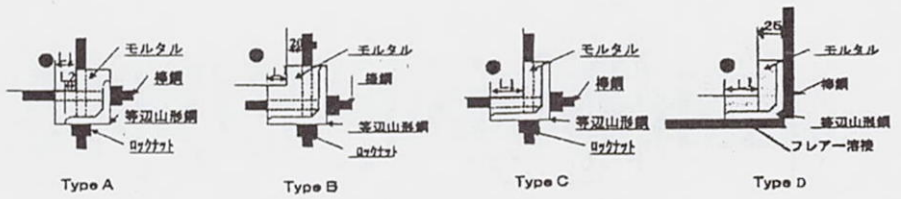
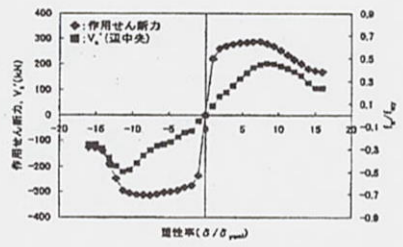
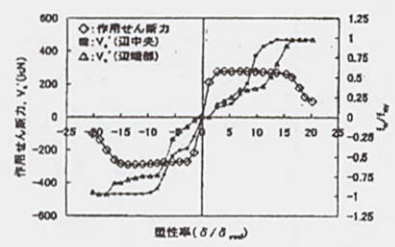
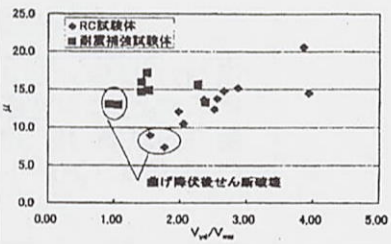
論文No.	N0.7
文献名	高横補強材量を有するRC部材のじん性率に関する研究
著者	鈴木直人, 沢田吉孝 (建設技術研); 幸左賢二, 藤井康男 (阪神高速道路公団)
出典	コンクリート工学年次論文報告集
Vol.	VOL. 20, NO. 3 PAGE. 253-258 1998
要約	道路橋は道路橋示方書・耐震編に基づき終局じん性率を算定しているが, 高じん性領域への適用性について検討をしたものは比較的少ない。本論は, 高横補強材量を有するRC橋脚を対象に, 正負交番水平載荷試験データを収集し, 実験値と比較することにより, 道路橋示方書に示されるじん性率算定式の適用性について検討を行った。また, じん性率に影響を与える帯鉄筋比, 鉄筋かぶり, 中間拘束鉄筋, 鉄筋径等の影響度について考察を行った。(著者抄録)
key word	鉄筋コンクリート構造; 靭性; 補強材料; 鉄筋量; せん断; 橋脚; 繰返し荷重; 拘束; 被覆; 応力歪特性; 応力分布; シミュレーション; 曲率
概要	 図-5 道示式と実験値の比較 図-14 中間拘束筋の評価 図-5に示すように, 道示の設計じん性率は安全側を与え, 特に帯鉄筋量が少ないとじん性率を過小評価する傾向にある。 図-14に軸方向鉄筋の座屈長を示す。小型の模型試験体では, 0.5H程度であるが, 被災した実橋脚では小さい値となっている。これは, 断面高さ対する主筋径の比率が小さくなること等によるものと考えられる。  図-15 L_p/H と H の関係
コメント	実橋では, 0.2H程度の座屈長さを想定して考える必要がある。

論文No.	N0.8
文献名	曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靭性解析
著者	島弘（徳島大　工）; 伊藤圭一（清水建設）; 水口裕之（徳島大　工短大）
出典	コンクリート工学年次論文報告集
Vol.	VOL. 12, NO. 2 PAGE. 741-746 1990
要約	交番繰返しを受けて曲げ破壊するRC橋脚の靭性解析を行った。主鉄筋が座屈しようとする力と座屈に抵抗しようとする力が等しくなった時に，主鉄筋が座屈して耐力が低下し始める，という考え方を用いた。本モデルによる靭性算定の精度に関して，既往の実験結果と比較することにより検証を行った
key word	鉄筋コンクリート構造; 橋脚; 鉄筋; 座屈; 靭性; 繰返し荷重; 塑性率; 変位
概要	 図－1　本解析の流れ  図－5　座屈のメカニズム  図－6　実験方法 図-1に示すように，柱の終局時は軸方向鉄筋の座屈によって生じると仮定したじん性解析である。座屈解析は，座屈しようとする力とかぶりコンクリートの拘束力を評価するものである。かぶりコンクリートの拘束力は，図-6に示す試験により図-7に示すような整理がなされている。 Rc＝0.817(fc/10)^2/3・c・D・Cw ここで，Cwは鉄筋間隔の影響を表す係数で，鉄筋間隔が鉄筋径の3.5倍で1.0となる。 この研究では，帯鉄筋の拘束効果もこのRcの1次関数となっている。 鉄筋の座屈しようとする力は，図-11のようにモデル化されており，S=Ps・θ ここで，θ＝θs+2θp　，Ps:鉄筋もつ圧縮力，θs:引抜けにより生じる回転角，θp:塑性域に生じる回転角  図－7　群鉄筋の破壊メカニズム  (a) 曲率を持つ鉄筋　(b) Sのモデル 図－11　Sのモデル化
コメント	図-11の考え方とFEMのクロスチェックが必要 かぶりコンクリートの座屈拘束効果の試験方法の参考になる。

論文No.	N0.9
文献名	かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈を考慮した中空断面RC橋脚の3次元非線形FEM解析
著者	増川淳二, 須田久美子 (鹿島建設　技研); 前川宏一 (東大　大学院)
出典	コンクリート工学年次論文報告集
Vol.	VOL. 21, NO. 3 PAGE. 37-42 1999
要約	特に中空断面のRC橋脚の変形性能を把握するためには, かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈時期を精度良く予測することが重要である。そこで, 横拘束筋の配筋方法による拘束特性の違い, 塑性化による鉄筋の曲げ剛性の変化, 部材曲率による初期変形, かぶりコンクリートの引張特性及び拘束特性などを考慮できるかぶりコンクリート剥離と鉄筋座屈時期判定モデルを提案した。この提案モデルを鉄筋コンクリート用有限要素法解析プログラム-COM3-に組み込み, 中空断面RC橋脚模型の加力実験を解析した。その結果, これまで困難であった最大耐力以降の挙動についても, 高い精度で解析できるようになった。（著者抄録）
key word	鉄筋コンクリート構造; 橋脚; 配筋; 鉄筋; 座屈; 被り厚さ; 剥離; 有限要素法;応用プログラム; 非線形解析; データ解析
概要	 (a)　鉄筋座屈モデル  (b)　かぶりコンクリート剥離モデル 図－2　モデル化概念図  図－3　横拘束筋のモデル  図－4　かぶりコンクリート剥離判定方法 ○かぶりコンクリートがある間は座屈に対して安定 ○かぶりコンクリートの剥落は, 座屈長さが縦ひび割れの区間より短くなり, かつ, 圧縮力が図-2bの弾性座屈荷重の2.56倍以上のとき生じる。 ○座屈は, 圧縮力が図-2aの弾性座屈荷重以上になったとき生じる。
コメント	

論文No.	N0.10
文献名	中空断面を有するRC橋脚の耐震性に関する模型実験　徳島自動車道池田湖橋
著者	松田哲夫, 湯川保之 (道路公団); 石原重孝 (鹿島建設); 須田久美子 (鹿島建設技研); 安松敏雄 (道路公団　試験研)
出典	橋梁と基礎
Vol.	VOL. 30, NO. 11 PAGE. 25-30 1996
要約	徳島自動車道の井川池田ICの西方に位置する池田湖橋(PC5径間連続バランスドアーチ)の橋脚は，中空断面を有するRC高橋脚(40m以上)である。本報はこの中空断面橋脚を対象に，中間帯鉄筋の具体的配筋方法を検討するために行った模型実験の計画とその実験結果を紹介した
key word	高橋脚; 鉄筋コンクリート構造; 耐震性; 高速道路; アーチ橋; 模型試験; 靭性;ねじりモーメント; 補強筋; 道路橋; 耐震補強
概要	 図－7　靱性率と横拘束鉄筋の平均体積比の関係  図－9　靱性率と耐力比の関係 ○横拘束筋の体積比を大きくすると，じん性率が大きくなる。その感度は断面内間隔dを替えるほうが大きい。 ○中間帯鉄筋を細径にした場合，体積比を同じにすれば，同等以上のじん性が得られた。 ○基部の断面形状は，中空に比べ中実のほうがじん性率が大きくなった。これは図-9(b)で示すVsで評価できる。 ○じん性補強の区間によるじん性は，1Dと全体で同程度であった。 ○両側直角フックタイプの中間拘束筋は，破壊性状が悪かった。  図－14　P_3橋脚の中間帯鉄筋配置
コメント	断面内間隔dがじん性率に大きく関わることがわかる。

論文No.	N0.11
文献名	中空断面PC柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について
著者	須田久美子, 新保弘, 増川淳二, 村山八洲雄（鹿島建設　技研）
出典	コンクリート工学年次論文報告集
Vol.	VOL. 18, NO. 2 PAGE. 725-730 1996
要約	RC高橋脚や斜張橋のRCタワーを対象に，中間帯鉄筋のない中空断面RC柱部材の地震荷重を想定した交番加力実験を行った。その結果，フランジ部分に相当する壁の内外に配筋された柱筋は，まず外側の柱筋がかぶりコンクリートの剥離に伴って外側に座屈し，次に内側の柱筋が断面の内側に座屈することが分かった。これより，中空断面で中間帯鉄筋を配筋することによって柱筋の座屈を抑制できることが明らかになった。さらに，中間帯鉄筋の有るRC柱部材を対象にかぶりコンクリートの剥離時期とその長さおよび柱筋座屈時期の判定に関する提案式を提案し，中空断面RC柱部材への適用性を確認した。（著者抄録）
key word	中空体; 鉄筋コンクリート構造; 角柱; 橋脚; 鉄筋; 座屈; 破壊モード
概要	 図-4　中空断面フランジ壁部の破壊進行状況の模式図  図-2　基部の曲げモーメントと平均曲率の関係  図-3　基部の曲げモーメントと柱筋ひずみの関係の測定例 高軸力（6MPa）で中間拘束筋が無い場合，図-4に示すように中空断面の柱においては，外側の軸方向鉄筋の座屈に続いて，内側の鉄筋が座屈し，内部コンクリートが圧壊する。
コメント	内側の軸方向鉄筋の座屈を今後考慮する必要がある。

論文No.	N0.12
文献名	鉄筋を柱外周に配置する既設RC柱の耐震補強工法の断面外配置した鉄筋の拘束効果に関する
著者	津吉毅，石橋忠良(JR東)
出典	土木学会論文集
Vol.	V-51，77-88，2001.5
要約	著者らは，鋼板巻立て工法にかわる,狭隘箇所でも容易に施工できる鉄筋を柱外周に配置しし柱の4隅で定着する耐震補強工法を提案し,補強荷より変形性能が大きく向上することを示した．本文では,この耐震補強工法は鉄筋を柱断面外に配置するため，補強鉄筋と柱断面を接触させないか，接触していても曲げせん断耐力比(Vyd/Vmu)を2.3程度以上とすれば,せん断抵抗側の補強鉄筋が終局に至るまで降伏しないこと，また，通常のRC中よりも少ない補強鉄筋量で同等の変形性能が得られることを示した。
key word	耐震補強；RC柱；環状補強筋；外横補強筋；じん性
概要	 図－4 耐震補強試験体の補強鉄筋定着部詳細図  図－19 ＲＢ－Ⅲ－１の作用せん断力，V_s'の推移  図－20 ＲＣ－No.6の作用せん断力，V_s'の推移 図-4に示すような補強筋を柱断面外に配置した補強工法。実験の範囲は，軸方向鉄筋比 3.2～4.0%，せん断補強鉄筋比 0.32～1.07%，せん断スパン比3程度，軸圧縮応力度 1MPa。 図-19と図-20は，同一耐力（せん断余裕度2.5）の補強供試体とRC供試体の横補強筋のせん断力の負担状況示している。補強供試体は，降伏することは無いが，RCは降伏した。つまり，断面内部に補強筋を有するとコンクリートの損傷が進みVcの低下が進みやすいと推定している。図-24は，両供試体のせん断余裕度とじん性率の関係を示している。本工法で補強した場合，RCよりじん性補強効率がよいと結論している  図－24 耐力比（V_{yd}/V_{mu}）とじん性率（μ）の関係
コメント	柱の4隅で拘束することにより，変形性能を改善できる可能性を示している。

論文No.	N0.13
文献名	PC鋼棒にプレストレスを導入して外帯筋状に耐震補強したRC極短柱の高軸力下での弾塑性挙動
著者	飯干福馬 (高周波熱錬　製品事業部　開発企画部); 山川哲雄 (琉球大　工); 田川利郎 (道路公団); LI　W　C (琉球大　大学院理工学研究科)
出典	コンクリート工学年次論文報告集
Vol.	VOL. 23, NO. 1 PAGE. 931-936 2001
要約	コーナーブロックを介して配置したPC鋼棒に，プレストレスを導入して耐震補強したせん断スパン比1．0のRC極短柱の一定軸圧縮力下（軸力比＝0．2）と，高軸圧縮力下（軸力比＝0．6）の正負繰り返し水平加力実験を行った。その結果，本補強法が靭性改善に有効であることがわかった。さらに，応急補強としての効果も十分に認められた。（著者抄録）
key word	鉄筋コンクリート構造; 短柱; 耐震補強; プレストレス; PC鋼材; 軸力; 弾塑性;繰返し荷重; 靭性; ブロック; 亀裂伝搬; 破壊モード; 回転角; 歪; エネルギー吸収; シミュレーション
概要	Table 2 Column specimens Fig. 1 Observed final cracking patterns Fig. 2 V-R abd εv-R h;
コメント	コンファインド効果を狙って，PC鋼棒で能動的に補強した例

4.4　軸方向鉄筋の座屈に関する検討

4.4.1　検討概要

今回の検討では、　橋脚の横方向にPC梁を配置することによって、軸方向鉄筋のはらみ出しを防止し、座屈を防止することを提案している。このことにより、従来軸方鉄筋のはらみ出しを拘束するために配置している横拘束筋を省略し施工の合理化を図るものである。

ここで、PC 梁による軸方向鉄筋の座屈防止効果を検討するために、有限変形非線形解析を用いて軸方向鉄筋の座屈解析を行った。なお、解析は、図-4.4.1 に示す断面形状を持つ橋脚を仮定し、PC 梁の剛性、配置ピッチの影響を検討するために、剛性、配置ピッチを種々変えて解析した。具体的な検討の流れは以下の通りである。

① PC 梁の断面形状、支間長の違いによる横拘束効果（バネ値）の算出（図-4.4.2）。
② PC 梁の配置ピッチの選定（500mm、1000mm、1500mm）
③ 拘束効果（バネ値）の選定（500kN/m、5000kN/m、50000kN/m）
④ ②、③のそれぞれの配置ピッチ、バネ値について、座屈固有値解析によって、座屈モードを算出。
⑤ ④で算出した座屈モード形状を初期不整として与え、有限変形非線形解析にて座屈耐力を算出。

以上の検討により、軸方向鉄筋の座屈を防止するために必要なPC梁の剛性、支間長、配置ピッチについて検討するものである。

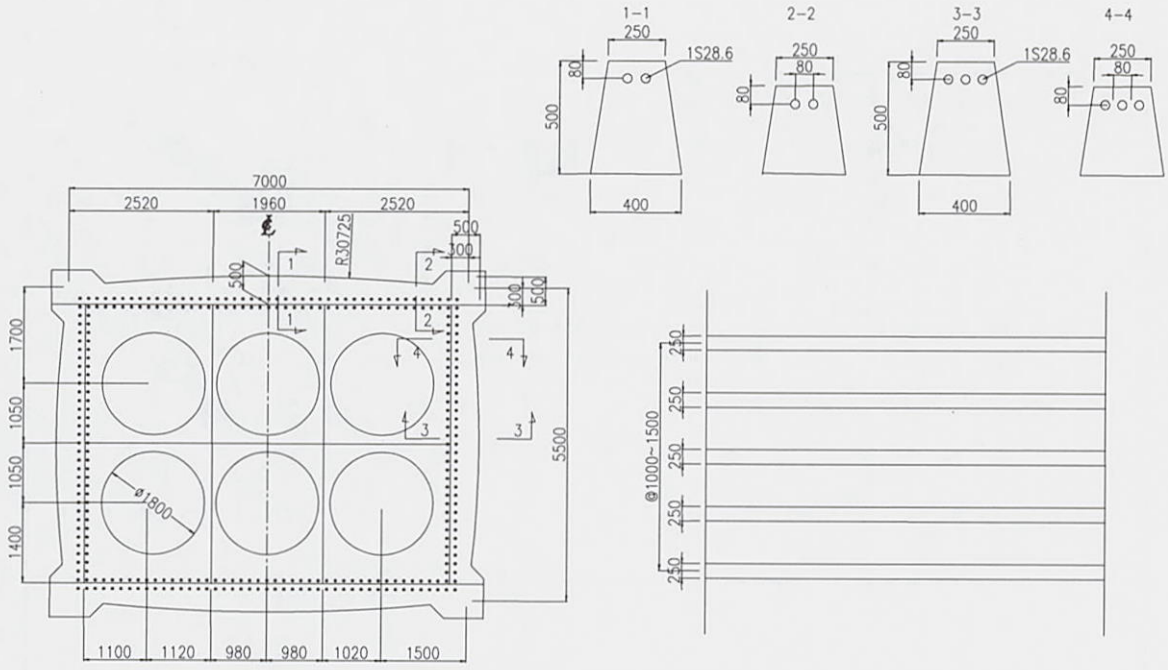
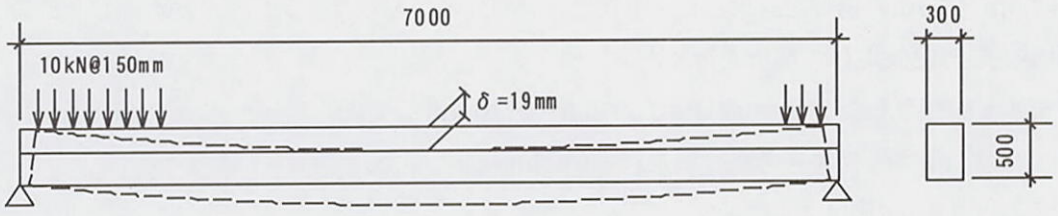


図-4.4.1　今回対象として仮定した橋脚断面形状

座屈防止用ＰＣ梁



剛性：k=10kN/19mm=500(N/mm)

図-4.4.2　座屈防止用梁の拘束バネ定数

4.4.2　弾性座屈固有値解析

（1）解析概要

断面形状が 7.0m×5.5mの橋脚を対象とし、塑性ヒンジ部分のかぶりコンクリートが剥離した部分で軸方向鉄筋の座屈が生じると仮定して解析を行った。

- 鉄筋のモデル長＝塑性ヒンジ長＝0.5D＝0.5×5.5＝2750mm とした。
- ヤング率：バウシンガー効果を考慮し、5.1×10^4(N/mm^2)とした。
- 解析ケース：表-4.4.1、図-4.4.3 に示す。

下記のようなモデル化を行い、上端に単位荷重を載荷した場合の座屈モードを算出した。

表-4.4.1　解析ケース

		バネ定数　（kN/m）		
		500	5,000	50,000
バネの配置ピッチ(mm)	@ 500	Case1	Case2	Case3
	@1,000	Case4	Case5	Case6
	@1,500	Case7	Case8	Case9

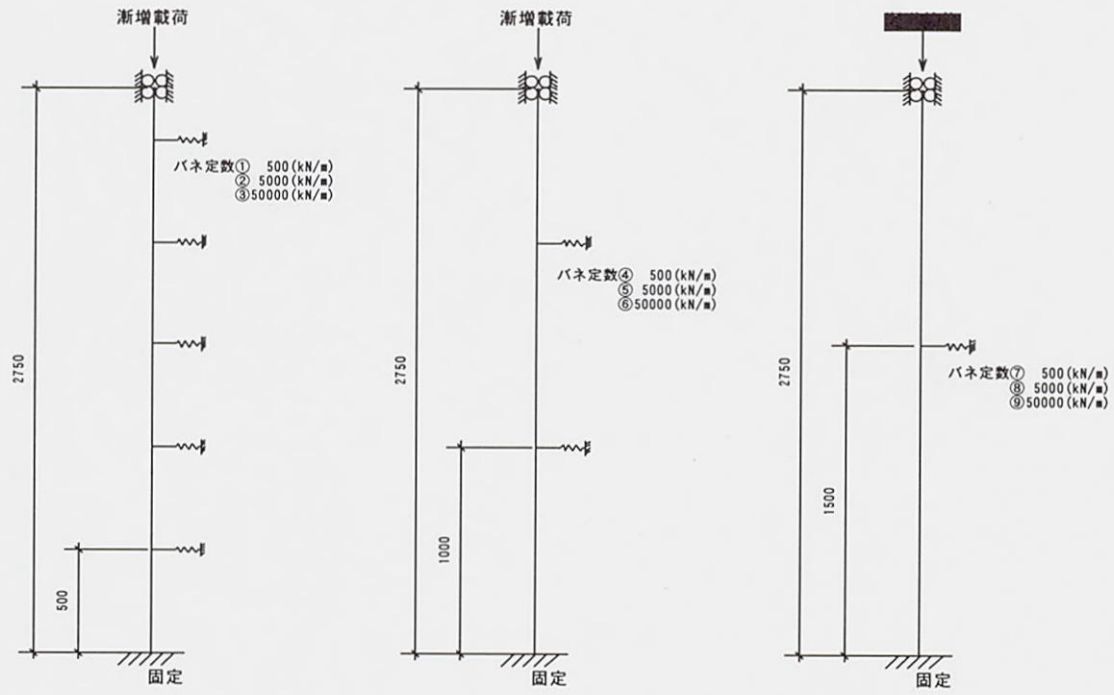


図-4.4.3　解析概要図（座屈モード解析）

（2）解析結果

実際の橋脚において、軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しは外側への１方向と考えられる。そこで、座屈モードのうち、主に１方向にのみはらみだしている座屈モードを抽出し、その中で最も低次のモードを実際に生じる座屈モードとした。

各ケースの座屈モードとその座屈荷重を以下に示す。

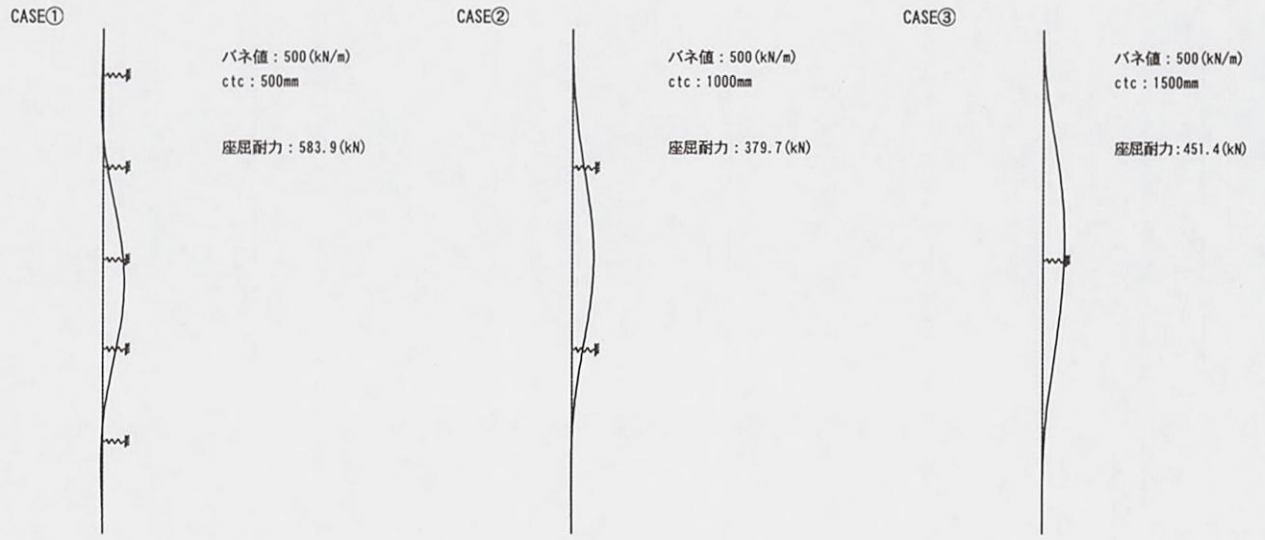


図-4.4.4(a)　解析結果（座屈モード解析）その１

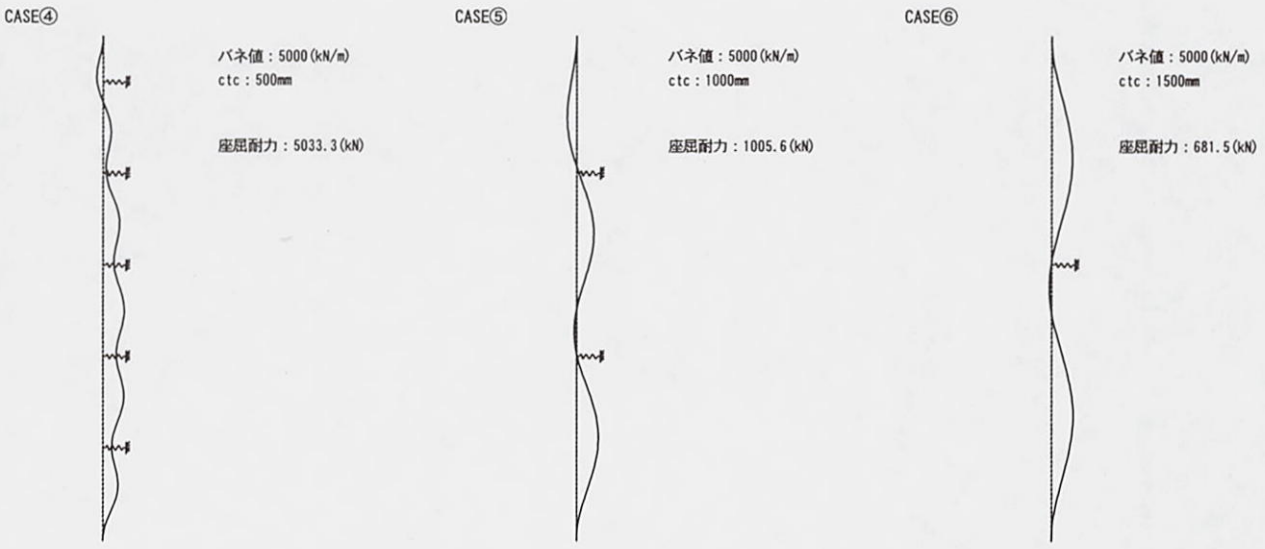


図-4.4.4(b)　解析結果（座屈モード解析）その２

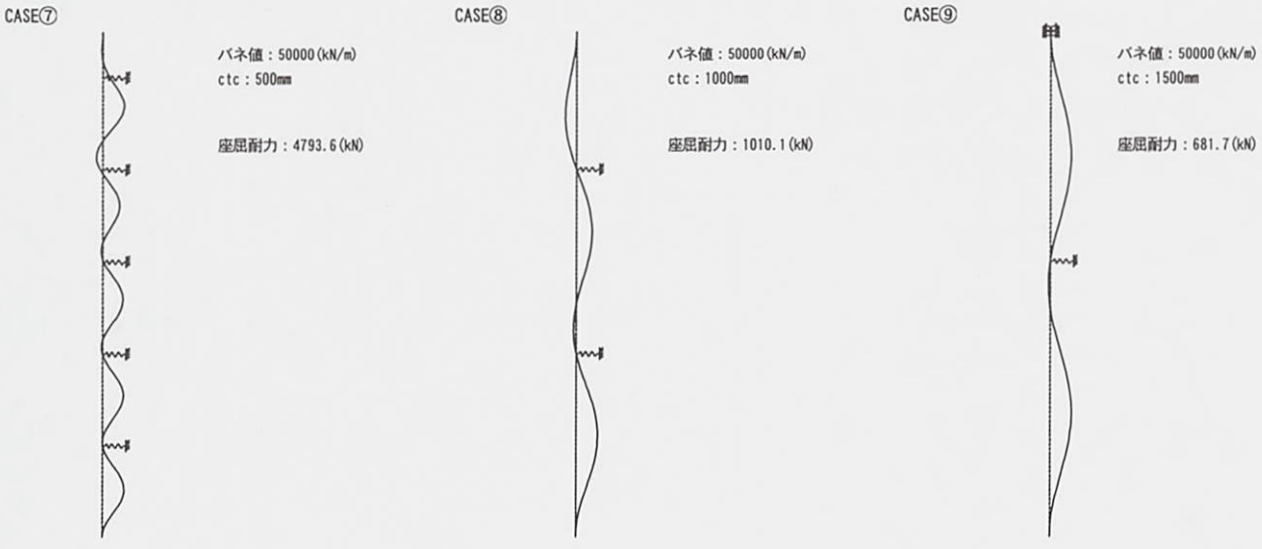


図-4.4.4(c)　解析結果（座屈モード解析）その３

4.4.3　有限変形非線形解析

（1）解析概要

前項と同じ解析ケースについて、非線形解析を行った。

- 解析形状：固有値解析と同一。
- 解析ケース：固有値解析と同一。
- 初期不整：固有値解析の座屈モード形状を入力。ただし、最大変位を 10mm とした。
- 鉄筋の応力－ひずみ曲線：下記に示す完全弾塑性とする。ただし、静弾性係数は、前項と同じく、バウシンガー効果を考慮し、$5.1\times10^{4}(N/mm^{2})$とした。
- 載荷荷重：鉄筋上縁に鉛直下向きの荷重を漸増載荷させた。
- その他：実際の橋脚を考慮し、橋脚の内側には固定、外側には解放の条件とした。

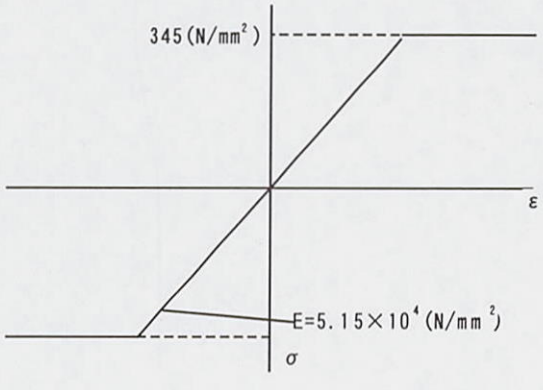


図-4.4.5　鉄筋の応力－ひずみ曲線

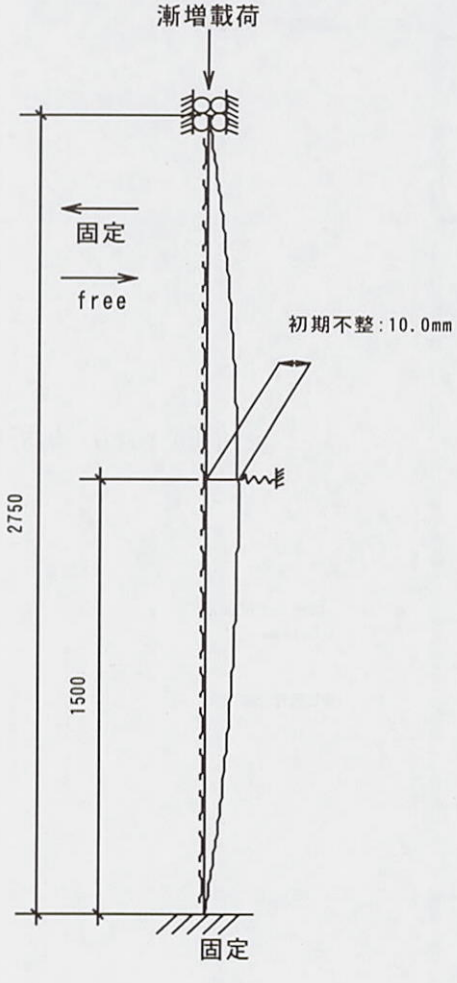


図-4.4.6　非線形解析のモデル概要

（2）解析結果

各ケースでの座屈形状と座屈耐力を下記に示す。

バネを一番細かく配置したケース①、④、⑦が各バネ値の中で座屈耐力が大きく、バネ値を 5000(kN/m)としたものが最も大きくなっており、それ以上にバネ値を大きくしたケース⑦は、ほぼ同じ座屈耐力となっている。すなわち、5000(kN/m)よりもバネ値を大きくしても、拘束効果による座屈耐力は向上しないものと思われる。

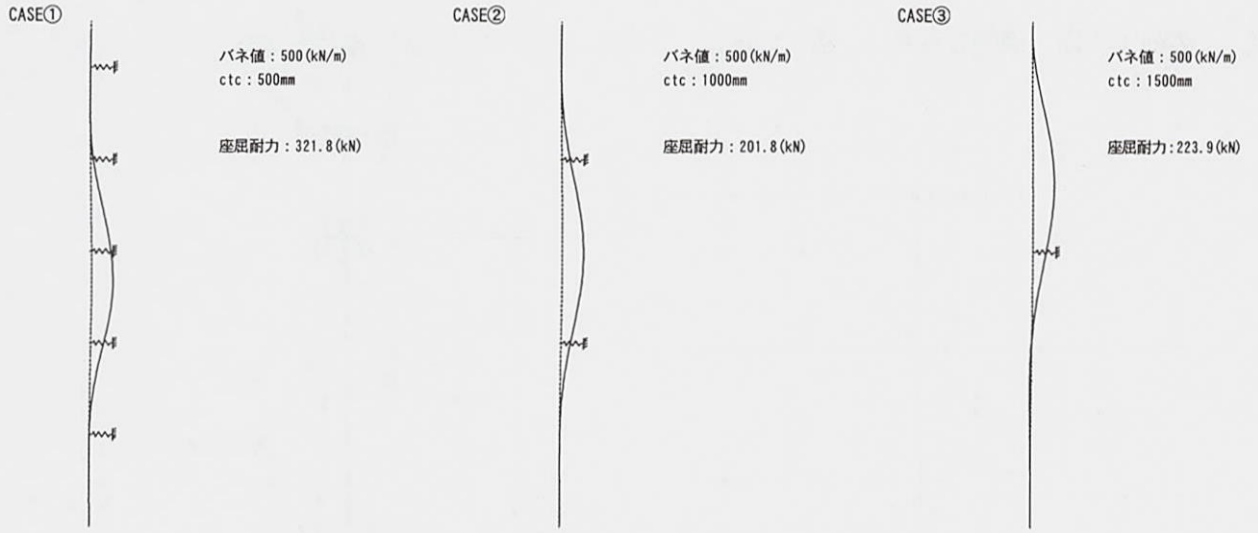


図-4.4.7(a)　解析結果（非線形解析）その１

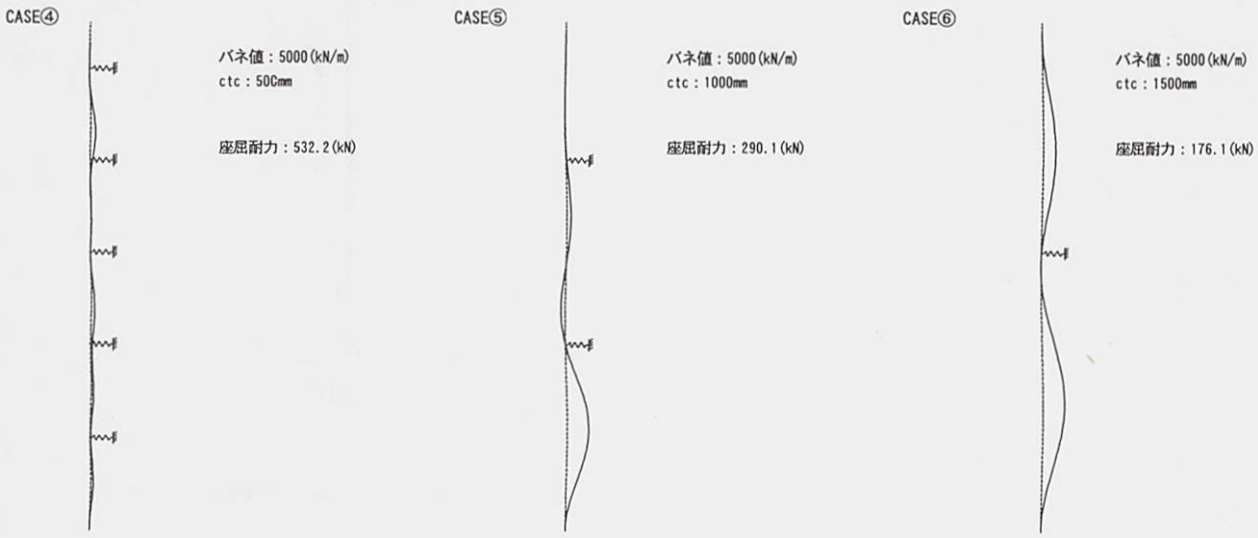


図-4.4.7(b)　解析結果（非線形解析）その２

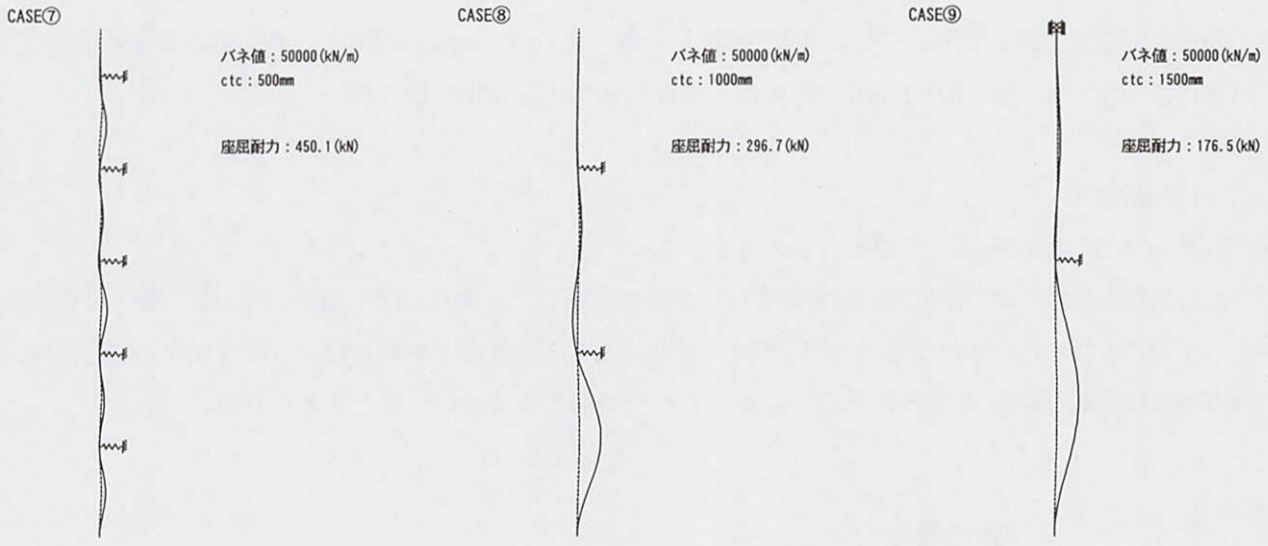


図-4.4.7(c)　解析結果（非線形解析）その３

4.4.4　非線形解析（分布バネモデル）

（1）解析概要

前項の中で、実施工で用いられる可能性が高いと考えられる case5 に着目し、PC 梁の横拘束効果を分布バネにてモデル化する（図-4.4.8）。その他の条件は前項の非線形解析と同一とした。

（2）解析結果

各ケースでの座屈形状と座屈耐力を図-4.4.9 に示す。

この結果から、PC 梁の横拘束効果を分布バネで評価することにより、拘束効果が向上し、その結果、座屈耐力が大きくなることがわかる。今回提案する梁による座屈防止効果を解析によって評価する場合には、横拘束バネは梁の幅に対応する分布バネによってモデル化することが必要と考えられる。

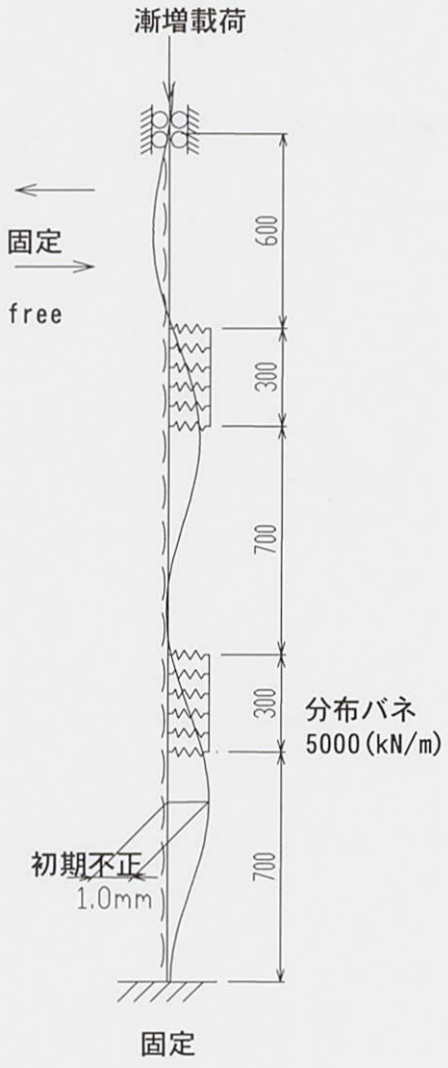


図-4.4.8　解析モデル概要（分布バネ）

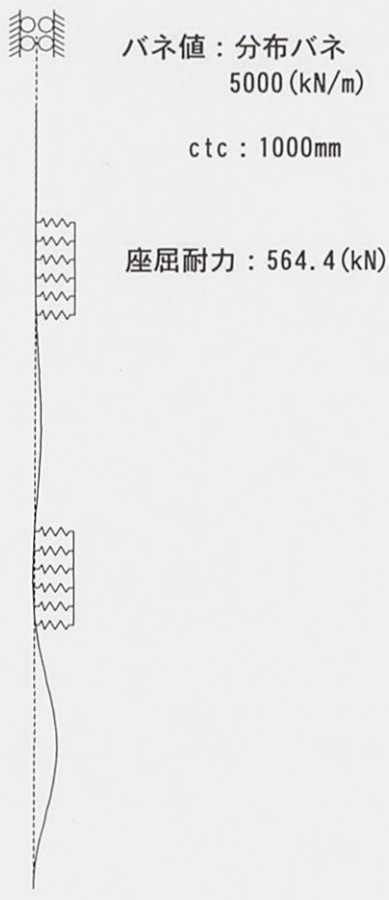


図-4.4.9　解析結果（分布バネ）

4.4.5 考察

以上の結果より、ＰＣ梁を横方向に配置することによって、軸方向鉄筋の座屈を拘束する効果が期待できることがわかる。また、その効果はＰＣ梁の鉛直方向配置ピッチ及びＰＣ梁の剛性（ＰＣ梁の支点間隔）によって変化するが、ＰＣ梁の剛性については、水平方向の拘束バネ値が 5000(kN/m)を越えると、バネ値の増加に対する座屈耐力の向上が望めなくなる。すなわち、バネ値 5000(kN/m)（PC 梁の支間長が約 4m）とすることで PC 梁の剛性は十分であると考えられる。

一方、PC 梁の鉛直方向ピッチであるが、PC 梁の幅が 300mm 程度を考えているため、施工の合理化を考える上では 1m程度以上とすることが望まれる。しかし、配置間隔を 1mとし、バネ値を 5000(kN/m)とした解析（4.4.4 参照）においても、その座屈耐力は 564kN と、鉄筋の降伏強度の 700kN に比べ小さい値となっており、今後、配置間隔や配置方法などを検討する必要がある結果となっている。

4.5　平成 14 年度の計画

4.5.1　方針

プレストレス導入構造を活用した配筋合理化技術の開発は、既往の研究と帯鉄筋にプレストレスを導入する概念を組み合わせた新しい構造を目指す。具体的には、図-4.5.1 に示すような塑性ヒンジ部の配筋の合理化を目的とする。図に示すように、この例では帯鉄筋にプレストレスを導入することにより、A 案では中間拘束筋を 1/2 に減ずることができ、B 案では帯鉄筋の間隔を 4 倍に広げることができる可能性を示している。

今後は、この内 B 案で検討を進める。

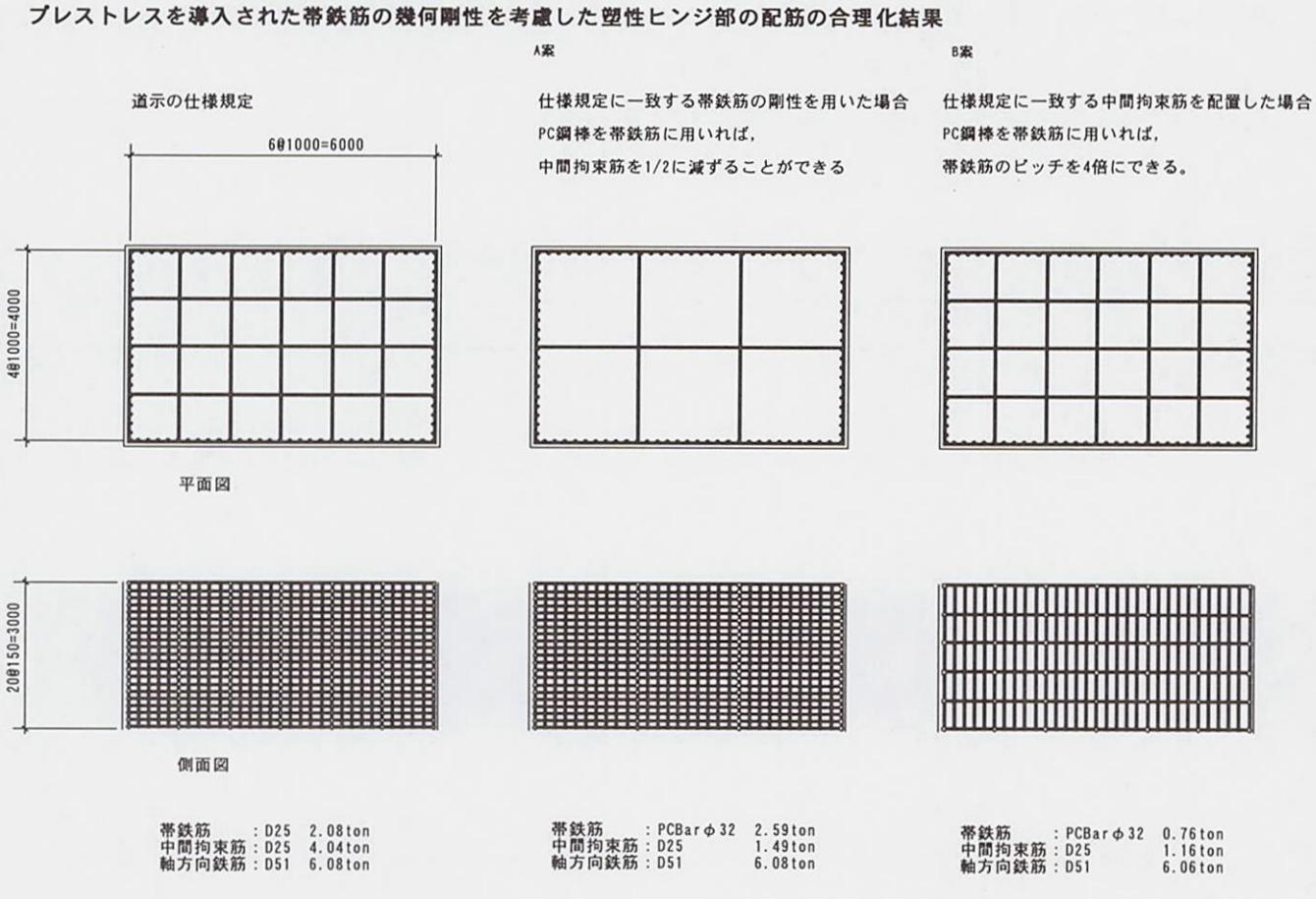
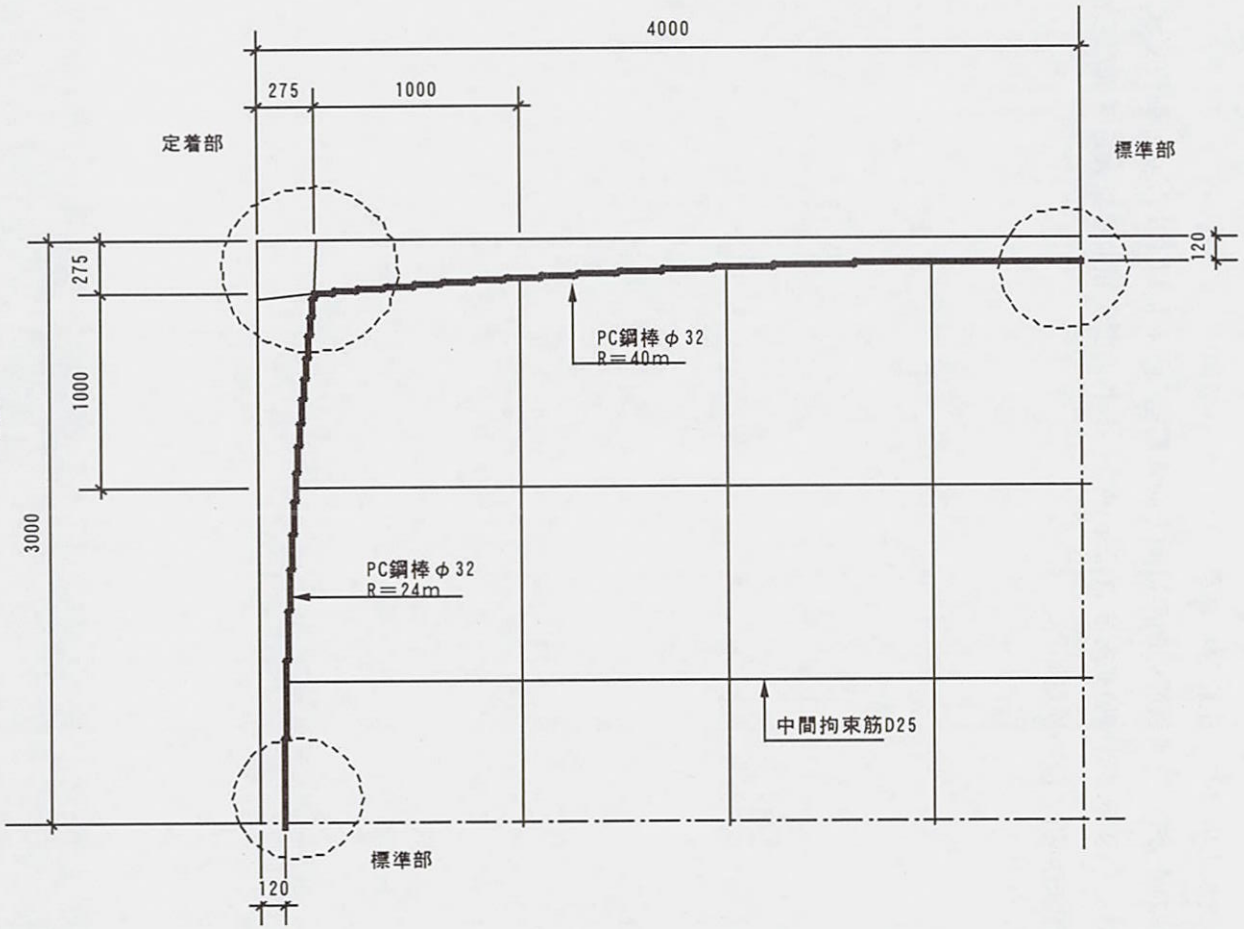
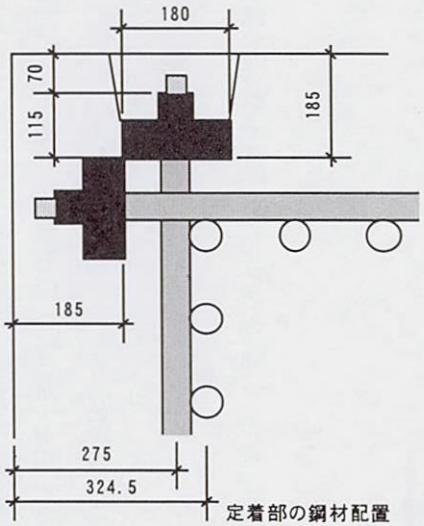
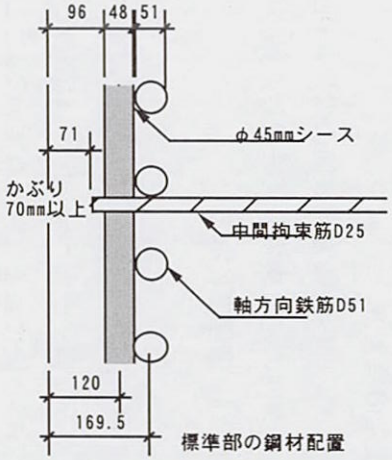


図-4.5.1　提案工法による塑性ヒンジ部における拘束筋の配筋合理化の例

橋脚への拘束筋の配置例







4.5.2　工法の考え方

(1)　塑性ヒンジ内の軸方向鉄筋の限界座屈長さ（4.3.2(1)参照）

塑性ヒンジ内の正負交番載荷を受けた軸方向筋の限界座屈長さは、塑性ひずみと初期不整の影響を受け、鉄筋径の 14 倍程度になる。

(2)　幾何学的非線形を考慮した帯鉄筋のバネ値　(4.3.2(2)参照)

一般にかぶりコンクリートが剥落したあと、軸方向筋の座屈を抑制すする機能は、帯鉄筋の曲げ剛性に依存するバネ値によると言われている。ここでは、帯鉄筋に緊張されたPC鋼棒を用いることにより、PC鋼棒のバネ値を、鋼棒自身の曲げ剛性とプレストレスを考慮した幾何剛性で評価した。結果、1m間隔で支持された緊張力を有するφ32 の PC 鋼棒のバネ値は、1m間隔で支持された D25 鉄筋の 5 倍程度になることがわかった。

(3)　弾性支承上のはりの座屈解析結果　(4.3.2(4)参照)

上記の検討を受けて、帯鉄筋の間隔は軸方向鉄筋径の 14 倍以下で、かつ、弾性支承上の梁と考えれば、単位長さあたり等価なバネ値を有すれば座屈モードおよび座屈荷重は大きく異ならないと推測できる。以下、有限変形解析を行い検証した。

4.5.3 実験計画

実験は、朝津らの研究で実施された試験体を基準供試体とし、比較実験を行なうものとする。基準供試体と本工法を適用する供試体の諸元の比較を表-4.5.1 に示す。

			土研No.8	住友No1	住友No2
断面	形状		正方形	正方形	正方形
	幅×高さ	(mm)	1200×1200	1200×1200	1200×1200
	載荷高さ	(mm)	4800	4800	4800
	せん断支間比		4	4	4
軸方向鉄筋	径		D19	D19	D19
	段数		1	1	1
	間隔	(mm)	50	50	50
	かぶり	(mm)	50	50	50
	鉄筋比	(%)	1.75	1.75	1.75
	降伏点	(N/mm^2)	328	328	328
横拘束筋	径		D10	PC鋼棒φ11	
	間隔	(mm)	75	250	
	体積比	(%)	1.00	0.41	
	降伏点	(N/mm^2)	336	1080	
	有効長	(mm)	375	375	
コンクリート	強度	(N/mm^2)	33.5	33.5	
軸力		(N/mm^2)	1.00	1.00	
計算値	ひびわれ荷重	(kN)	183	183	
	ひびわれ変位	(mm)	1.7	1.7	
	初期降伏荷重	(kN)	807	804	
	降伏耐力	(kN)	1025	1026	
	降伏変位	(mm)	18.2	18.3	
	終局変位	(mm)	104.9	127.7	
	せん断耐力	(kN)	1787	155.9	
	帯鉄筋のバネ定数	(N/mm)	85	375	
	かぶりのバネ定数	(N/mm)	30	100	
	等分布バネ定数	(N/mm^2)	1.53	1.90	
	座屈長さ(土研式)	(mm)	424	393	
	座屈長さ(FEM)	(mm)	500	475	
	座屈荷重(FEM)	(kN/本)	89.5	90.1	
実験値	ひびわれ荷重	(kN)			
	ひびわれ変位	(mm)			
	初期降伏荷重	(kN)			
	降伏耐力	(kN)			
	降伏変位	(mm)	22		
	終局変位	(mm)			
	最大座屈長	(mm)	525		

表-4.5.1 供試体の諸元

プレストレスは 48.9kN/本導入するものとした。

土研の No.8 供試体のバネ定数が多少低い。

FEM では、かぶりを表中の値で評価した。

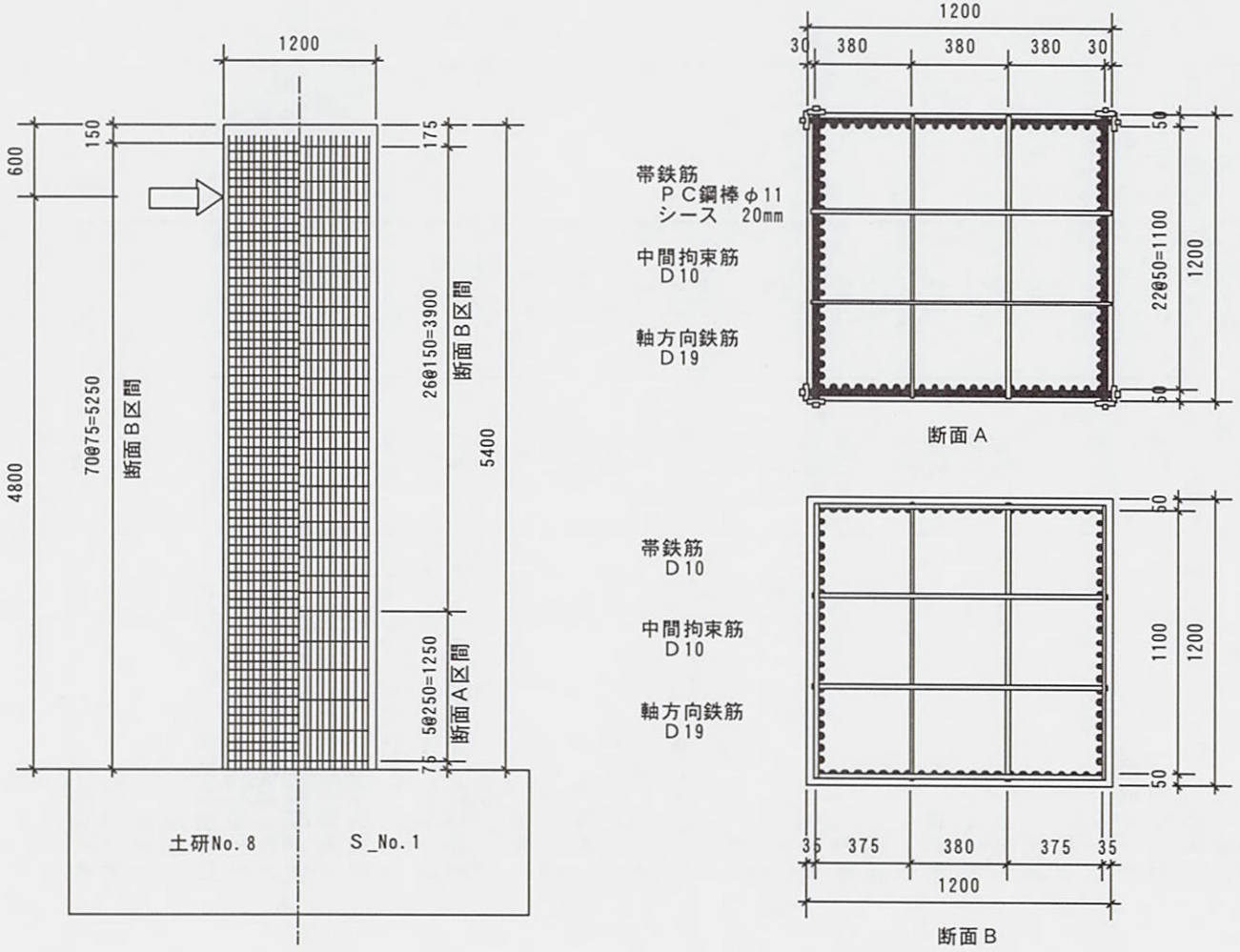


図-4.5.2　供試体の構造図

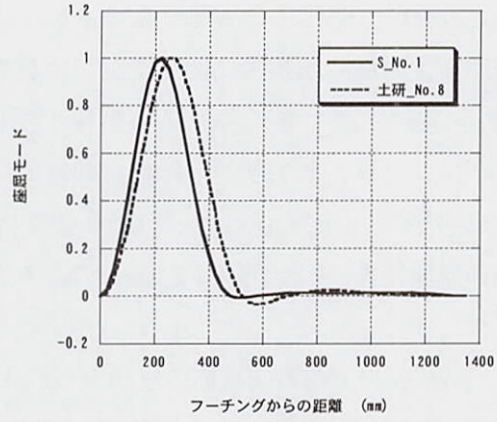


図-4.5.3　供試体の軸方向鉄筋座屈モードの予測

実験での確認事項

① かぶりの剥落範囲、剥落時期の比較
② 座屈の長さ、発生時期の比較
③ 帯鉄筋（PC 鋼棒）に生じるひずみ量
④ 中間拘束筋に生じるひずみ
⑤ 軸方向筋に生じるひずみ
⑥ かぶりコンクリートの表面ひずみ（帯鉄筋方向）＜プレストレスの有効性
⑦ せん断耐力の差の違いに起因する挙動の比較　＞　影響しないことが望ましい
⑧ プレストレスによるコンクリートの拘束効果　＞　残存耐力の比較か
⑨ 定着部の構造細目

参考文献

1) 藤原保久、和田宣史、田村均、北川毅彦：壁式ＲＣ橋脚耐震補強工法（ＡＷＳ工法）の開発と実用化、土木学会「耐震補強・補修技術、耐震診断技術に関するシンポジウム」論文集　1997.9

2) 大江眞平、濱本敬治、可部正治、奥村一彦：プレキャスト型枠工法による高橋脚の急速化施工－丹波綾部道路乙味川橋工事－、コンクリート工学　　Vol.40, No.6, 2002.6

3) 川島一彦 、細入圭介 、庄司学 、堺淳一（東京工大　大学院）：塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性、土木学会論文集、NO. ６８９ PAGE. ４５－６４ 2001

4) 浅津直樹 、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集、NO. ６８２ PAGE. １７７－１９４ 2001

5) ＢＡＹＲＡＫ Ｏ（Ｕｎｉｖ. Ｔｅｘａｓ ａｔ Ａｕｓｔｉｎ, ＴＸ）; ＳＨＥＩＫＨ Ｓ Ａ（Ｕｎｉｖ. Ｔｏｒｏｎｔｏ、ＯＮ）、Ｐｌａｓｔｉｃ ｈｉｎｇｅ ａｎａｌｙｓｉｓ、Ｊ Ｓｔｒｕｃｔ Ｅｎｇ、ＶＯＬ. １２７、ＮＯ. ９ ＰＡＧＥ. １０９２－１１００ 2001

6) 星隅順一、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 PAGE. ２１５－２３２ 2001

7) 石橋忠良、中山弥須夫、津吉毅 ：帯鉄筋を配置していないＲＣ柱の地震時破壊形態、土木学会論文集、NO. ６７６ PAGE. １３－１８ 2001

8) 広瀬茂、大谷悟司、吉岡民夫 ：ＲＣ橋脚耐震補強のためのＰＣ巻立て工法、自然災害における地盤の防災および構造物の復旧と補強シンポジウム論文集、ＰＡＧＥ. １４１－１５０ 1997

9) 鈴木直人、沢田吉孝、幸左賢二、藤井康男 ：高横補強材量を有するＲＣ部材のじん性率に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、ＶＯＬ. ２０、ＮＯ. ３ ＰＡＧＥ. ２５３－２５８ 1998

10) 島弘、伊藤圭一、水口裕之：曲げ破壊型ＲＣ橋脚における鉄筋座屈モデルによる靭性解析、コンクリート工学年次論文報告集、ＶＯＬ. １２、ＮＯ. ２ ＰＡＧＥ. ７４１－７４６ 1990

11) 増川淳二、須田久美子 、前川宏一 ：かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈を考慮した中空断面ＲＣ橋脚の３次元非線形ＦＥＭ解析、コンクリート工学年次論文報告集、ＶＯＬ. ２１、ＮＯ. ３ ＰＡＧＥ. ３７－４２ 1999

12) 松田哲夫、湯川保之、石原重孝、須田久美子、安松敏雄 ：中空断面を有するＲＣ橋脚の耐震性に関する模型実験　徳島自動車道池田湖橋、橋梁と基礎、ＶＯＬ. ３０、ＮＯ. １１ ＰＡＧＥ. ２５－３０ 1996

13) 須田久美子、新保弘、増川淳二、村山八洲雄：中空断面ＰＣ柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について、コンクリート工学年次論文報告集、ＶＯＬ. １８、ＮＯ. ２ ＰＡＧＥ. ７２５－７３０ 1996

14) 津吉毅、石橋忠良：鉄筋を柱外周に配置する既設 RC 柱の耐震補強工法の断面外配置した鉄筋の拘束効果に関する研究、土木学会論文集、V-51、77-88、2001.5

15) 飯干福馬 、山川哲雄、田川利郎 、ＬＩ Ｗ Ｃ：ＰＣ鋼棒にプレストレスを導入して外帯筋状に耐

震補強したＲＣ極短柱の高軸力下での弾塑性挙動，コンクリート工学年次論文報告集，ＶＯＬ．２３，ＮＯ．１ ＰＡＧＥ．９３１－９３６ 2001

＜研究担当＞　住友建設株式会社

第5章 プレキャスト構造を活用した配筋合理化技術

5．1 はじめに

通常の鉄筋コンクリート構造の変形性能を向上させるためには、帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置する必要があり、配筋作業が非常に煩雑となると同時に、打設時におけるコンクリートの充填性確保も懸念される場合がある。一方、あらかじめ工場等で製作しておいたプレキャスト部材を現地で組み立てる、プレキャストコンクリート構造は、通常の鉄筋コンクリート構造と同等もしくはそれ以上の耐震性能確保が可能であれば、上記施工面での問題点を合理的に回避し、施工の合理化が図れる構造形式となりうる。また、同構造は、同時に工期短縮や品質に対する信頼性をより向上させることも可能である。

そこで本章では、このようなプレキャストコンクリート構造に着目し、現状の技術を整理するとともに、橋脚の配筋合理化に対する検討課題を取りまとめる。

なお、土木学会コンクリート委員会プレキャストコンクリート部材の力学的特性に関する研究小委員会（委員長鈴木基行東北大学教授）では、上記と同様の観点に則り、プレキャストコンクリート部材の力学的特性－現状と課題－[1)]と題する報告書を取りまとめている。そこで以下では、同報告書において整理されている内容を適宜参考とすることとする。

5．2 現状の技術レベル

5．2．1 橋脚に用いられるプレキャストコンクリート構造の分類と得失

本節では、橋脚に用いられるプレキャストコンクリート構造の現状技術について整理する。

まず、同構造の範疇に入る構造形式を大局的に分類し、その得失を整理する。なお、ここでは、プレキャストコンクリート構造を構成するプレキャスト部材を構造体としてみなしうるものを対象とし、構造体とはみなさず型枠として利用するプレキャスト型枠構造については、対象とはしていない。

橋脚に用いられるプレキャストコンクリート構造を構築過程の観点より分類すると、フルプレキャスト構造とハーフプレキャスト構造に大別される。

このうちフルプレキャスト構造とは、構造体として評価しうる部材断面全体をプレキャスト部材にて構成する方法である。同構造は、施工時における工期短縮や現場作業の合理化に資するものであるが、一般に部材重量が大きくなるため、運搬、揚重についての制約を受けやすい。

また、フルプレキャスト構造を構造体完成後における応力状態の観点より細分類すると、ＰＣ構造、ＰＲＣ構造、ＲＣ構造に大別される。このうち、ＰＣ構造は、各プレキャスト部材にシース管を設置しておき、部材仮組後にＰＣ鋼材を挿入して緊結することにより一体化を図るものである。模型実験結果[例えば2)]によると、完成後の構造体における正負交番荷重作用時の挙動は、曲げとともに各部材のロッキング的挙動が卓越し、変形性能に優れているとともに、明確な塑性ヒンジが現れないでポストピークに至ることが明らかにされている。また、荷重変位関係の履歴は原点指向型の特性を有するため、地震時のエネルギー吸収機能は小さいが、地震終了時の残留変形が小さい挙動を示すことが想定される。但し同構造は、作用する水平力がある一定限界を超え片側が浮き上がり出すと、その後は、自重や支承反力に起因する復元モーメントが小さく

なる特性を有し、挙動が不安定となる可能性がある。また、同じく浮上時には、過度な引張力がＰＣ鋼材に作用し、特にＰＣ鋼材をボンドとする場合には、ひずみが集中することによる破断など、脆性的な挙動となることも懸念される。

一方、ＰＲＣ構造は、ＰＣ構造と同様に、各プレキャスト部材にシース管を設置しておき、部材仮組時にＰＣ鋼材により緊結を図ると同時に、仮組完了後に鉄筋を挿入して空隙を充填して一体化を図るものである。施工面に着目すると、ＰＣ構造に比して、鉄筋の挿入および空隙充填の手間は増大するが、複数の橋脚を構築する場合は、仮組との並行作業が可能であるため、合理性の面では大きな相違とはならない。また、その挙動は、前述したＰＣ構造と後述するＲＣ構造の中間的な挙動となることが、模型実験[例えば3)]より明らかにされている。なお同構造は、鉄筋を後施工することを基本としているが、その場合には、フーチングに対する主鉄筋の定着方法について配慮が必要となるものと考えられる。また、後述するＲＣ構造と同様に、各ブロック間にて鉄筋を順次接続していく方法も考えられるが、その場合には、ＲＣ構造に対する施工合理性の面での優位性は小さくなる。

これに対してＲＣ構造は、各部材にスリーブ継手や機械式継手等の継手構造を配置しておき、組立て時に順次接合していくものである。したがって、施工効率に関しては、接合作業が支配的となり、ＰＣ構造やＰＲＣ構造と比べ多少劣ることは否めない。したがって、同構造を開発対象とする場合は、接合部に着目することが重要である。変形性能や挙動については、継手部を有していても現場打ちのＲＣ構造と同様であることが模型実験[例えば4)]により確認されており、履歴特性も紡錘型のものとなる。

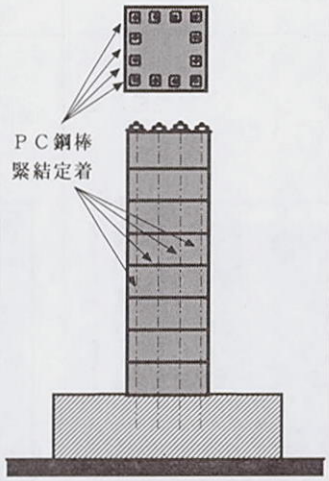
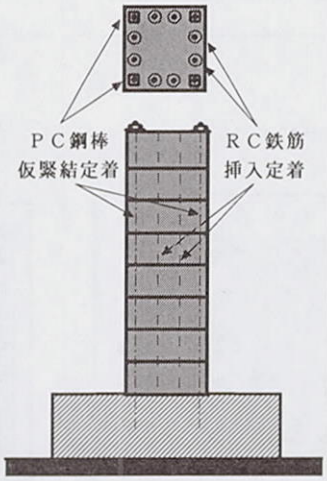
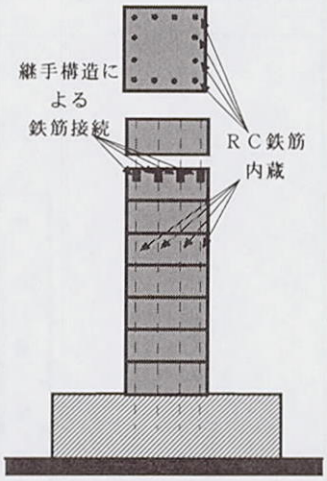
なお、フルプレキャスト構造では、せん断補強もしくはコアコンクリートの拘束を目途として配置される帯鉄筋は、全てプレキャストブロック内にあらかじめ配置されており、軸方向引張り荷重を受け持つ主鋼材については、ＲＣ構造についてはブロック内に内蔵されているが、ＰＣ構造もしくはＰＲＣ構造については、ブロック作成後挿入することを基本としている。

各フルプレキャスト構造の分類と得失を表-5.2.1に整理する。

一方、ハーフプレキャスト構造とは、部材断面をプレキャスト部と現場打ちコンクリート部に分けることにより構築する方法であり、両者の接合部には目荒らしやコッター、ジベルなどを設置し、適切に応力が伝達される配慮が施されている。同構造は、フルプレキャスト構造に比してプレキャスト部材の重量が小さく、運搬や揚重の容易性の面では優位である。しかしながら、現地にて鉄筋組立てやコンクリート打設などの作業を要するため、工期や施工合理性の面では、現場打ちの場合よりは優位であるものの、フルプレキャスト構造に比しては劣るものと考えられる。

ハーフプレキャスト構造をプレキャスト部材部に配置される鋼材配置の観点より分類すると、軸方向鉄筋および帯鉄筋を配置する主鉄筋帯鉄筋内蔵型、帯鉄筋のみを配置する帯鉄筋内蔵型、プレキャスト型枠に用いるモルタルに鋼繊維を混入して構造体として評価する鋼繊維混入型プレキャスト型枠に大別される。これらハーフプレキャスト構造は、どの範疇のものにおいても、プレキャスト部材の組立作業や現場におけるコンクリート打設作業を要し、施工面から見た優位性は、現地における鉄筋組立て作業が支配要因となる。すなわち、プレキャスト部材により多くの鋼材を配置できる主鉄筋帯鉄筋内蔵型が施工性は優位であり、鉄筋組立て作業が最も多い鋼繊維内蔵型は、通常の現場打ちの場合と配筋作業量の大きな相違はない。但し、主

表-5.2.1　橋脚に用いるフルプレキャスト構造の分類と得失

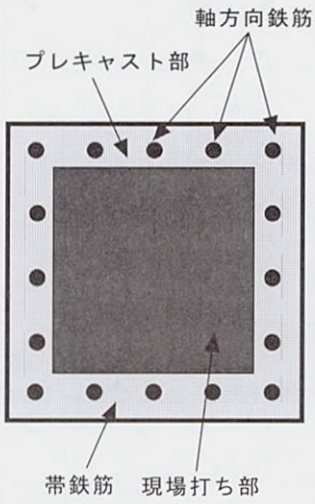
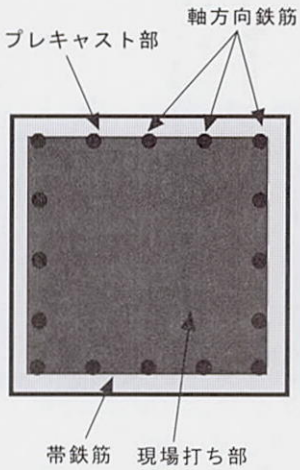
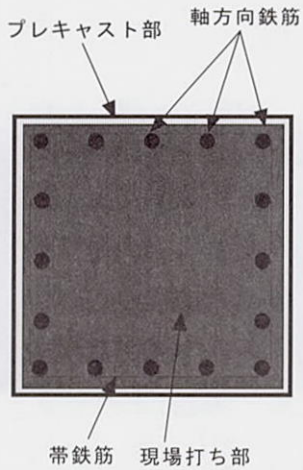
応力条件による分類	ＰＣ構造	ＰＲＣ構造	ＲＣ構造
概念図			
鋼材配置	帯鉄筋内蔵	帯鉄筋内蔵	主鉄筋帯鉄筋内蔵
現場作業	（現場打ち工法と比べ） 大幅に軽減可能	仮組後、主鉄筋挿入 作業を要する	組立時に部材間 鉄筋接続作業を要する
工期	（現場打ち工法と比べ） 大幅に短縮可能	主鉄筋挿入作業を要する （並行作業は可能）	部材間の鉄筋接続作業 に支配される
運搬・揚重の制限	一般に重量が大きくなるため、制約を受ける		
地震時の挙動	ロッキング挙動が卓越 原点指向型履歴特性を示す	ＰＣ構造とＰＲＣ構造の 中間的挙動を示す	現場打ちＲＣ構造と同様 紡錘型履歴特性を示す
留意事項	（片側浮上り後） 過度な引張力がＰＣ鋼材に 作用	・鉄筋後挿入の場合、フーチングに対する定着方法に工夫が必要 ・ＲＣ構造と同様に鉄筋を接続する方法も可能	・主鉄筋接合部の構造に工夫が必要

鉄筋帯鉄筋内蔵型においてプレキャスト部材を鉛直方向に分割して施工する場合は、フルプレキャストＲＣ構造と同様、主鉄筋の接合作業を行う必要がある。なお、主鉄筋帯鉄筋内蔵型および帯鉄筋内蔵型に関して中間帯鉄筋の配置する必要がある場合には、その定着に関して、構造形式に応じた配慮を要することとなる。

また、模型実験[例えば5)]によると、ハーフプレキャスト構造は、構造体としての挙動は現場打ちＲＣ構造と類似しており、その評価は、ＲＣ構造と同等とするか、同じ評価体系に則った提案修正式を用いることとなる。このうち、鋼繊維混入プレキャスト型枠については、鋼繊維の混入率や配向性によっては、鋼繊維の存在を鉄筋に換算するして評価する場合もある。

各ハーフプレキャスト構造の分類と得失を表-5.2.2に整理する。

表-5.2.2　橋脚に用いるハーフプレキャスト構造の分類と得失

鋼材配置による分類	主鉄筋帯鉄筋内蔵型	帯鉄筋内蔵型	鋼繊維混入型 プレキャスト型枠
概念図			
応力状態	ＲＣ構造（プレキャスト部と現場打ち部の間に応力が伝達する工夫が必要）		
現場作業	・主鉄筋を含むプレキャスト部の接合 ・コンクリート打設	・プレキャスト部材および主鉄筋の組立て ・コンクリート打設	・プレキャスト部材および主鉄筋、帯鉄筋の組立 ・コンクリート打設
工期	本表のなかでは最短 フルプレキャストより長い	左右の方法の中間程度	本表のなかでは最長 現場打ちより短い
運搬・揚重の制限	一般に、フルプレキャスト構造と比べて軽量化が可能であり、制約は小さい		
地震時の挙動	現場打ちＲＣ構造と同様に、紡錘型履歴特性を示す		
留意事項	・中間帯鉄筋の配置に工夫が必要 ・フルプレキャストＲＣ構造と同様に主鉄筋の接合が必要	・中間帯鉄筋の配置に工夫が必要	・鋼繊維の混入率や配向性によっては、これを帯鉄筋に換算する場合もある

5. 2. 2　鉄筋継手構造の分類とプレキャスト構造への適用

プレキャスト構造は、分割されたプレキャスト部材を何らかの手段を用いて接合し、一体構造とすることが基本である。特に、前節で分類した構造種別のうち、ＲＣフルプレキャスト構造や主鉄筋内蔵型のハーフプレキャスト構造では、引張力を負担する主鉄筋にも継手構造を設置し、現場打ち工法と同等もしくはそれ以上の応力伝達構造を形成する必要がある。そこで本節では、一般的に用いられている鉄筋継手構造を調査[6)]し、プレキャスト構造に対する適用性について評価検討する。

鉄筋の継手方法は、

①重ね継手

②機械式継手

③スリーブ充填継手

④溶接継手（ガス圧接およびアーク溶接）

の４種類に大別される。

このうち、重ね継手は、コンクリート中で鉄筋端部を重ね合わせる最も簡単な方式であり、継手部の応力は鉄筋とコンクリートの付着を介して伝達される機構となる。しかしながら、例えば道路橋橋脚を対象とする道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編[7]では、塑性ヒンジ長の４倍の区間にある断面領域では、原則として軸方向鉄筋の継手を設けてはならないことが規定されており、施工上やむを得ない場合についても、被りコンクリートが剥離した場合においても確実に機能できる機械式継手、スリーブ継手、溶接継手などを対象として、設置状況に応じた試験を行って継手部の強度を定めるものとしている。したがって、これら位置に重ね継手を設置することは、回避する必要があることとなる。

また、同示方書[7]によると、重ね継手を設置する際に必要とされる長さは、式(5.2.1)により算出される継手長かつ鉄筋径の20倍以上とされており、十分な応力伝達を発揮するためには、一般に長い重ね合せ長が必要となる。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}}\phi \qquad (5.2.1)$$

ここに、l_a　：付着応力より算出する重ね継ぎ手長(mm)

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2)

τ_{0a}：コンクリートの許容付着応力度(N/mm^2)

ϕ　　：鉄筋の直径(mm)

したがって、プレキャスト構造に対する重ね継手の採用は、

・塑性ヒンジ領域の４倍の区間内に継手の設置を回避することは困難な場合が多い

・現場打ち工法と同等の機能を発揮させるためには、所要の重ね継手長を満たす長さの鉄筋を既設置部材内に鉄筋を挿入させたうえで、空隙部を充填する必要があり、施工効率が悪くなる

などの事由により、適用困難であると判断される。

また、機械式継手としては、継手部に配置した継手用鋼管を冷間で油圧により絞り圧着加工または締め付け圧着加工して鉄筋に圧着し、突き合わせた鉄筋を継ぎ合わせる圧着継手、表面の異形形状がネジ状に熱間圧延で成形された異形鉄筋（ネジふし鉄筋）を内面にネジ加工されたカプラーによって継ぎ合わせるネジふし鉄筋継手、鉄筋端部に熱間アプセット鋳造による膨径部を作り、同部にネジ切り加工しをほどこした鉄筋を相互に突き合わせ、カプラーで結合した後にロックナットで締め付け鉄筋を継ぎ合わせるネジ加工継手、などがある。

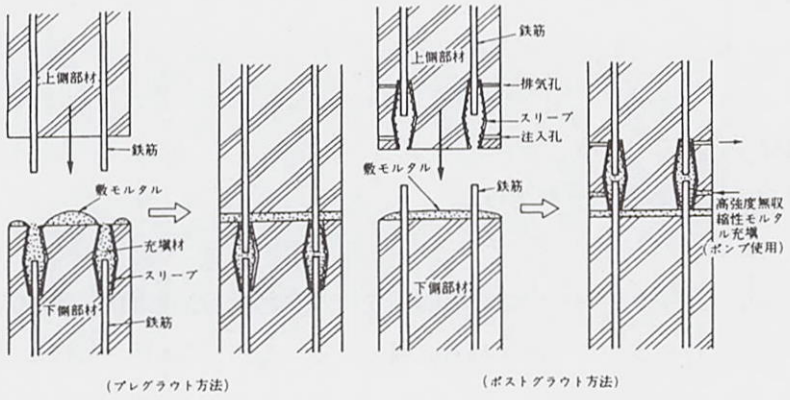


図-5.2.1　Pca部材接合部のモルタルスリーブ充填継手の施工順序[6)]

これらについては、土木学会コンクリート委員会より設計施工指針案[6)]が定められており、道路橋脚に関する適用については、これら指針案を参考に、前述した道路橋示方書の規定に則り、設置条件に応じた試験で継手部の強度を定めれば問題はないものと考えられる。しかしながら、プレキャスト構造にこれらを採用する場合には、現地におけるブロック設置時にこれら圧着もしくは締付け作業が発生するため、適用は困難であるものと考えられる。

一方、スリーブ充填継手は、継手部に配置した継手用スリーブと鉄筋との間隙に充填材を充填し、スリーブの内部に形成された凹凸部と異形鉄筋のふしとが硬化した充填材を介して力を伝達することにより、突き合わせた鉄筋を継ぎ合わせる方式であり、充填材としては、溶融金属、高強度無収縮性モルタルなどがある。これらについても、土木学会より設計施工指針案[6)]が定められているとともに、機械式継ぎ手と同様に、別途試験を行うことにより、道路橋脚への適用は可能であると考えられる。また、プレキャスト構造にこれらを採用する場合には、あらかじめ充填口を設置しておき、部材仮組後、充填材を注入することにより一体化する方式の適用が考えられる。その際には、加熱溶融装置等が不要で簡易に充填が可能であるモルタル充填方式の適用が合理的であると考えられる。

さらに、溶接継手は、鉄筋の端面を付き合わせ、酸素アセチレン混合ガス炎でこの部分を加熱し、半溶融状態にしつつ加圧して接触部を中心とするふくらみをつくり、端面相互間に十分な金属接触面をつくり力を伝達させるガス圧接と、エンクローズ溶接と称する溶融金属が溶接部から流れ出ないように溶融池を当て金で囲んで行うアーク溶接法などがある。これらについても設計指針案[6)]や道路橋示方書[7)]での扱いのうえでは橋脚への適用は可能であるが、プレキャスト構造に対して採用する場合は、機械式継ぎ手と同様に、現地におけるブロック設置時に溶接作業が発生するため、適用は困難であるものと考えられる。

以上より、プレキャスト構造に対して適用する継手構造は、高強度モルタル等を充填するスリーブ方式が最も適切であるものと考えられる。プレキャスト部材接合部に適用するモルタルスリーブ充填継手の施工順序を、図-5.2.1に示す。

5. 2. 3 プレキャスト接合部のせん断耐力評価式

前述したように、プレキャスト構造には、現場打ち構造とは異なり、部材接合部が必ず存在する。接合部の応力伝達機構の一部として主鉄筋を接合部で継ぐ場合の継手構造は、前節で整理したとおりであり、曲げに起因する引張応力や軸引張力に対しては、これら継手構造を適切に設置することで現場打ち構造と同等もしくはそれ以上の構造体とすることが可能である。しかしながら、せん断力に関しては、通常の場合、鋼材とコンクリートが共同して負担するため、接合面の状態に応じた部材間応力伝達機構を適切に評価する必要がある。そこで本節では、これら伝達機構を整理し、プレキャスト構造を対象とした接合部のせん断耐力について、これまでに提案されている評価式を調査整理することとする。

文献[1)]では、接合面におけるせん断伝達耐力に及ぼす要因として、

①接合面に作用する圧縮および引張力

②コンクリート強度

③接合面の鉄筋もしくは界面に配置されるジベル筋の量

④接合面の状態

の４種類があることを示している。このうち①については、作用する軸力に応じてせん断伝達耐力が比例的に増減する研究結果を紹介し、これはせん断伝達耐力が摩擦理論に立脚していることを示すものであるとしている。また、②については、コンクリートの圧縮強度の平方根もしくは圧縮強度に応じたせん断伝達耐力の補正方法が提案されていることを紹介し、③については、鉄筋比に応じてせん断伝達耐力が増加することや、鉄筋比がある程度以上となると耐力が頭打ちとなることなどの研究結果を紹介している。さらに、④については、通常のひび割れ面でのせん断伝達耐力を1.0とすると、目荒し状態では0.8、平滑状態では0.6となるとの結果を得た研究結果などを紹介している。

また、土木学会が刊行しているコンクリート標準示方書[8)]では、式(5.2.2)に示す設計せん断伝達耐力評価式が規定されている。

$$V_{cwd}=\{(\tau_c+p\cdot\tau_s\cdot\sin^2\theta-\alpha\cdot p\cdot f_{yd}\cdot\sin\theta\cdot\cos\theta)\,A_c+V_k\}/\gamma_b \qquad (5.2.2)$$

ここに、V_{cwd}：設計せん断伝達耐力

τ_c：コンクリートのせん断伝達力

$\tau_c=\mu\cdot f'^{b}_{cd}(\alpha\cdot p\, f_{yd}-\sigma_{nd})^{1-b}$

μ：固体接触に関する平均摩擦係数で、0.45としてよい

f'_{cd}：コンクリートの設計圧縮強度

b：面形状を表す係数（プレキャスト部材継目に接着剤を用いた場合は0.5）

σ_{nd}：せん断面に垂直に作用する平均応力度で、圧縮の場合は$-\sigma'_{nd}/2$とする

p：せん断面における鉄筋比（十分な定着長を持った鉄筋のみ考慮）

τ_s：鋼材のせん断伝達力

$\tau_s=0.08\,f_{yd}/\alpha$

θ：せん断面と鉄筋のなす角度

α：低減係数

$\alpha = 0.75\{1-10(p-1.7\sigma nd/fyd)\}$

fyd：鋼材の設計引張強度

Ac：せん断面の面積

Vk：せん断キーによるせん断耐力で次式による

$Vk = 0.1Ak \cdot f'cd$

Ak：せん断キーのせん断面の面積

γb：部材係数で一般に1.3としてよい

また、建築学会が刊行しているプレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工[9]では、鉛直接合面に関しては式(5.2.3)が、水平接合面に関しては式(5.2.4)が規定されている。

$$Qv = 0.10Fc \cdot Asc + \sigma y \Sigma av \quad (5.2.3)$$

ここに、Qv：鉛直接合部の終局せん断耐力

Fc：ジョイントコンクリートの設計基準強度

Asc：鉛直接合部シヤコッターの鉛直断面積の和

σy：コッター筋の材料強度

Σav：鉛直接合部のコッター筋断面積

$$Qh = 0.7(\sigma y \Sigma ah + Nh) \quad (5.2.4)$$

ここに、Qh：水平接合部の終局せん断耐力

σy：コッター筋の材料強度

Σah：水平接合部の有効接合筋断面積の和

Nh：耐力壁の軸圧縮力（作用する軸圧縮力）

これらは式(5.2.2)に比して簡易に接合面の耐力を評価しうるものとなっている。しかしながら、図-5.2.2や図-5.2.3に示すように、これら式による評価を各種実験結果と比較すると、その精度は必ずしも良好とは言い難く、また、図中に記している載荷方法に応じた相違も認められる。

以上示したように、プレキャスト構造におけるせん断伝達耐力に関しては、一般的な構造に対してはいくつかの評価式が提案されている。しかしながら、実際のせん断耐力は、種々の要因が複雑に影響しているため、新しい接合構造を検討する際には、これら提案されている評価式の適用性確認や当該構造に適用しうる補正方法の設定、もしくは新規評価式の確立を行う必要がある。

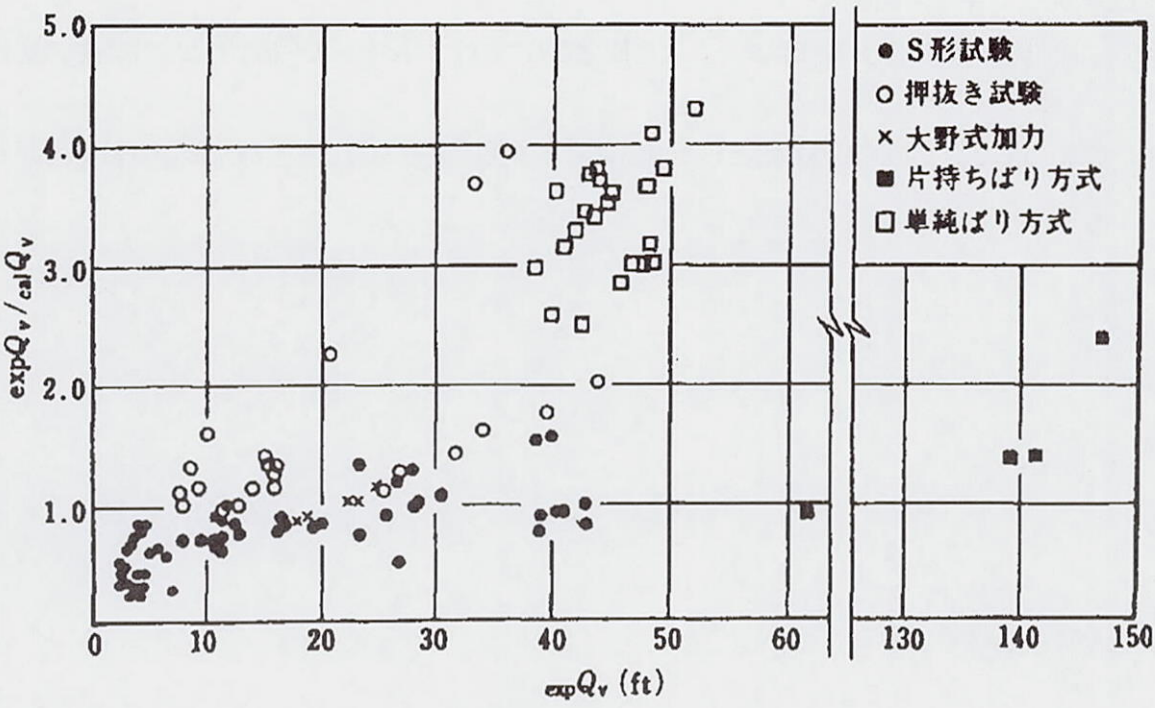


図-5.2.2　鉛直接合部に関する計算値と実験値の比較[9)]

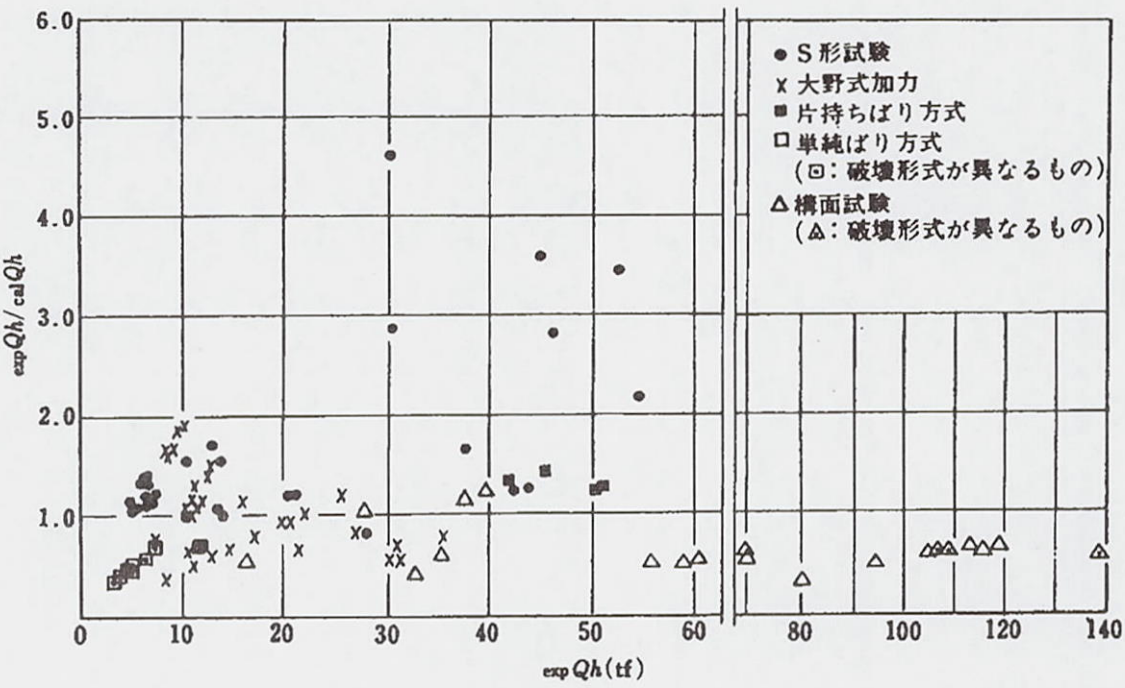


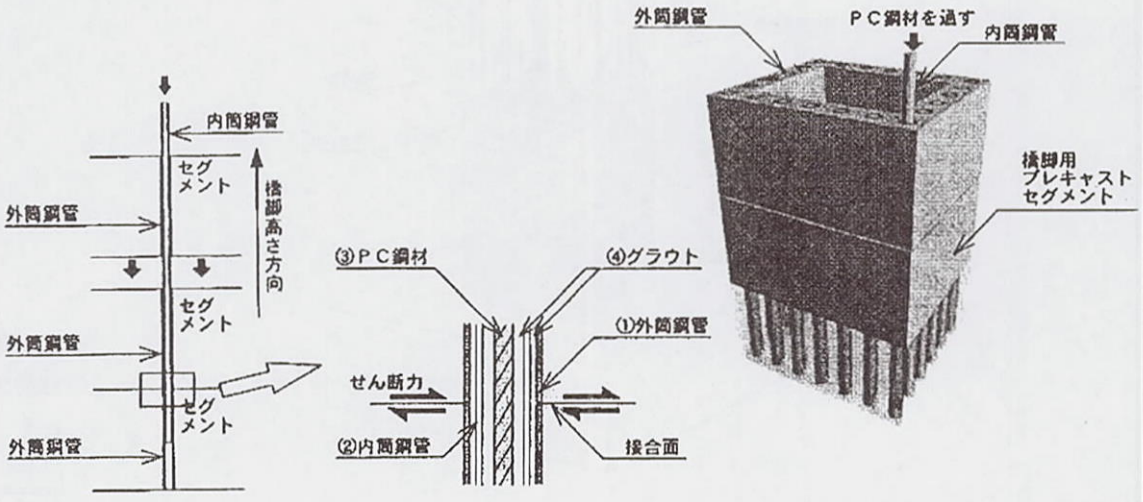
図-5.2.3　水平接合部に関する計算値と実験値の比較[9)]

5．3　既開発プレキャスト構造

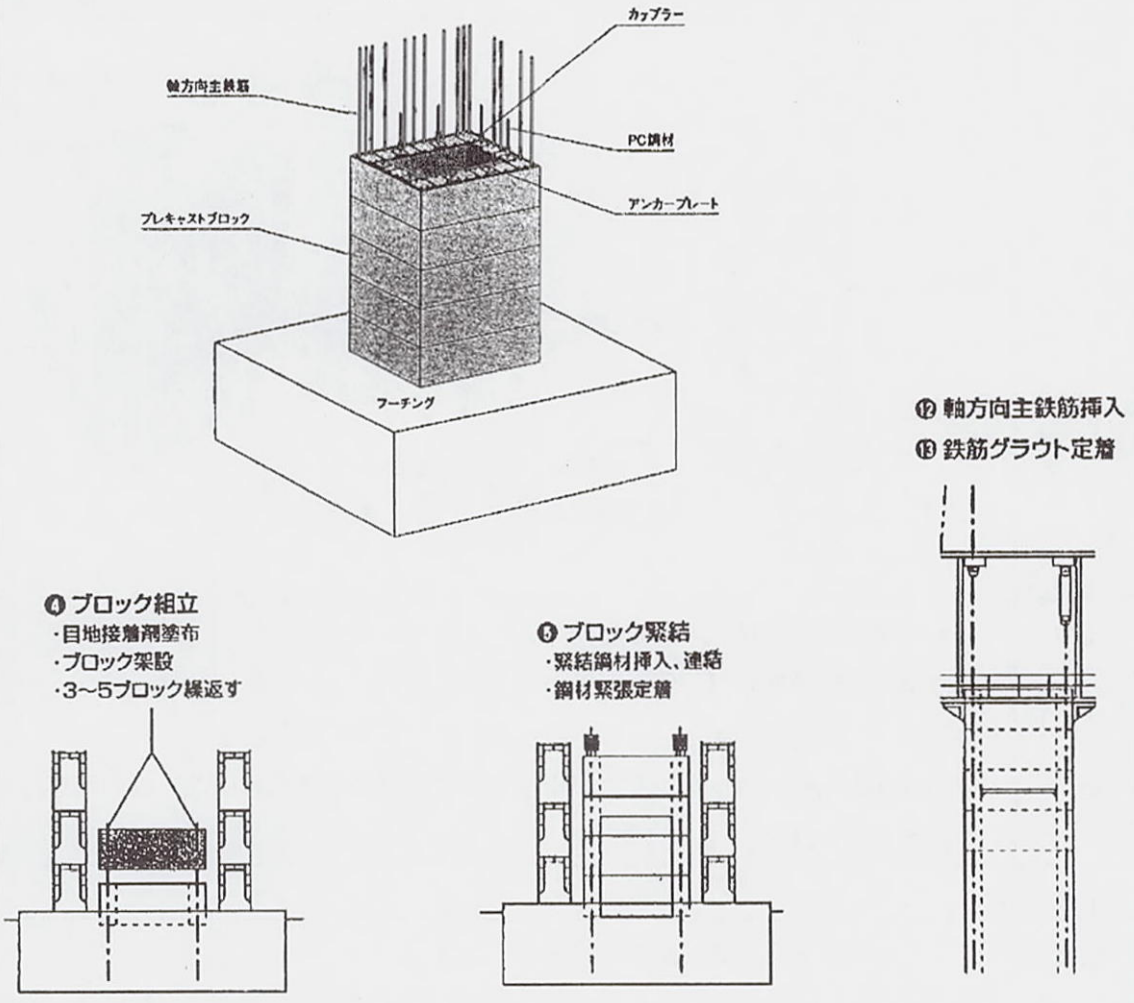
本節では、前節までの調査分類を踏まえ、既に開発されているプレキャスト構造について、その概要を整理する。

なお、章末には、ここで調査の対象とした構造に対する実験概要を取りまとめた参考資料を添付する。

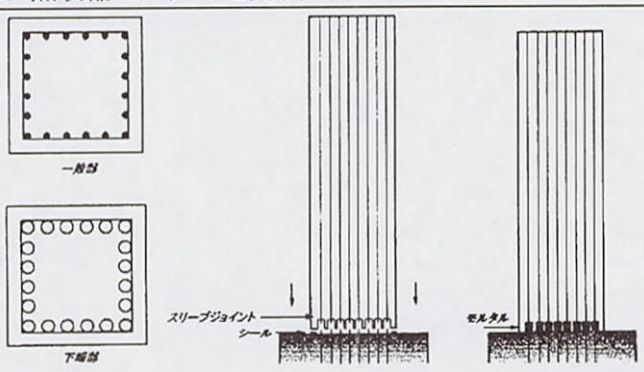
(1)プレキャストPC橋脚[10)]

開発者	鹿島
適用箇所	橋脚
分類	フルプレキャストＰＣ構造
工法概要	接合面に円形鋼管を配置し、せん断力を伝達 構造：外筒鋼管（セグメントに埋設、ダクト及び局部応力分散が目的） 内筒鋼管（接合面を跨ぐように配置） ＰＣ鋼材（セグメントを緊結）　＋グラウト（上記構造を一体化）
概要図	
特徴	・ＰＣ橋脚と同じく粘りのある挙動 ・原点指向型履歴性状（残留変形量が小さい） ・終局時（最大荷重の80%）においても塑性ヒンジは形成されない ・橋脚基部の回転（ロッキング）が卓越：ＰＣ鋼材の破断兆候はない（適度な付着切れ） ・接合面のズレはなし
施工実績	なし
備考	・プレキャストＰＣ橋脚に関する実験を実施 ・(社)プレストレストコンクリート技術協会橋脚ＰＣ構造研究委員会（委員長：横浜国立大学池田教授）においてもプレキャストＰＣ橋脚に関する実験を実施[11)] ○継手部はＰＣ鋼材のみで緊結：特に問題なし ○コアコンクリートは健全 ○ＰＣ鋼材のひずみ増加が懸念

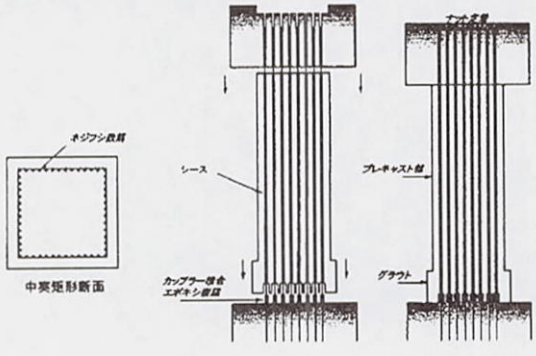
(2)プレキャストPRC中空橋脚[3)、12)、13)、14)]

開発者	ドーピー、日本ヒューム、ピーエス、土木研究所基礎研究室、八戸工大
適用箇所	橋脚
分類	フルプレキャストＰＲＣ構造
工法概要	・構築時に低プレストレス力を導入して緊結 ・鉄筋用シースに高強度、超遅延性ノンブリージングモルタルを充填 ・構造物全長にわたって連続した鉄筋を挿入付着固定
概要図	
特徴	・ＲＣ構造と同様の設計が可能 ・ＲＣ構造に比して目地ごと継手、定着体が省略可能 ・ＰＣによる緊結作業と鉄筋挿入は並行作業可能 ・挙動はＰＣとＲＣの中間程度 ・接合面のズレはなし
施工実績	なし
備考	

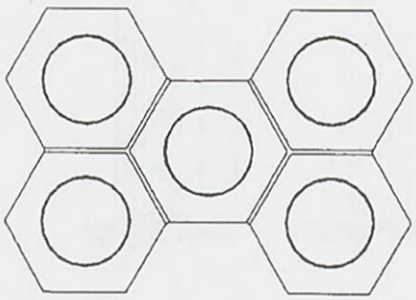
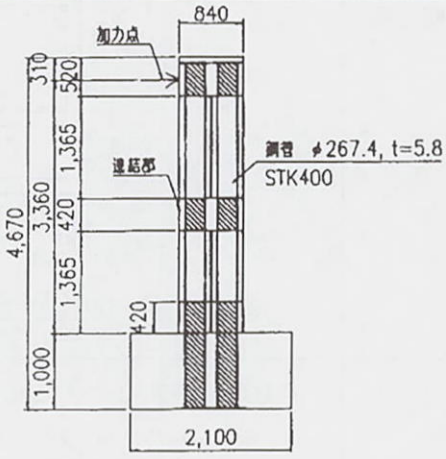
(3)軸方向鉄筋モルタル接合RCプレキャスト橋脚[4)]

開発者	フジタ
適用箇所	橋脚
分類	フルプレキャストＲＣ構造
工法概要	・主鉄筋の接合をモルタル充填式スリーブジョイントで行う ・ブロック接合面は、無収縮モルタルを充填
概要図	
特徴	・応力が集中する位置に継手を設けても変形性状は良好（ＲＣ構造と同様の紡錘型履歴性状） ・接合面は十分に圧縮力が伝達
施工実績	なし
備考	ＲＣ構造については、川田建設にて実績あり[15)]：東葉高速線飯山満駅

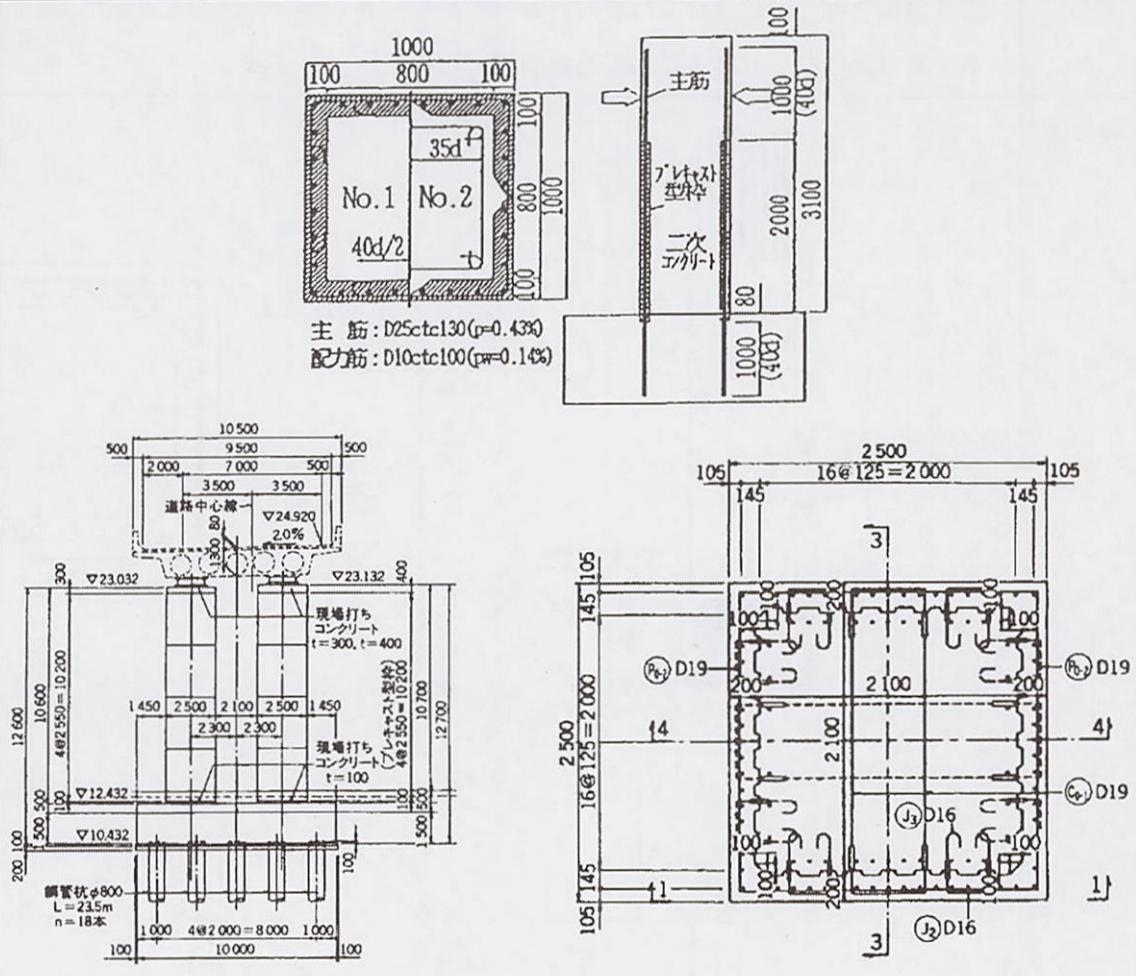
(4)軸方向鉄筋後挿入ネジ接合RCプレキャスト橋脚[16)]

開発者	東急建設
適用箇所	橋脚
分類	フルプレキャストＲＣ構造
工法概要	・主鉄筋の接合をカプラー接合＋エポキシ充填で行う
概要図	
特徴	・軸方向鉄筋降伏後せん断破壊 ・柱中央にせん断ひび割れ
施工実績	なし
備考	

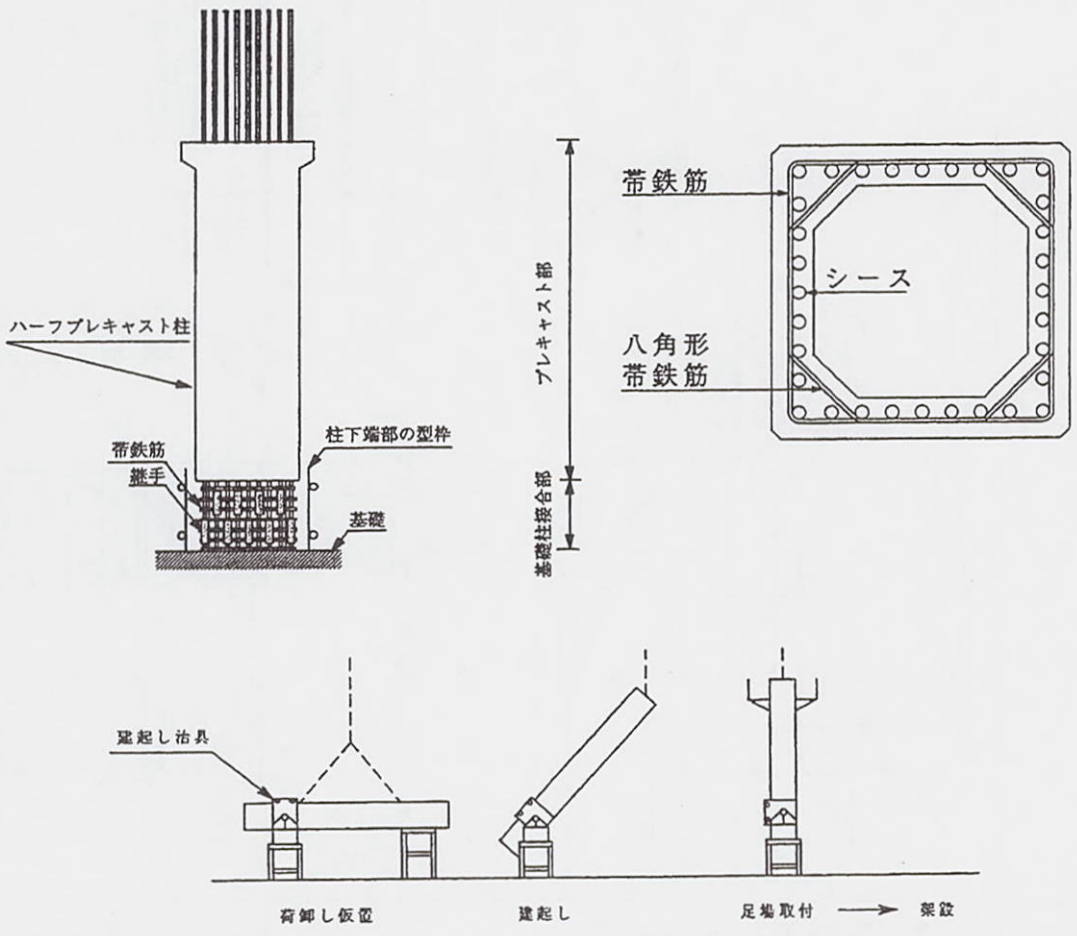
(5)ハニカムプレキャスト合成構造[17)]

開発者	大林組
適用箇所	橋脚
分類	フルプレキャスト合成構造
工法概要	・鋼管と六角のプレカラムの中にコンクリートを充填し柱を製作 ・柱をハニカム状に配置し連結して一体性を確保
概要図	 
特徴	・合成断面と一体断面はほぼ同じ挙動 ・十分なエネルギー吸収能がある ・鋼管とコンクリートの付着確保の対策が必要
施工実績	なし
備考	

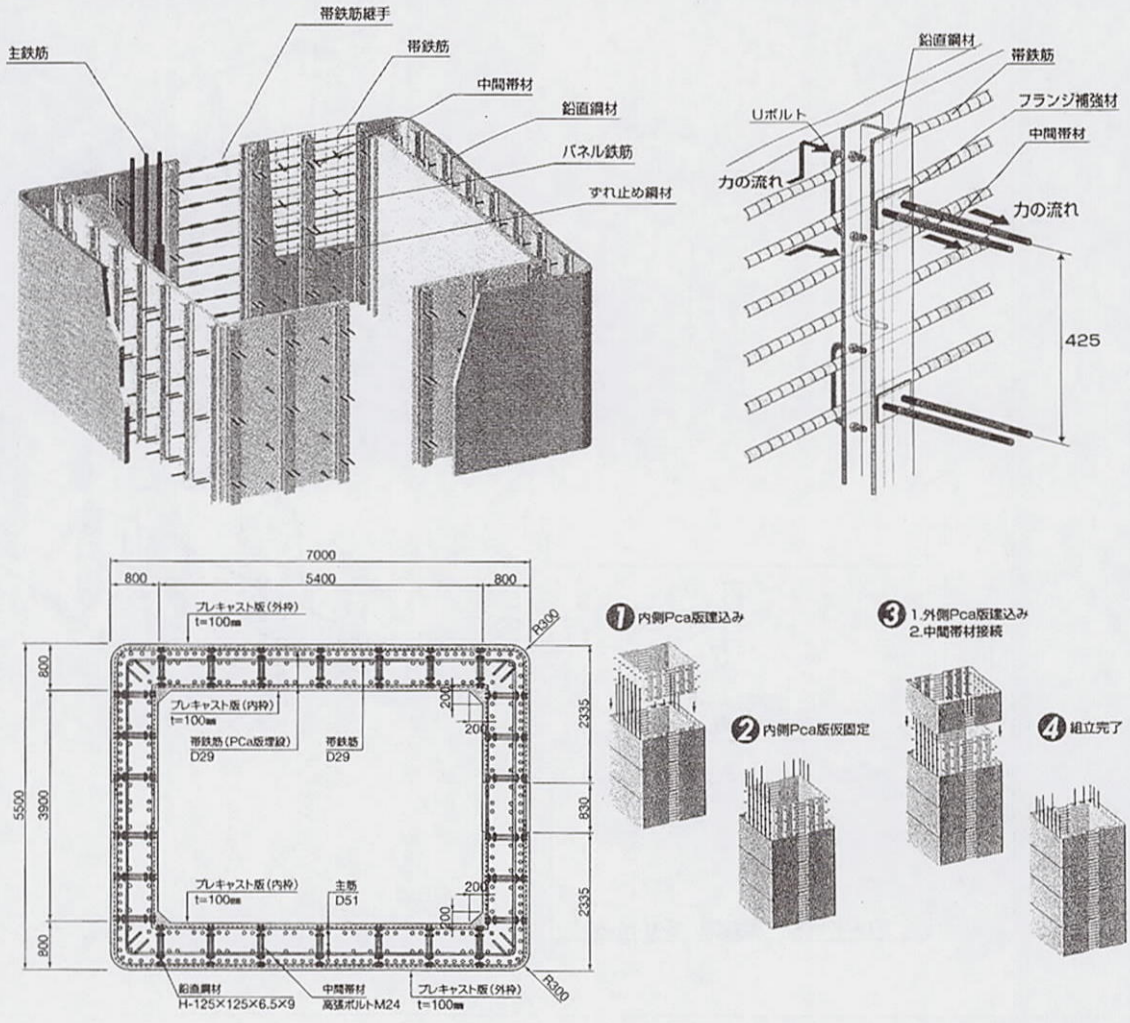
(6)プレキャストコンクリート型枠利用技術[18)]

開発者	土木研究所・フジタ・佐藤工業
適用箇所	橋脚
分類	ハーフプレキャスト主鉄筋帯鉄筋内蔵型
工法概要	・主鉄筋及び帯鉄筋をプレキャスト型枠内に設置 ・□型（完全内蔵型）とL型（４分割、２次コンクリート側にも帯鉄筋設置） ・内面はコッターとジベルを設置し、２次コンクリートと一体化 ・フーチングには型枠埋め込み、主鉄筋定着
概要図	
特徴	・正負交番載荷時も一体性を確保 ・安定した紡錘型履歴曲線 ・施工実績によると、工期は１７％減
施工実績	津幡北バイパス倉見高架橋[19)]（継手構造は、(3)の方法を採用）
備考	土木研究所コンクリート研究室：建設省総合技術開発プロジェクト「プレキャストコンクリート型枠の設計・施工技術の開発に関する研究」の一環、試験フィールド工事

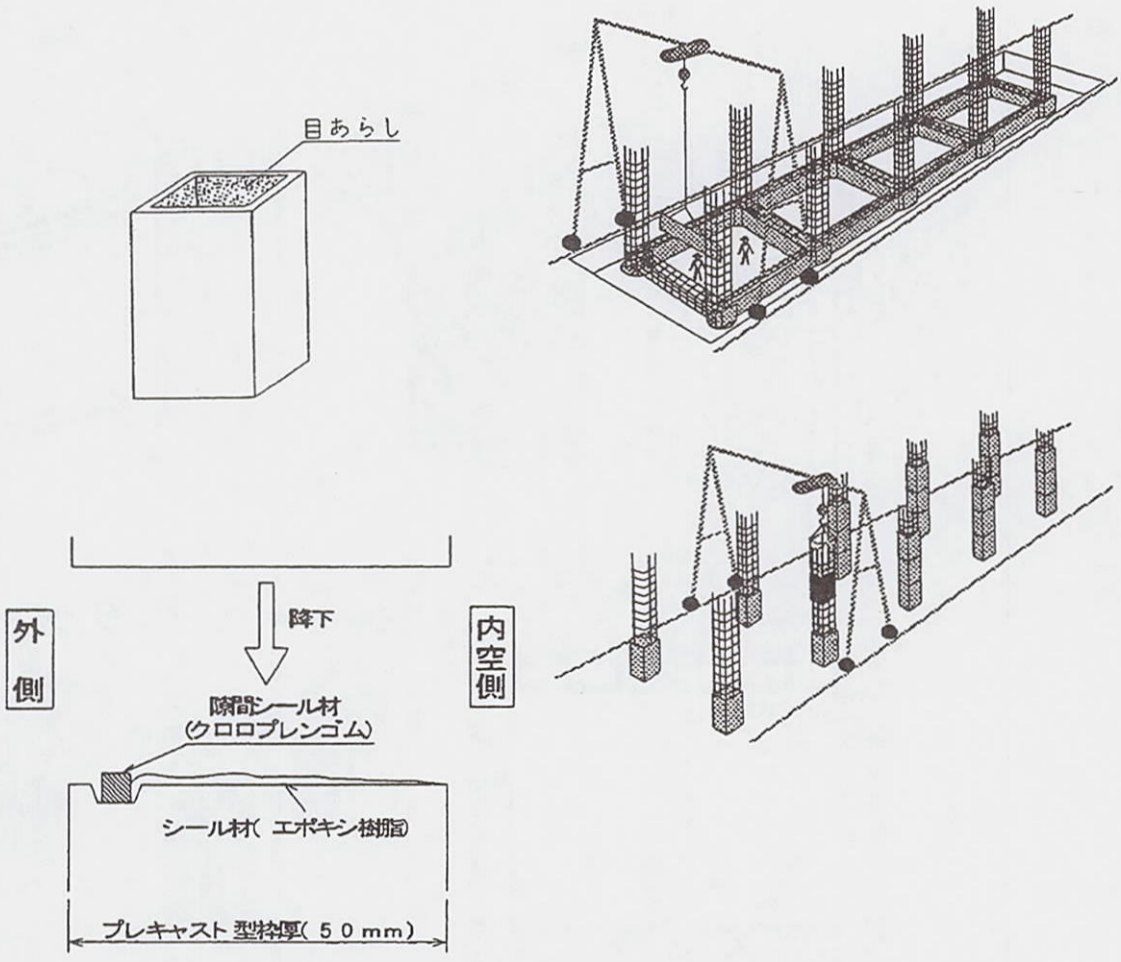
(7)ハーフプレキャスト構造[20)]

開発者	東急建設・川田建設・鉄道総合技術研究所
適用箇所	鉄道ラーメン高架橋（はり、柱、スラブ）
分類	ハーフプレキャスト主鉄筋帯鉄筋内蔵型
工法概要	・帯鉄筋をプレキャスト型枠内に設置 ・主鉄筋は設置したシース内に後挿入、基礎のアンカー筋と機械的に接合 ・□型で鉛直接合面はなし ・内面は凹凸を設け２次コンクリートと一体化 ・脚基礎接合部、梁柱接合部は場所打ちコンクリート ・水平接合部はなし（施工は川田建設の実績と類似）
概要図	
特徴	耐震性能は場所打ち工法のものと概ね同様 工法として設計・施工・細目等が確立している
施工実績	なし
備考	鉄道総研から「ハーフプレキャスト工法を適用した鉄道ラーメン高架橋の設計・施工指針」が刊行(H11.03)

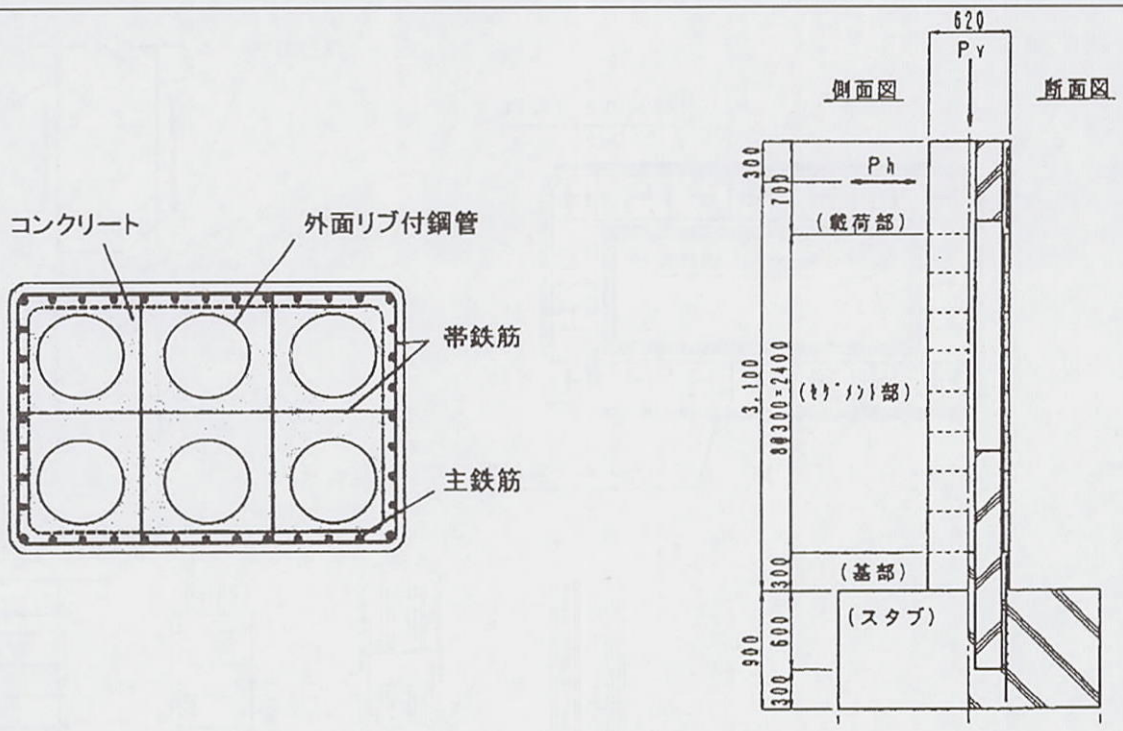
(8)SPER工法[21)]

開発者	住友建設
適用箇所	橋脚
分類	ハーフプレキャスト帯鉄筋内蔵型
工法概要	・帯鉄筋をプレキャスト版組立鉛直鋼材にUボルトで固定しプレハブ化 ・鉛直鋼材に高張力ボルトを接続し、中間帯鉄筋の機能を確保 ・プレキャスト版にズレ止め鋼材を埋め込み２次コンクリートと一体化 ・継手には10mm程度の目地を設け、シリコン系樹脂にてシール ・帯鉄筋の継手は、端部をループ状に加工し、継手金具、高力ボルトにて連結
概要図	
特徴	耐震性能は場所打ち工法のものと概ね同様 1998年頃から実績がある
施工実績	東海北陸自動車道一谷橋、京都縦貫自動車道乙味川橋、常磐新線Bl他工事
備考	

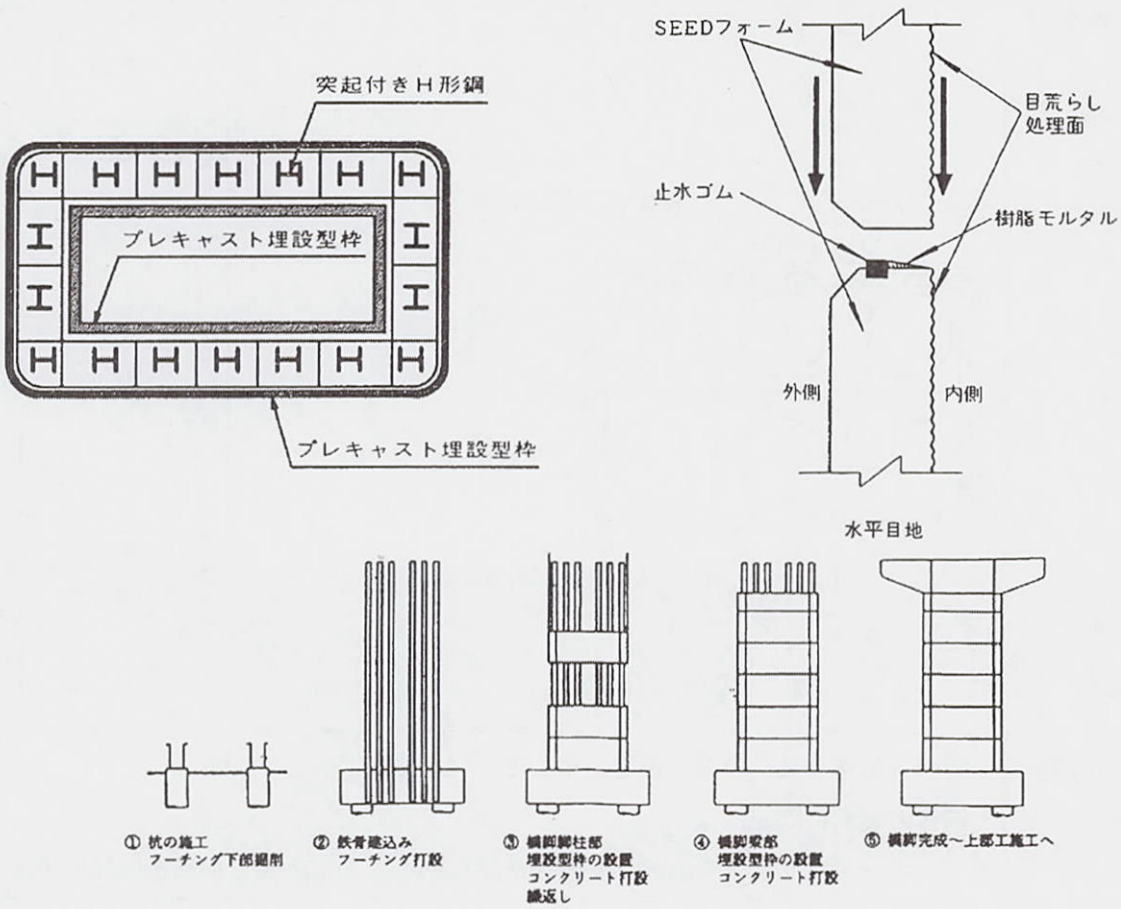
(9)SEED工法[5)]

開発者	前田建設・鉄道総合技術研究所
適用箇所	鉄道ラーメン高架橋（はり、柱、スラブ）
分類	ハーフプレキャスト鋼繊維補強型
工法概要	・鋼繊維を混入したモルタルプレキャスト型枠を構造体の一部として考慮 （構造計算は、原則として、鋼繊維を無視し、被り部として評価） ・プレキャスト版内面を目荒らしし２次コンクリートと一体化 ・継手の目地は、クロロプレンゴムとエポキシ樹脂にてシール ・筒型、U型、平板型がある（柱の場合は筒型）
概要図	
特徴	配筋は、場所打ち工法と同様
施工実績	単独ではなし
備考	鉄道総研から「プレキャスト型枠工法を適用した鉄道ラーメン高架橋の設計・施工指針」が刊行（H11.03）

(10)プレキャストセグメント＋リブ付き鋼管工法[22),23)]

開発者	三井建設・日本鋼管
適用箇所	橋脚
分類	ハーフプレキャスト合成構造
工法概要	・プレキャストセグメント、外面リブ付き鋼管、中詰めコンクリートで構成 ・軸方向鉄筋は原則配置しない（鋼管が引張鋼材） ・帯鉄筋はプレキャストセグメント内に配置
概要図	
特徴	・設計計算は、ＲＣの方法を用いることができる ・鋼管の定着に問題はない ・プレキャストセグメント内に配置した帯鉄筋は、通常のＲＣ構造と同様に機能
施工実績	なし
備考	

(11)REED工法[24)]

開発者	前田建設
適用箇所	橋脚
分類	ハーフプレキャスト合成構造
工法概要	・ステンレス鋼繊維補強プレキャスト型枠と突起付きH型鋼を組み合わせる構造 ・主鋼材は全て突起付きH型鋼（SC造、帯鉄筋、中間帯鉄筋は通常鉄筋） ・プレキャストセグメント、外面リブ付き鋼管、中詰めコンクリートで構成
概要図	
特徴	・設計計算は、曲げ耐力、変形についてはＲＣの方法を用いる ・せん断耐力については、鉄骨を鉄筋に置き換え再評価するとともに、鋼繊維補強プレキャスト型枠の寄与分も評価 ・じん性については道路、鉄道の式を修正して評価 ・プレキャストセグメント内に配置した帯鉄筋は、通常のＲＣ構造と同様に機能 ・実績では工期1/3程度となる
施工実績	北海道縦貫自動車道路大岸橋[25)]、山形自動車道路木の沢橋、西神自動車道柏木橋[26)]
備考	

5．4　まとめと課題

プレキャスト構造は、配筋作業を工場等で行うため、煩雑な配筋を精度よく行うことが比較的容易であり、一般に施工の合理化に及ぼす効果は大きい。その一方で、事業規模や諸条件に応じたコストに基づく経済合理性のもとで、その得失や有効性は評価されるべきである。

本章で分類した２種類のプレキャスト構造のうち、フルプレキャスト構造は、未だ実績には乏しいものの、配筋の合理化とともに、現在の技術ニーズの１つである工期短縮、急速施工に資することも可能であり、特にＰＣフルプレキャスト構造では、この面の効果が大きいと考えられる。

しかしながら、ＰＣフルプレキャスト構造の地震時挙動は、ある限界点を越えると躯体にロッキング振動が発生し、これが卓越してくると、支点となる躯体近傍と浮上部のＰＣ鋼材に過度な応力集中が生じるとともに、鋼材破断による脆性的な終局状態を呈することが懸念される。そこで、同構造の耐震性能をより向上させるためには、このような応力集中を回避し、安定的、平滑的な復元力を得る構造形式を開発することが必要となる。

また、正負交番載荷実験結果によると、ＰＣフルプレキャスト構造は、明確な塑性ヒンジが発生せず原点指向型の履歴性状を示すことが明らかにされている。したがって、同構造は、重要度の高い橋脚におけるレベル２地震動に対する耐震性能である地震後の修復性や復旧性の工学的指標となる残留変位が小さい利点がある。その一方で、塑性ヒンジ部でのエネルギー吸収が期待できないため、地震時の応答変位は逆に大きくなることにも留意が必要であり、これが橋の耐震性能や部材諸元の決定に対して支配的となる場合は、減衰や制震などのメカニズムを有するエネルギー吸収デバイスを別途設置するなどの配慮が必要となる。

また、総じてフルプレキャスト構造は、工期短縮には利点があるものの、重量が大きく、運搬や揚重に対して制約を受けることとなり、大規模な橋脚に対する適用に課題が残る。これを解決するためには、より小さなブロックを現地にて接続する合理的な構造を開発する必要がある。さらに、ＲＣフルプレキャスト構造は、主鉄筋の接続が工期もしくはコストに対する支配要因となるため、同様に、合理的な接続方法開発の重要度は高い。

一方、ハーフプレキャスト構造は、前節で整理したように、種々の形式のものが既に提案されており、実施工に適用して工期短縮や省力化に関する効果が確認されているものも多い。これをフルプレキャスト構造と比較すると、運搬や揚重に関する利点は大きい一方で、現場での作業工種は多く、現場打ちに対してコスト面で有利となる合理化技術のさらなる開発とともに、経済的観点に基づく適用性の検討が重要である。

参考文献

1) (社)土木学会：プレキャストコンクリート部材の力学的特性－現状と課題－、コンクリート技術シリーズ43、平成13年6月
2) 新井崇裕、日紫喜剛啓、桝本恵太、尾鍋卓巳、滝沢清一郎：プレキャストＰＣ橋脚模型の正負交番加力実験、土木学会第55回年次学術講演会講演概要集、Ⅴ-481、平成12年9月
3) 久保欣也、高木繁、中井将博：中空円環断面プレキャスト橋脚（ＰＲＣ構造）の変形性能に関する一考察、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集Ⅴ、pp.794-795、平成6年9月
4) 吉野次彦、笹谷輝勝：プレキャスト鉄筋コンクリート柱部材の接合部に関する力学的性状、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集Ⅴ、pp.1104-1105、平成6年9月
5) (財)鉄道総合技術研究所：プレキャスト型枠工法を適用した鉄道ラーメン高架橋の設計・施工指針、平成11年3月
6) (社)土木学会：鉄筋継手指針、コンクリートライブラリー第49号、昭和57年2月
7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編、平成8年12月
8) (社)土木学会：[平成8年制定]コンクリート標準示方書 設計編、平成8年3月
9) (社)日本建築学会：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工、昭和61年10月
10) 新井崇裕、日紫喜剛啓、南浩郎、竹下一敏：新しいプレキャストＰＣ橋脚の耐震性能に関する研究、プレキャストコンクリート部材の力学的特性に関するシンポジウム講演論文集、平成13年6月
11) 森拓也：プレキャストセグメント橋脚の耐震性、コンクリート工学Vol.38, No.5、2000年5月
12) 福井次郎、中野正則、高木繁、大越盛幸：プレキャスト円環橋脚（ＰＣ構造）のせん断試験に関する一考察、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集Ⅴ、pp.796-797、平成6年9月
13) 大越盛幸、中野正則、高木繁：プレキャスト円環橋脚（ＰＣ構造）の曲げ試験に関する一考察、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集Ⅴ、pp.798-798、平成6年9月
14) 中井将博、塩井幸武、長谷川明、津田和義：ＰＲＣプレキャスト部材の一接合法に関する耐震性能試験、プレキャストコンクリート部材の力学的特性に関するシンポジウム講演論文集、平成13年6月
15) 得能達雄、中村敏雄、小西哲司、荒井太：プレキャスト化したＲＣラーメン高架橋の計画と施工　東葉高速線・飯山満駅工事、川田技報Vol.14、1995
16) 玉井真一、岡本大：プレキャスト鉄道高架橋の開発（その４）－プレキャストＲＣ柱の耐震実験、東急建設技術研究所報No.22、pp.7-12、1996年10月
17) 大口健、野村敏雄、加藤敏明：ハニカムプレキャスト柱合成構造橋脚の静的載荷試験、土木学会第56回年次学術講演会講演概要集Ⅴ-472、平成13年10月
18) 河野広隆、吉野次彦、笹谷輝勝、弘中義昭、伊東良浩：プレキャストコンクリート型枠を使用した合理化技術の開発（その５）－鉛直接合面における鉄筋継手の検討（橋脚モデル実験）－、土木学会第48回年次学術講演会講演概要集Ⅵ、pp.78-79、平成5年9月
19) 藤野健一、米村克己：一体厚肉プレキャスト型枠の試験施工、セメントコンクリートNo.582、1995年8月

20) (財)鉄道総合技術研究所：ハーフプレキャスト工法を適用した鉄道ラーメン高架橋の設計・施工指針、平成11年3月
21) 水口和之、高島泰博、橋本和重、中井裕司、浅井学：プレキャストコンクリート型枠を用いた橋脚施工法の実用化、橋梁と基礎Vol.28、No.5、1998年5月
22) 田村多佳志、篠崎裕生、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、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集Ⅴ、pp.866-867、平成7年9月
23) 加島清一郎、跡部俊郎、岡本隆：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水平力交番載荷実験、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集Ⅴ、pp.868-869、平成7年9月
24) 原夏生、河野一郎、篠田佳男、横沢和夫、町田篤彦：突起付きH形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究、土木学会論文集No.662／Ⅴ-49、pp.149-168、2000年11月
25) 前田良文、盛春雄、小林良、上田達哉：鉄骨コンクリート複合構造橋脚の設計と施工－北海道縦貫自動車道大岸橋－、橋梁と基礎Vol.26、No.10、1996年10月
26) 橋本拓己、田畑稔：西神道路柏木谷高架橋橋脚工事、基礎工Vol.26、No.10、1998年10月

＜研究担当＞　財団法人土木研究センター　戸田建設株式会社

参考資料. 研究文献の試験結果一覧

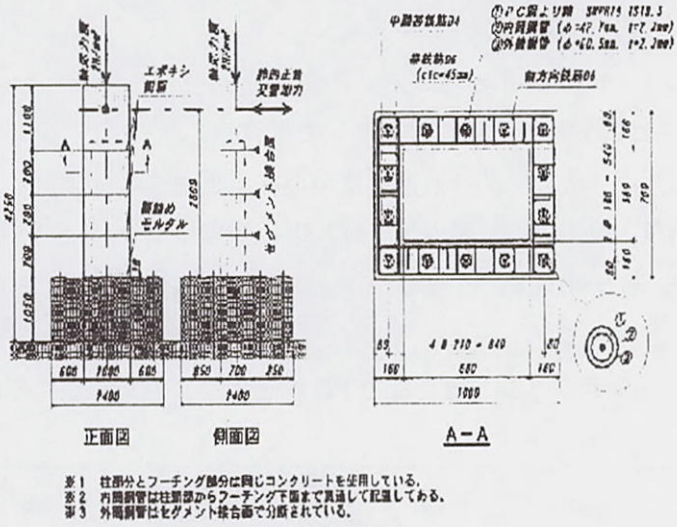
文　献　名	プレキャストＰＣ橋脚模型の正負交番加力実験		
執　筆　者	荒井、桝本、尾鍋、滝沢	所　　属	鹿島建設㈱
出　展　名	土木学会第55回年次学術講演会　平成12年9月		
キーワード	プレキャストセグメント、プレストレスコンクリート、橋脚、曲げ特性、耐震性能		

工法の特徴：PC 鋼より線にてセグメントブロックを連結。柱頭部からフーチング下面まで貫通させた２内筒鋼管を配置し、セグメント接合面でのせん断力のダボ作用による伝達を図る。

実験の目的：高さ 15m 程度の実橋脚の 1/5 倍模型を用い、耐震性能を確認

供試体概要：断面寸法 760×1000×高さ 2800mm

PC 鋼より線は 0.44σpy（σpy：0.2％永久伸びに対する応力度）＝5.5N/mm²



供試体概要

材料試験結果一覧

鋼材の種類		降伏点 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)
鉄筋	SD345　D4	397	567	205
	SD345　D6	391	544	208
PC 鋼より線	SWPR19　19.3	1762	1894	190
鋼管	φ42.7　t=2.3	361	469	207
	φ60.5　t=2.3	347	442	204

材料の種類	材齢 (日)	圧縮強さ (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	圧縮弾性係数 (kN/mm²)
コンクリート	51	54.6	3.30	34.7
間詰めモルタル	37	50.3	—	23.3
PC グラウト	21	61.0	—	14.2
エポキシ樹脂	36	70.8	22.1	—

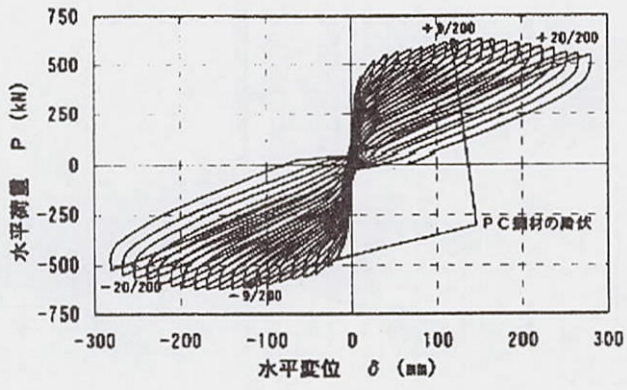
※　各材料試験結果は実験時における強度を示す。

載荷方法　：定軸力（2.0N/mm²）を作用させながら回転角（1/200rad）制御で正負繰り返し載荷し、最大荷重の 80％を下回った時点を終局状態とした。

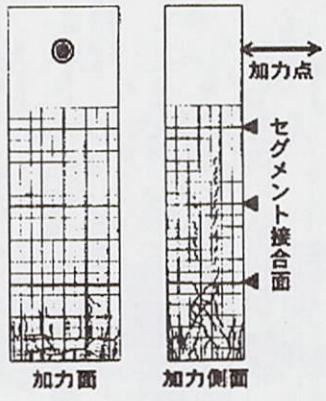
実験の結果：①9/200rad で PC 鋼線降伏、20/200rad で終局。

②塑性ヒンジは形成されず、橋脚基部に回転が集中するロッキング挙動がみられた。

今後の課題：ロッキング挙動を考慮し、PC 鋼材の付着、破断について定量的に明らかにする。



荷重－変位関係



実験後のひび割れ状況

文　献　名	プレキャストセグメント橋脚の耐震性		
執　筆　者	森　拓也	所　　属	㈱ピー・エス
出　展　名	コンクリート工学		
キーワード	プレキャストセグメント、耐震性状		

工法の特徴：ＰＣ鋼材によりプレキャストセグメントを一体化。セグメント継目は基部から１Ｄの位置。継目部分では軸方向鉄筋は貫通していない。

実験の目的：正負交番載荷試験により耐震性状について検討

供試体概要：40×40cm 正方形断面、載荷スパン 1.5m、プレキャスト供試体：PCa-4、PCa-8（プレストレス 4 MPa と 8MPa）、一体打ち供試体：PRC-4、PRC-8（プレストレス 4 MPa と 8MPa）PC 鋼材は規格降伏点の 50％、グラウト注入

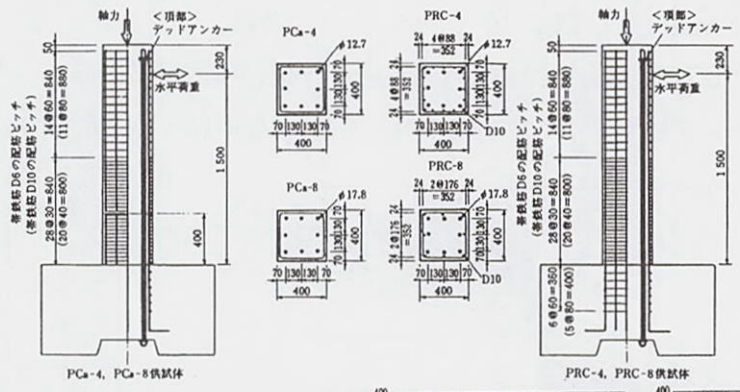
載荷の方法：回転角（載荷点変位/載荷スパン）=1/200rad の整数倍、載荷１回
載荷荷重が最大荷重の 80％以下に低下した時点を終局として実験終了。

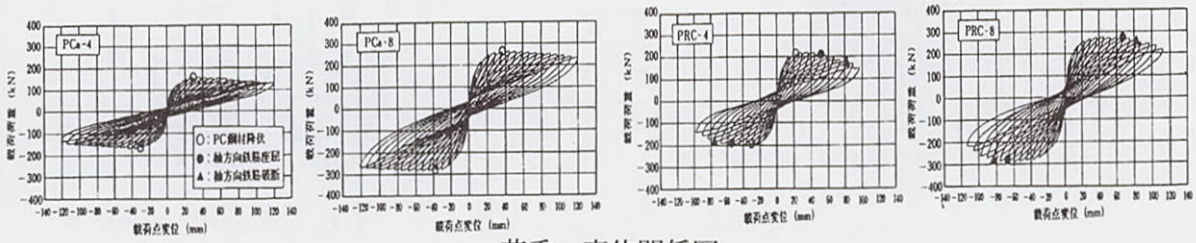
実験結果：①PCa は PRC 供試体に比べエネルギー吸収性能、残留変位が小さく履歴は原点指向。
②PCa は PC 鋼材降伏時に最大荷重。以降極めて緩やかな耐力低下。PRC より高い変形性能
③PCa 橋脚は損傷が継目部に集中。軸方向鉄筋や PC 鋼材の座屈が生じず大変形状態でも帯鉄筋内コアコンクリートは健全
④PCa 橋脚では PC 鋼材降伏後、基部セグメント継目部で PC 鋼材のひずみが急激に増加

供試体一覧

供試体	断面形状	軸応力度 (MPa)	ｺﾝｸﾘｰﾄ強度 (MPa)	プレストレス (Mpa)	付着の有無	帯鉄筋	PC 鋼材	PC 鋼材の緊張応力度 (MPa)	軸方向鉄筋	備考
PCa-4	中実	1.0	41.6	4.0	有り	D6@30	8×SWPR7Bφ12.7	800	-	プレキャスト
PCa-8	中実	1.0	40.8	8.0	有り	D10@40	8×SWPR19φ17.8	800	-	プレキャスト
PRC-4	中実	1.0	42.2	4.0	有り	D6@30	8×SWPR7Bφ12.7	800	16×D10	一体打ち
PRC-8	中実	1.0	32.8	8.0	有り	D10@40	8×SWPR19φ17.8	800	16×D10	一体打ち

供試体形状





荷重－変位関係図

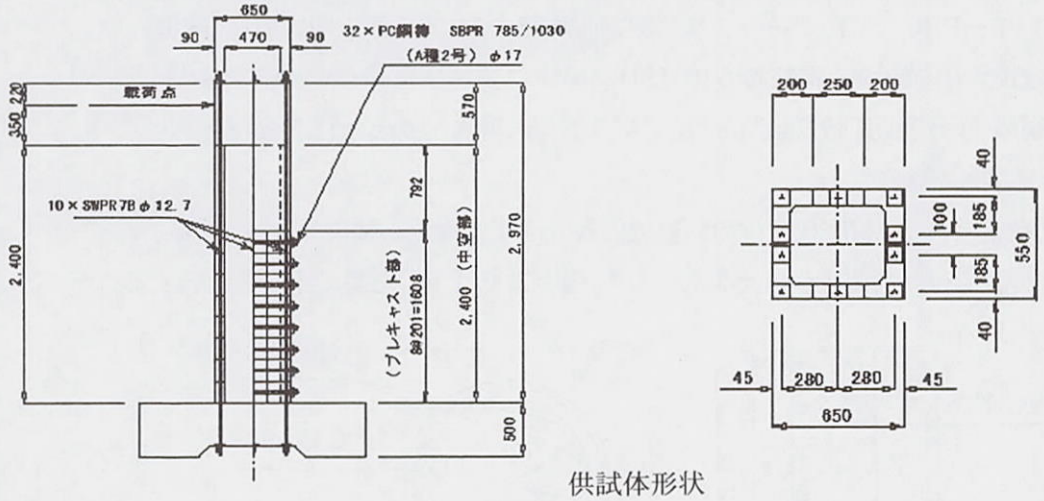
文　献　名	プレキャスト構造でのＰＣ鋼材の付着が耐震性能に及ぼす影響		
執　筆　者	田中、丸山、関塚	所　　属	長岡技科大、㈱福田組
出　展　名	土木学会第 56 回年次学術講演会　平成 13 年 10 月		
キーワード	プレキャスト PC 柱、交番載荷試験、付着、耐震性能		

工法の特徴：中空のプレキャストセグメント工法。軸方向および水平方向に PC 鋼棒を用いて接合
セグメント間の継手処理はエポキシ樹脂により接着。

実験の目的：PC 鋼線の付着の有無が耐震性能に及ぼす影響を確認

供試体概要：断面寸法 650×550×高さ 2970mm

載荷方法　：定軸力 2.25Mpa を作用させながら回転角（1/200rad）制御で正負繰り返し載荷
（最大荷重の 80％を下回った時点を終局状態とする）



供試体形状

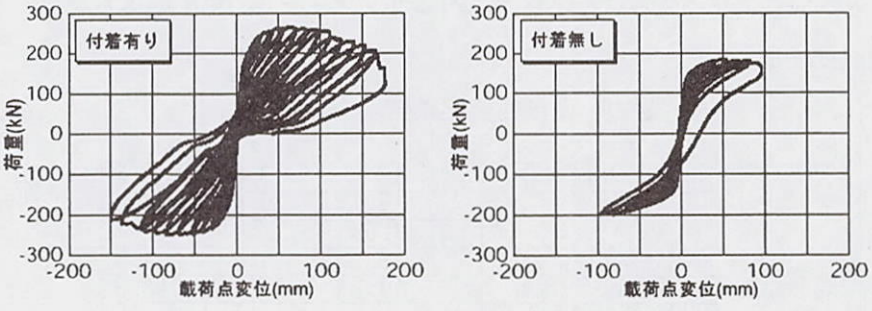
供試体諸元

供試体名	コンクリート強度(MPa)	グラウトの有無	軸応力度(MPa)	プレストレス(MPa)		鋼材比(%)	
				軸方向	水平方向	軸方向	水平方向
付着有り [1]	51.8	有	2.25	5.59	2.80	0.56	0.96
付着無し	57.1	無					

実験結果　①付着有り　9/200rad（σ=123.75mm）で剥離発生：σ=170mm で終局
付着無し　6/200rad（σ=82.5mm）で剥離発生：σ=123.75mm で終局

②付着無しの場合はひび割れ分散性が低下

③PC 鋼材の付着の有無がエネルギー吸収性能、残留変形に及ぼす影響は小さい



荷重－載荷点変位

文　献　名	プレキャスト中空ＰＲＣ橋脚の地震時変形性能に関する基礎的研究		
執　筆　者	中井、中野、高木、久保	所　　属	㈱ピーエス、建設省土木研究所
出　展　名	コンクリート工学年次論文報告書　Vol.16　No.2　1994		
キーワード	プレキャスト工法、変形性能、靭性率		

工法の特徴：Pca 化された中空プレストレス鉄筋コンクリート（プレキャスト中空ＰＲＣ橋脚）。最下段のブロックに編み込み状の帯鉄筋を隔段に配筋。

実験の目的：プレキャスト中空ＰＲＣ橋脚の交番載荷実験を行い、地震時変形性能を確認

供試体概要：断面φ800×厚さ 100、

No.1　ＲＣ一体打ち　　軸方向鉄筋比 1.9％　横方向鉄筋比 0.63％

No.2　PcaPRC　せん断キーなし　軸方向鉄筋比 1.4％　横方向鉄筋比 0.63％

No.3　PcaPRC　せん断キーあり　軸方向鉄筋比 1.4％　横方向鉄筋比 0.63％

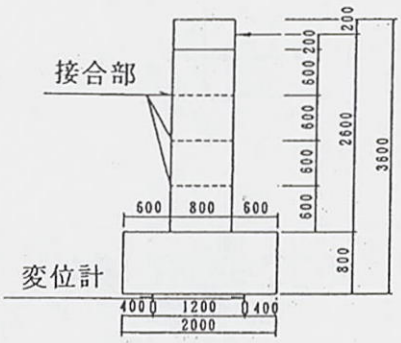
主筋 D25（SD345）、帯鉄筋 D10（SD345）、コンクリート f'cd＝40N/mm²、

PC 鋼棒（降伏強度 125kgf/mm²）プレストレス導入量σce＝11.5kgf/cm²

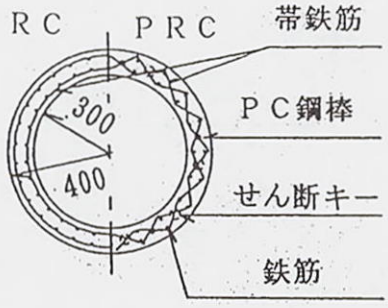
接合部接着剤塗布なし。

載荷方法：　降伏荷重Ｐy 以降は降伏変位のの整数倍各 5 回ずつ繰返し載荷。

終局変位δｕは載荷重が最大荷重の 80％程度まで低下した時の水平変位とする。



供試体形状



断面図

実験結果：①ＰＲＣ橋脚部（接着剤塗布なし）には顕著なズレは生じなかった。

②耐力、変形性能は 3 供試体ともほぼ同等である、既存の式によって算定が行える。

③編み込み鉄筋により補強された供試体は内部コンクリートの早期剥落もなく、十分なエネルギー吸収能を保持している。

耐力、変形性能実験結果一覧

供試体名		No.1	No.2	No.3
耐　　力	降伏耐力 Py(tf)	12.1	13.4	10.5
	最大耐力 Pm(tf)	19.7	20.6	19.6
	Pm/Py	1.63	1.54	1.87
変形性能	降伏変位δy(mm)	6.0	5.5	4.3
	終局変位δu(mm)	72.0	77.0	68.8
	靭性率δu/δy	12	14	16

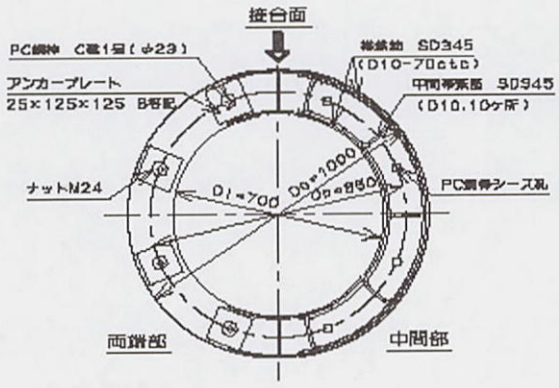
文　献　名	円周分割プレキャストブロック構造の耐震性能に関する実験的研究		
執　筆　者	山中、津田、内藤、佐藤	所　　属	日本ヒューム㈱
出　展　名	土木学会第 56 回年次学術講演会　平成 13 年 10 月		
キーワード	プレキャスト、接合構造、分割構造、曲げ耐力、変形性能		

工法の特徴：円周方向は帯鉄筋に溶接した埋込みプレートおよびブロック間グラウト注入により接合
軸方向は接合面にエポキシ樹脂を塗布し、軸方向 PC 鋼棒を配置（PC ウエル工法）

実験の目的：耐力、変形性能の実験的検証

供試体概要：円周方向に 2 分割した 1/2 円環ブロック（直径 1.0m、長さ 2.0m）を円周方向および軸方向に合計 8 個接続した外径 1.0m、内径 0.7m、長さ 8.0m の円環柱

載荷方法　：スパン 7200mm、中央 2 点載荷（載荷間隔 1200mm）設計曲げ降伏荷重 Py 作用時の変位を 1δy とし、3δy までを各 3 回正負交番に繰返した後正方向片押しで破壊まで載荷



供試体断面図

供試体諸元

外径 (mm)	壁厚 (mm)	長さ (mm)	PC 鋼棒 (SBPR1080/1230) 径 (mm)	本数 (本)	断面積 (cm²)	換算断面積 Ae (cm²)	有効プレストレス δce (N/mm²)
1000 (2分割)	150	8000 (4分割)	φ23	8	33.24	4173.7	4.0

項　　目		記号	実験値 (N/mm²)	規格値 (N/mm²)
コンクリート	圧縮強度	f'c	54.1	50.0
	曲げ引張強度	fbk	(3.3)	(3.1)
	ヤング係数	E'c	34250	33000
PC鋼棒	引張強度	f'pu	1285	1230
	降伏強度	fpy	1174	1080
	ヤング係数	E'p	200000	200000

試験結果：①終局時の変位量は 234.7mm で降伏変位（16.2mm）に対して 14.5δy となる。
②最終破壊は中央部圧縮側のコンクリートの圧壊であり、PC 鋼棒、帯鉄筋には破断は発生せず、また円周方向および軸方向接合部のズレや異常は観測されなかった。
③本構造は一体構造としての設計値を適用できると判断される。

試験結果一覧

	ひび割れ曲げモーメント (kN·m) 計算値 Mcr	ひび割れ曲げモーメント (kN·m) 実測値 Mcr'	Mcr'/Mcr	降伏時 曲げモーメント (kN·m) 設計値 My	降伏時 変位 (mm) 実測値 δy	最大曲げモーメント (kN·m) 計算値 Mmax	最大曲げモーメント (kN·m) 実測値 Mmax'	Mmax'/Mmax	終局時曲げモーメント (kN·m)	終局時変位 δmax (mm)
正載荷	559.0 (318.5)	581.5 (333)	1.04	1179.7 (718.9)	16.2	1738.7 (1079.6)	1982.1 (1236.6)	1.14	1677.4 (1040.0)	234.7
負載荷	559.0 (402.8)	709.6 (500)	1.27	1179.7 (803.3)	15.9	—	—	—	—	—

注 1)．（ ）内は積荷荷重を示す。
注 2)．降伏曲げモーメントは材料の規格値を用いて算出した。

P－δ曲線



文　献　名	ＰＲＣプレキャスト部材の一接合法に関する耐震性能試験		
執　筆　者	中井、塩井、長谷川、津田	所　　属	㈱ピーエス、八戸工業大学、他
出　展　名	プレキャストコンクリート部材の力学特性　土木学会ｺﾝｸﾘｰﾄ技術ｼﾘｰｽﾞ　平成 13 年		
キーワード	プレキャスト工法、プレストレス鉄筋コンクリート構造		

工法の特徴：(PRC) PCa 工法。PCa 部材は PC 鋼材によって 1N/mm2 程度のプレストレスを導入し、組立て。構築終了後、PC 鋼線を貫通する孔にモルタルを注入し一体化。

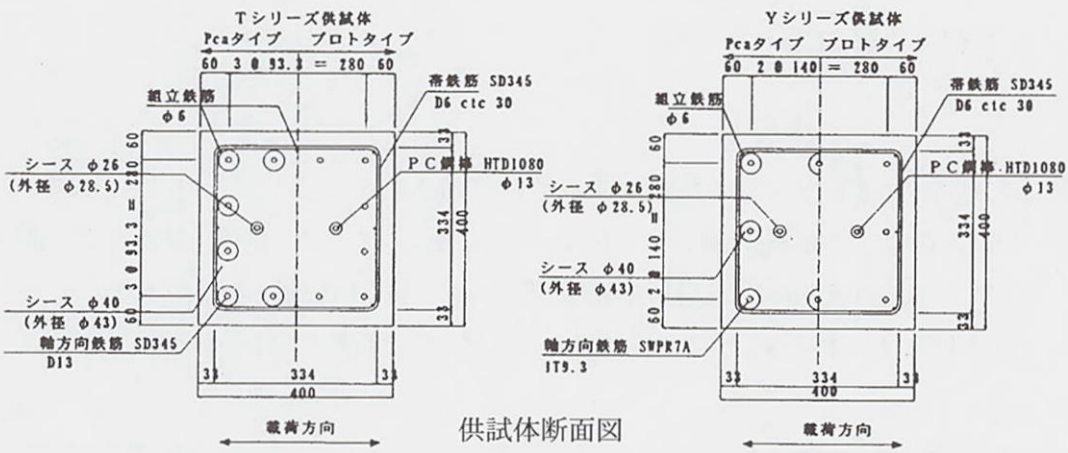
実験の目的：主筋の種類、主筋端部固定方法等を実験要素とした正負交番載荷で耐震性能を比較

供試体概要：断面寸法 400×400×高さ 1500mm

供試体名	主筋種類	主筋定着	固定方法	PC 鋼棒定着	備考
TC	鉄筋	コンクリート		アンボンド	ﾌﾟﾛﾄﾀｲﾌﾟ
TMFK		モルタル	付着固定		定着長 50D
YMKK	PC 鋼より線	モルタル	完全固定		下端定着体設置

供試体名	主筋種類 (降伏点)	主筋比 (主筋のみ)	帯鉄筋	帯鉄筋体積比	PC 鋼棒
TC	SD345, D13 (371N/mm²)	0.011 (0.0095)	SD345 D6 @30mm	0.0126	φ13 930/1080 伸び 12%
TMFK					
YMKK	SWPR7A1T9.3 (1771N/mm²)	0.0042 (0.0026)			

載荷方法：主筋降伏時および 1/200rad の整数倍を各 3 回サイクル正負繰り返し載荷。最大荷重の 80%程度まで低下した時点を終局状態とした。



供試体断面図

実験結果：①耐力は一体打ち（TC）と PCa 供試体（TMFK）がほぼ同等。変形性能は TMFK の方が良。

②TMFK は繰返し載荷によるモルタルグラウトと鉄筋との付着切れに起因する耐力低下無く、塑性ヒンジの範囲、エネルギー吸収性能とも TC と同等。

③鉄筋がモルタルに付着された PRCPCa 部材は RC 構造の地震保有耐力照査法を適用可能。PC より線を主筋とした場合は付着機構が鉄筋と異なり付着強度の強化、定着方法の検討要

供試体名	最大荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm、rad)	靭性率	付着強度 (N/mm²)
TC	100	7.7	67.5、 9/200	7.8	11.5
TMFK		9.3	88.0、12/200	8.5	
YMKK		—	75.0	—	9.14

文　献　名	プレキャスト鉄筋コンクリート柱部材の接合部に関する力学的性状		
執　筆　者	吉野、笹谷	所　　属	フジタ
出　展　名	土木学会第 49 回年次学術講演会〈平成 6 年 9 月〉		
キーワード	プレキャスト柱部材、鉄筋継手用スリーブ		

工法の特徴：プレキャスト柱部材とフーチング部を鉄筋継手用スリーブ内に無収縮高強度モルタルを充填して接合した工法

実験の目的：プレキャスト柱部材の接合部について行った基礎実験

供試体概要：40×40cm 正方形断面、載荷スパン 1.5m　一定軸力 60kgf/cm^2（ローラー支持）

No.1　接合部を脚部に設けた試験体　　No.2　接合部を載荷スパン中央部に設けた試験体

載荷の方法：静的正負繰返し

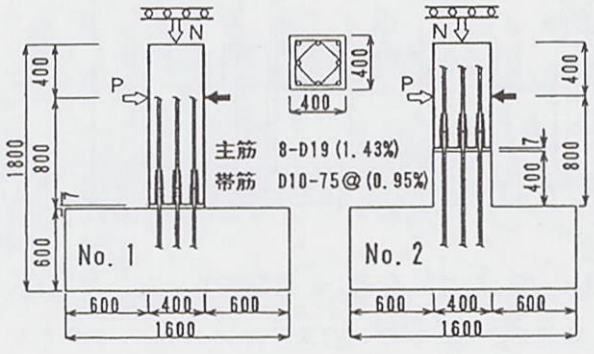
実験結果：①応力の大きい位置に継手を設けても変形性能は良好
圧縮域の圧壊の程度は継手が無いものより軽微
②プレキャスト部材接合面にモルタルを充填する工法でも界面には空隙がなく、十分に圧縮力が伝達

材料の機械的性質

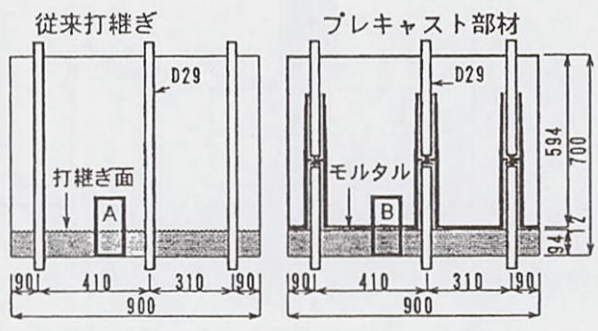
鉄筋	降伏点	弾性係数	引張強度
D10	3456	1.67×10^6	4877
D19	3453	1.54×10^6	5240
ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮強度	弾性係数	割裂強度
柱	230	2.15×10^5	22.6
ﾓﾙﾀﾙ	807	-	-

試験結果一覧

試験結果		主筋の降伏時荷重と変形					最大荷重		Q_E：実験値；ton, R_E：部材角；$\times 10^{-3}$ Rad. (*)：圧縮降伏した主筋の位置を示す。
		引張降伏		圧縮降伏					
		Q_E	R_E	Q_E	R_E	位置(*)	Q_E	R_E	
No.1	正	34.2	7.2	37.2	11.8	スリーブ上	40.9	24.9	
	負	34.8	7.0	-	-	-	39.1	18.8	
No.2	正	37.0	7.4	39.7	12.5	柱脚	40.6	12.4	
	負	36.5	7.0	33.9	8.8	柱脚	41.1	12.6	

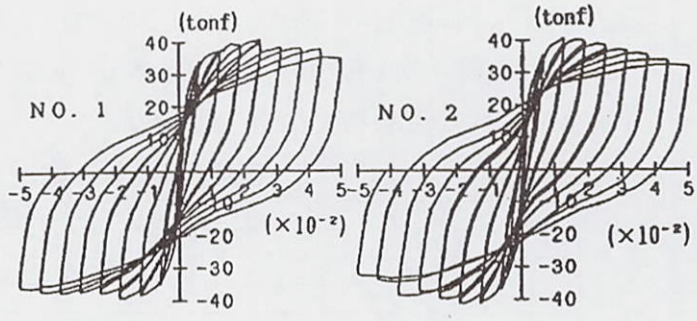


供試体形状



接合部図

加力点位置の荷重変形曲線



文　献　名	プレキャストＲＣ柱の耐震実験		
執　筆　者	岡本、玉井、渡邉、服部	所　　属	東急建設㈱
出　展　名	コンクリート工学年次論文報告集　Vol.19　No.2　1997		
キーワード	プレキャスト工法、復元力特性、靭性、継手		

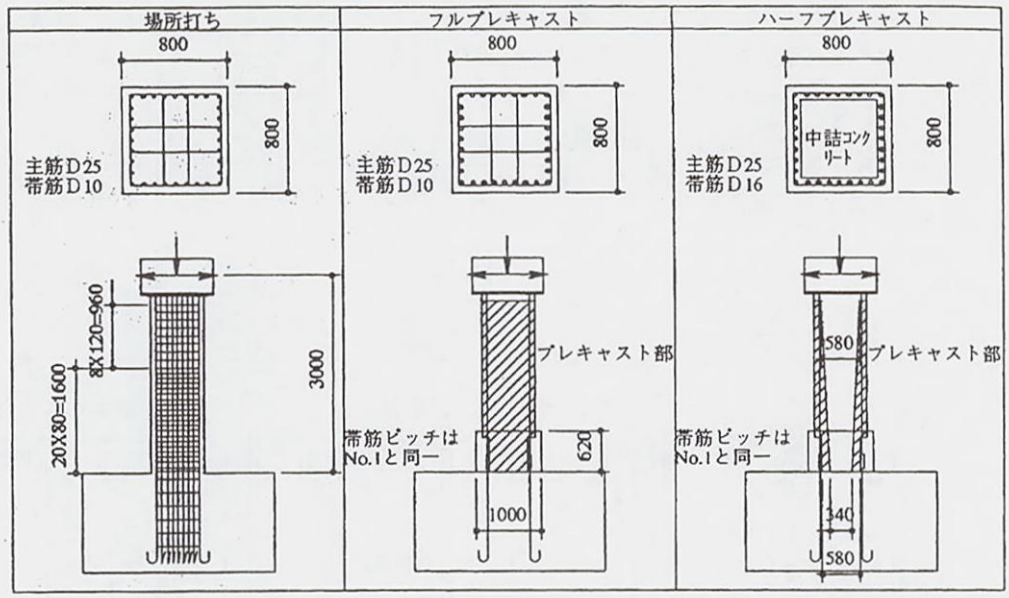
工法の特徴：主筋位置にシースを設置し、帯筋を巻いた状態でコンクリートを打設。組立時にシースに主鉄筋を挿入し、これを基礎のアンカー筋と接合。コンクリート接触面に無収縮モルタルを流し込み、シース内をグラウトすることで一体化を図る。

実験の目的：現場打ち RC 工法、ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ工法、ﾊｰﾌﾌﾟﾚｷｬｽﾄ工法の交番載荷実験にて復元力特性を確認

供試体概要：断面 800×800×高さ 3000、主筋 D25 (SD345)、帯鉄筋 D10 (SD345)、ｺﾝｸﾘｰﾄ f'cd24N/mm²

載荷の方法：降伏荷重Ｐy 以降は降伏変位の整数倍の変位を各 3 回ずつ、荷重－変位関係の包絡線が降伏耐力を下回るまで載荷。載荷軸力は常に一定（240tf、軸圧縮応力 37.5kgf/cm²）

供試体概要図



実験結果：①フルプレキャスト、ハーフプレキャストの違いは柱の復元力に影響を与えない。

②主筋降伏まではプレキャスト試験体は柱脚部の主筋カプラ、根巻きコンクリートの影響によって場所打ち試験体と比較して曲げ剛性が大きくなる。

③プレキャスト試験体は変形が大きくなるにつれて根巻きコンクリートの崩落、主鉄筋の座屈によって、耐力の低下が場所打ち試験体よりも早くなる。

④根巻き部分の適切な補強方法が課題となる。

変位測定結果一覧

試験体	降伏変位(mm)	終局変位(mm)	靭性率
場所打ち	26.9	170.0	6.3
フルプレキャスト	23.3	121.1	5.2
ハーフプレキャスト	24.3	116.6	4.8

文　献　名	ハニカムプレキャスト柱合成構造橋脚の静的載荷試験		
執　筆　者	大口、野村、加藤	所　　属	㈱大林組
出　展　名	土木学会第56回年次学術講演会　平成13年10月		
キーワード	ハニカム構造、複合構造、プレキャスト		

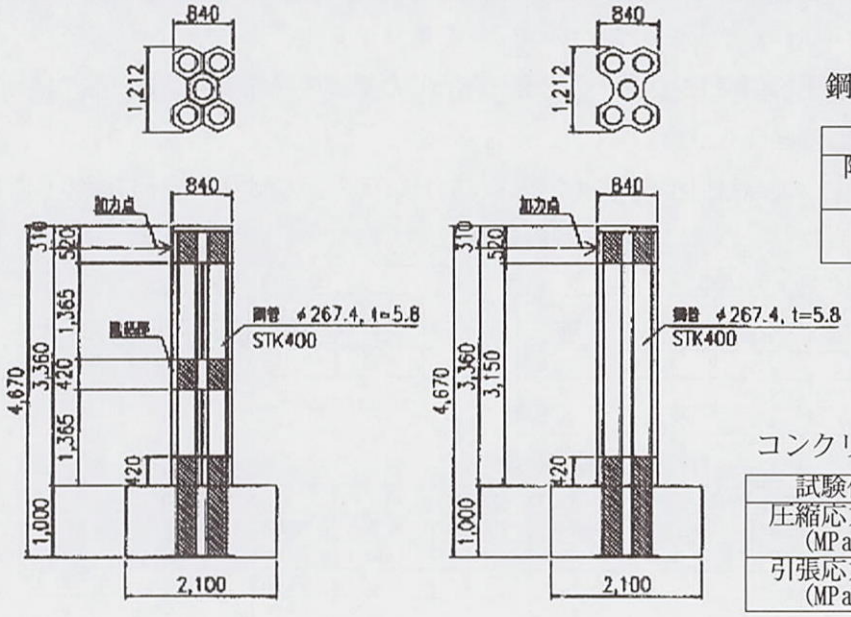
工法の特徴：内型枠として鋼管、外型枠として六角のプレカラムを用い、その間にコンクリートを充填して１本の柱を製作。それらをハニカム状に配置し、鉛直方向の数箇所のみで連結し一体性を確保（ハイプレックス工法）。

実験の目的：破壊モード、耐荷力など基本的特性の確認

供試体概要：PX-5-1　５本の独立した六角断面柱　　PX-5-2　全体が一体化されている一体断面柱

せん断スパン比 a/d=4.0

載荷方法　：軸力無し。部材角 R=1/100～9/100 で各３回の正負交番繰返し載荷を実施



供試体形状

鋼管試験結果

試験体	鋼管
降伏応力度 (MPa)	402
引張強度 (MPa)	481

コンクリート試験結果

試験体	PX-5-1	PX-5-2
圧縮応力度 (MPa)	37.8	32.4
引張応力度 (MPa)	3.1	2.5

実験結果：①合成断面（PX-5-1）は一体断面（PX-5-2）とほぼ同等の挙動を示し、破壊形態は柱下端の曲げ破壊である。柱連結部に損傷は見られない。

②部材角 4/100 以降は重ね耐力（柱１本あたりの曲げ耐力を５本合計した耐力）を下回るが、それ以降も変形量は増大し、十分なエネルギー吸収能が期待できる。

③平面保持は鋼管降伏時では成立しない。

諸荷重一覧

	PX-5-1		PX-5-2	
	P (kN)	比率 (/全塑性)	P (kN)	比率 (/全塑性)
全塑性モーメント(解析値)	879	1.00	834	1.00
最大荷重(実験値)	664	0.76	630	0.76
重ね耐力(解析値)	357	0.41	346	0.41
最終(実験値)	227	0.26	219	0.26

文　献　名	プレキャストコンクリート型枠を使用した合理化技術の開発		
執　筆　者	河野、吉野、笹谷、弘中、伊東	所　　属	建設省土木研究所、フジタ、佐藤工業
出　展　名	土木学会第48回年次学術講演会〈平成5年9月〉		
キーワード	プレキャスト部材、分割プレキャスト、正負交番載荷		

工法の特徴：橋脚の主筋および配力筋を含むハーフプレキャスト工法。

実験の目的：本体コンクリートを打設した構造物の一体性検討

供試体概要：No.1　ロ型プレキャスト部材　配力筋はL形状の鉄筋を部材内で重ね継手

No.2　L型プレキャスト部材　重ね継手筋を本体コンクリート内に配置

コッタ（φ50mm、h=10mm、面積比55％）ジベル筋（D10、0.18％）

プレキャスト型枠はフーチング部に80mm埋め込み。

載荷の方法：ひび割れ発生荷重で3サイクル、弾性域（0.75Py）で1サイクル、

主筋降伏δy～4δyまで各2サイクル、6δyを半サイクル

実験結果：①プレキャスト部材と本体コンクリートとを一体とした橋脚の剛性および耐力は一体打ちとして算定した計算値と良く一致。

②4分割したNo.2の供試体に4δyまで繰返し加力を与えても耐力の低下は認められない。

材料試験結果

コンクリート(kgf/cm²)				
		f'c	Ec	ft
プレキャスト型枠	No.1	463	2.91×10^5	39.1
	No.2	445	2.84×10^5	36.3
二次コンクリート	No.1	286	2.54×10^5	27.2
	No.2	306	2.60×10^5	29.0

鉄筋(kgf/cm²)				
径	fy	εy	Es	fu
D25	4283	1998	2.04×10^5	6310
D10	4139	2013	2.02×10^5	5937

D10,D25:SD345

実験結果

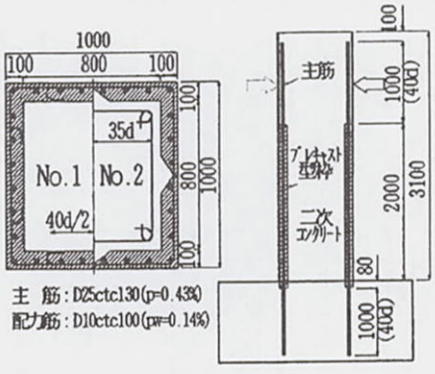
		初期剛性(tf/cm)			曲げひびわれ耐力(tf·m)			曲げ終局耐力(tf·m)		
		実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計
No.1	正	268.3	406.4	0.66	55.0	60.5	0.91	262.8	271.5	0.97
	負	-	-	-	-55.3	-60.5	0.91	-282.5	-271.5	1.04
No.2	正	287.1	416.0	0.69	54.8	62.3	0.88	274.5	272.8	1.01
	負	-	-	-	-55.3	-62.3	0.89	-275.0	-272.8	1.01

（注）1）初期剛性　実験値：曲げひびわれ発生点における割線剛性

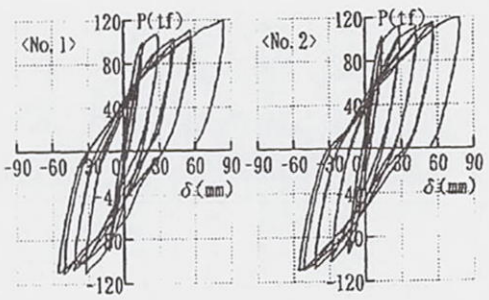
計算値：全断面有効として求めたコンクリートの曲げ剛性

2）曲げひびわれ耐力：$Mc=1.8\sqrt{fc}\cdot Ze$　　fc：コンクリート強度、Ze：鉄筋を考慮した断面係数

3）曲げ終局耐力：平面保持の仮定で等価ブロックを用いて算定



供試体の形状



荷重変形曲線

文　献　名	プレキャストコンクリート型枠を用いた橋脚施工法の実用化		
執　筆　者	水口、高島、橋本、中村、浅井	所　　属	日本道路公団、住友建設㈱
出　展　名	橋梁と基礎 1998-5		
キーワード	プレキャストコンクリート型枠、橋脚、帯鉄筋		

工法の特徴：端部をフープ状に加工した帯鉄筋をあらかじめ埋め込んだ Pca 版を使用。型枠内の H 鋼と本体側のH鋼を高張力ボルトで接続することで型枠を固定。

実験の目的：耐震性能および帯鉄筋継手の性能確認。

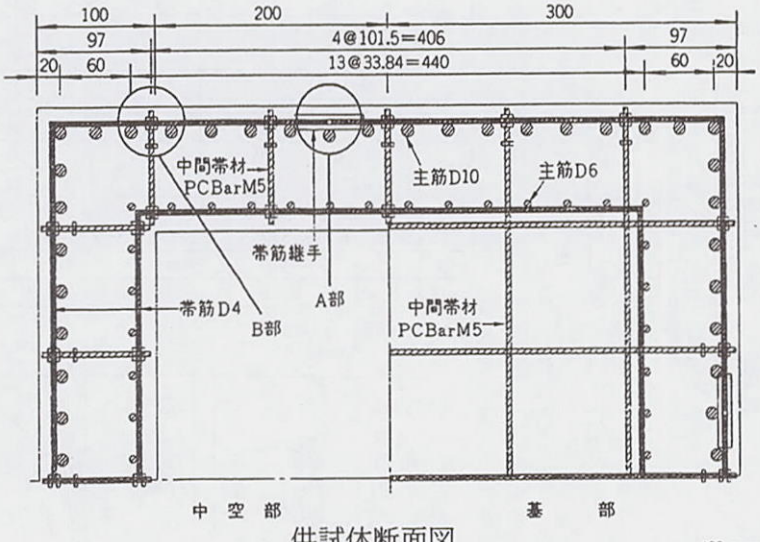
供試体概要：実橋脚 1/7.5 モデル

載荷の方法：降伏変位 δy で 3 回の正負繰返し、および降伏変位 δy の整数倍で正負載荷

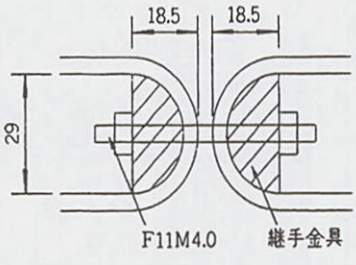
実験結果：①全体じん性率は正側 7.6、負側 7.3、平均 7.5

②中間帯材のひずみは主筋のかぶりが剥離し座屈が始まる 6δy まで弾性的な挙動を示し、7δy 以降主筋の座屈進行に伴い、一部が降伏ひずみに達した。

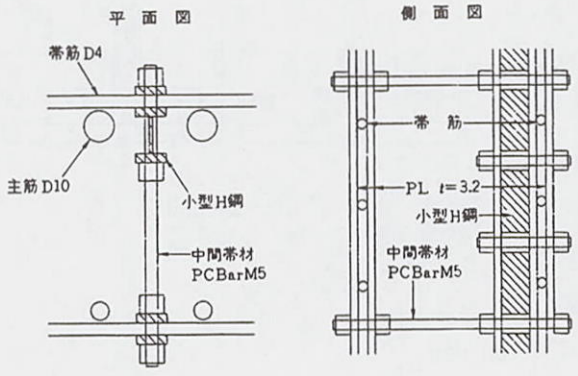
③本中空橋脚の変形性能は道路橋示方書（平成 8 年 12 月）に示される耐震性能を有する。



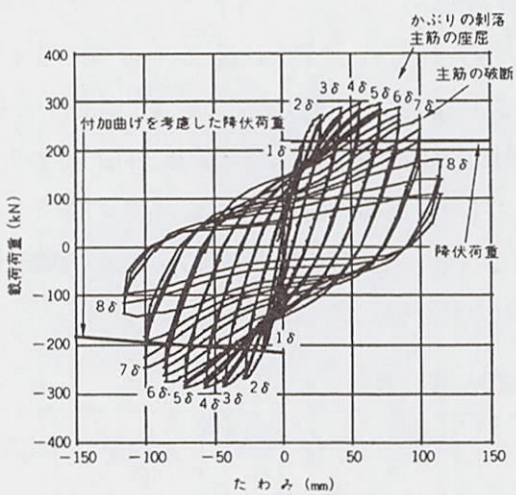
供試体断面図



A部詳細図



B部詳細図



荷重とたわみの履歴

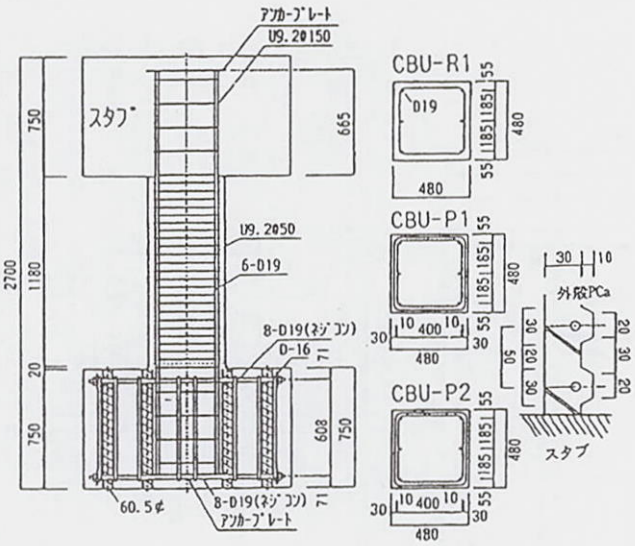
文　献　名	薄肉ハーフ PCa 部材の力学的挙動に関する研究（柱部のみ）		
執　筆　者	久保倉、柳沢、礒、村上	所　　属	日本国土開発㈱
出　展　名	コンクリート工学年次論文報告集　Vol.16　No.2　1994		
キーワード	薄肉ハーフ PC a 部材、曲げせん断実験		

工法の特徴：フープ、スターラップを内臓した薄肉ハーフ PCa 工法。外殻のプレキャスト部は肉厚 40mm とし、後打ちコンクリートとの界面となる内側に、高さ 10mm、間隔 50mm の帯状コッター を全面に設け、界面に生じるせん断応力に抵抗。

実験の目的：フープ筋に高強度鉄筋を使用し、柱の曲げせん断実験を行い、力学的挙動を検討。

供試体概要：在来工法（CBU-R1）と軸力を変化させた薄肉ハーフ PCa 工法を用いた試験体 2 体（CBU-P1、CBU-P2）を使用。

載荷の方法：建研式加力装置にて水平力と軸力を同時載荷。降伏変位を基準に変位制御の正負交番載荷



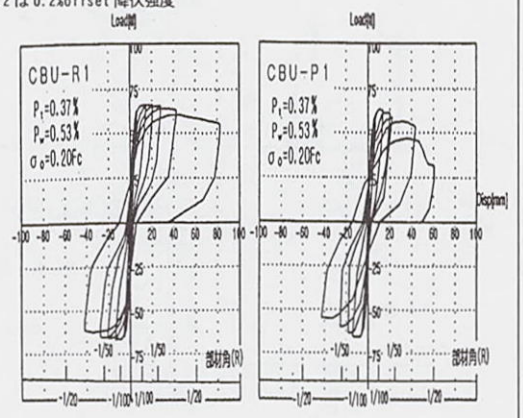
供試体の概要

使用材料の諸元

試験体名		圧縮強度 σ_B(kgf/cm²)	割裂強度 σ_t(kgf/cm²)	ヤング係数 Ec(×10³kgf/cm²)
CBU-R1		307	24.3	2.38
CBU-P1	PCa 部	297	23.6	2.41
	後打ち	290	25.5	2.26
CBU-P2	PCa 部	297	23.6	2.41
	後打ち	290	25.5	2.26
BBU-R1		290	25.5	2.26
BBU-P1	PCa 部	297	23.6	2.41
	後打ち	290	25.5	2.26

鉄筋	降伏強度 σ_y(kgf/cm²)	引張強度 σ_{su}(kgf/cm²)	降伏歪度 ε_y(×10⁻⁶)	ヤング係数 Ec(×10³kgf/cm²)	伸び率 (%)
D19	3862	5380	2320	2.03	12.7
U9.2	14400	14750	6520	1.92	9.0

U9.2 は 0.2%offset 降伏強度



荷重－変位曲線

実験結果

①各試験体とも、主筋降伏後 R=1/50 まで著しい耐力の低下は見られず、曲げ破壊型の強度・変形性能を有している。

②CBU-P1、CBU-P2 は終局時に外殻 PCa 部と後打ちコンクリートとの界面に沿ったひび割れが発生

③CBU-R1、CBU-P1 とも最大耐力の実験値は終局曲げ耐力の計算値と良く一致

実験結果一覧

試験体名	実験値 降伏耐力 (tf)	実験値 終局耐力 (tf) Qu	計算値 終局曲げ耐力 (tf) Qmu	Qu/Qmu
U-R1	61.3	64.8	64.5	1.00
CBU-P1	63.0	64.9	64.0	1.01
CBU-P2	75.2	76.1	74.6	1.02

Qmu：建築学会基準式

文　献　名	プレキャスト型枠工法を適用した鉄道ラーメン高架橋の設計・施工指針
編　集　者	(財)鉄道総合技術研究所
発　行　者	前田建設工業㈱　平成11年3月
キーワード	プレキャスト型枠工法、鉄道、ラーメン高架橋

工法の特徴：鉄道ラーメン高架橋（柱、梁、スラブ）を対象としたハーフプレキャスト型枠工法。ハーフプレキャスト型枠は鋼繊維を混入したモルタル製型枠。

実験の目的：プレキャスト型枠を適用した柱部材の耐震性能（後打ちコンクリートとの一体性、鋼繊維の靭性向上への寄与）を検討することを目的に正負交番載荷実験を実施

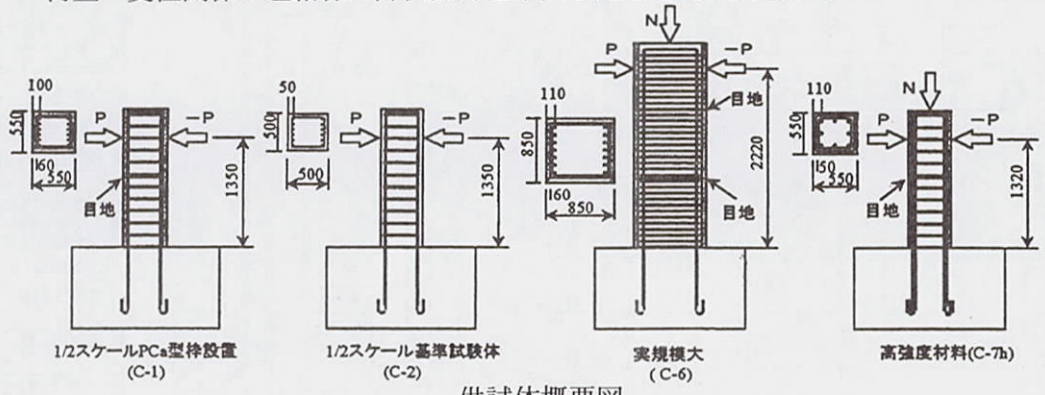
供試体一覧

試験体名		ｺﾝｸﾘｰﾄ	ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ		主筋		せん断補強筋		σn	l/d
		fc′(MPa)	fc′(MPa)	pf(%)	仕様	fy(MPa)	仕様	fy(MPa)	MPa	
C-1	1/2ｽｹｰﾙ 基準RC	28.6	—	—	D22×5 pc=0.78	421	D10@150 ps=0.19	385	0	3.0
C-2	1/2ｽｹｰﾙ Pca配置	27.9	45.4	2.4	D22×5 pc=0.78	442	D10@150 ps=0.17	385	0	3.0
C-6	実規模大 Pca配置	28.6	83.4	2.4	D22×7 pc=0.56	377	D13@75 ps=0.40	365	3	3.0
C-7h	1/2ｽｹｰﾙ 高強度	68.7	97.5	2.4	D38×3 pc=1.41	425	D10@70 ps=0.41	897	6	3.0

pf：鋼繊維混入比、σn：作用軸応力、l/d：せん断スパン比

載荷方法：降伏荷重Py以降は降伏変位の整数倍・各3回ずつ繰返し（C-7hは1回）

荷重－変位関係の包絡線が降伏耐力を下回ったときを終局とする



供試体概要図

実験結果：①プレキャスト型枠を配置した試験体靭性率は基準試験体の靭性率よりも向上した。

②プレキャスト型枠と本体コンクリートとの一体性は塑性域を超える繰返し下でも十分。

③繊維混入率が多いほどプレキャスト型枠の靭性補強効果が高い。

試験体名		実験値(計算値)				
		Py(kN)	Pmax(kN)	δy(mm)	δu(mm)	μ
C-1	1/2ｽｹｰﾙ 基準RC	245 (246)	245 (252)	7.9 (6.6)	35.5 (29.4)	4.5 (4.4)
C-2	1/2ｽｹｰﾙ PCa配置	213 (255)	311 (267)	5.9 (7.0)	56.5 (30.3)	9.5 (4.4)
C-6	実規模大 PCa配置	783 (768)	994 (796)	8.5 (9.4)	76.2 (68.8)	9.0 (7.3)
C-7h	1/2ｽｹｰﾙ 高強度材料	773 (729)	1005 (854)	10.5 (8.9)	64.9 (45.7)	6.2 (5.1)

文　献　名	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水平力交番載荷実験		
執　筆　者	加島、跡部、岡本	所　　属	三井建設㈱、日本鋼管㈱
出　展　名	土木学会第50回年次学術講演会〈平成7年9月〉		
キーワード	プレキャストコンクリートセグメント、外面リブ付き鋼管、合成構造		

工法の特徴：プレキャストコンクリートセグメント、外面リブ付き鋼管、中詰めコンクリートからなる合成構造橋脚工法

実験の目的：合成構造橋脚の力学特性の把握および耐力とじん性の確認

供試体概要：40×40cm 長方形断面、載荷スパン 3.0m

SC 試験体：プレキャストセグメント＋外面リブ付き鋼管＋中詰めコンクリート

鋼管の定着は埋め込み方式（根入れ長 60cm）

SRC 試験体：中詰めコンクリート内に鉄筋配置　RC 試験体：全断面場所打ちコンクリート

載荷の方法：一定軸力（25kgf/cm²）、降伏変位 δy の整数倍各 3 回の正負繰返し載荷

実験結果：①SC 試験体は RC 試験体と同等の水平耐力を有し、降伏時および終局時に耐力、変位は鋼管を鉄筋に換算した RC 方式により推定できる。

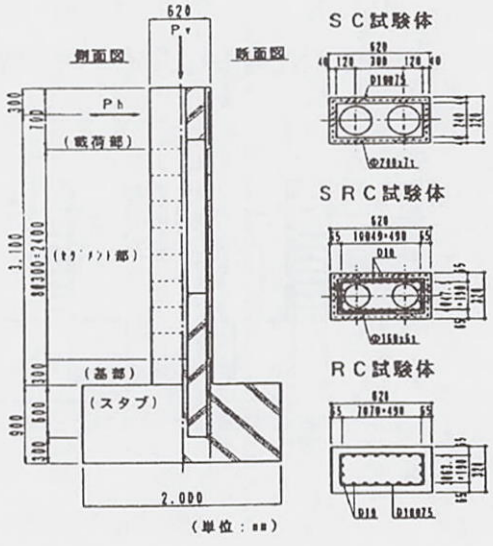
②SC 試験体はかぶりコンクリートの剥離が進行しても急激な耐力の低下は起こらず、じん性に富む構造であることが確認できた。

使用材料

		規格	特性値
コンクリート		－	σ_{ck}=400kgf/cm²
鋼管		STKM13A	σ_{sy}=2200kgf/cm²
鉄筋	軸方向筋	SD295	σ_{ry}=3000kgf/cm²
	帯筋	SD345	σ_{ry}=3500kgf/cm²

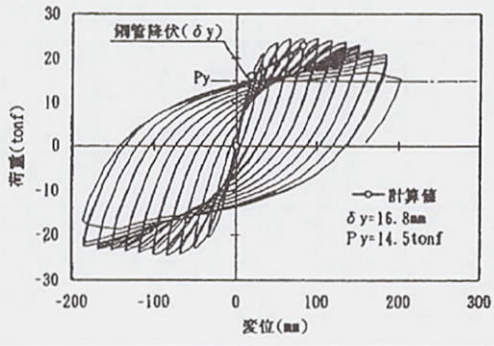
降伏時・終局時の耐力・変位（　）内は計算値

試験結果		SC 試験体	SRC 試験体	RC 試験体
降伏時	耐力 Py (tf)	14.5 (15.9)	14.3 (15.4)	15.8 (14.7)
	変位 δy (mm)	16.8 (18.9)	16.6 (16.7)	20.0 (20.9)
終局時	耐力 Pu 〈最大値〉(tf)	24.7 (22.8)	23.5 (22.9)	20.5 (19.7)
	変位 δu (mm)	152 (83)	133 (73)	120 (77)
終局塑性率 μ=δu／δy		9.0	8.0	6.0
累積吸収エネルギー (tf·m)		67.3	49.4	29.3



供試体形状

SC 供試体の荷重変位曲線



文　献　名	REED工法で構築した橋脚の耐震性能に関する実験的検討		
執　筆　者	原、河野、小原、伊藤、大久保	所　　属	前田建設㈱、川崎製鉄㈱
出　展　名	前田建設研究所報　VOL.39　1998		
キーワード	鉄骨コンクリート複合構造、耐震性能、じん性		

工法の特徴：橋脚の軸方向鉄筋をすべて突起付きH形鋼に置換。プレキャスト埋設型枠(SEED)を使用。

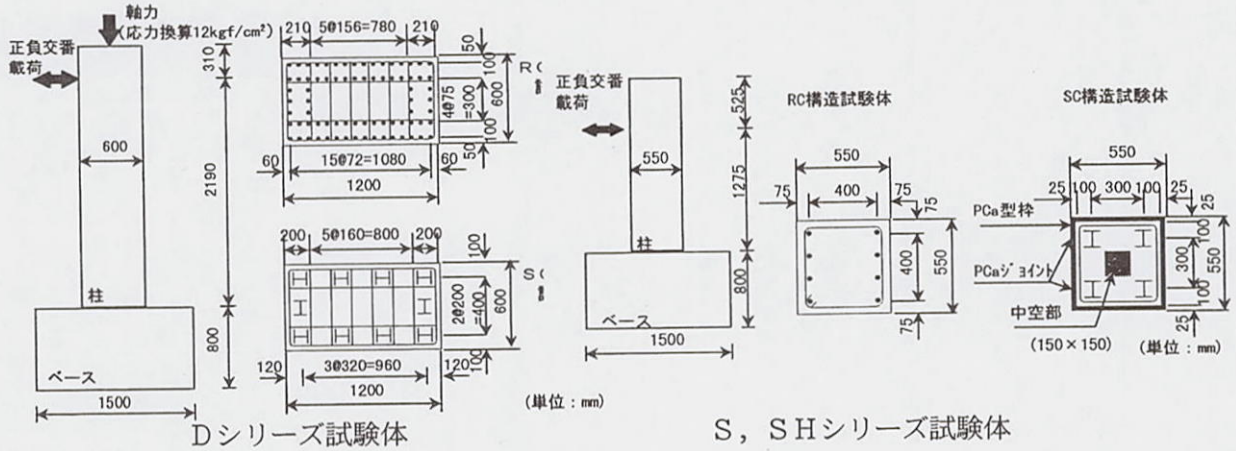
実験の目的：本工法で構築した橋脚の耐震性能を定量的に評価

供試体概要：D：矩形充実断面　寸法 120×60cm　軸応力 12kgf/cm² S：矩形充実断面　寸法 55×55cm 軸応力なし SH：矩形中空断面　寸法 55×55（中空 15×15）cm　軸応力なし CH：矩形中空断面　寸法φ90（中空φ30）cm　軸応力 8.8kgf/cm²　RH：矩形中空断面　寸法 120×80（中空 70×30）cm　軸応力なし

載荷の方法：降伏変位δyの整数倍の正負繰返し載荷

実験結果：①RC 構造を上回る変形性能を発揮。

②少ない横拘束筋量で RC 構造と同等の拘束効果を得る（横拘束筋を最大 1/2 削減）



試験結果一覧

試験体名 *1	主鋼材種類 *2	主鋼材降伏点 fsy (kgf/cm²)	主鋼材比 p	コンクリート強度 f'c (kgf/cm²)	横拘束筋体積比 ρs	せん断補強筋比 ps	曲げ終局耐力 Pcal (tf)	せん断耐力 Vcal (tf)	最大荷重 Pmax (tf)	降伏変位 δy (cm)	終局変位 δu (cm)	靭性率 δu/δy
D-RC-1	鉄筋	3936	0.025	306	0.0163	0.0048	67.7	146.6	83.0	1.30	14.45	11.1
D-SC-1	SH	2795	0.030	341	0.0178	0.0048	61.3	150.3	71.5	1.00	19.03	19.0
D-SC-2	SH強	2795	0.030	357	0.0178	0.0048	62.1	151.2	76.7	1.00	19.00	19.0
D-SC-3	NH	2795	0.037	336	0.0178	0.0048	70.7	153.9	77.6	1.20	24.02	20.1
D-SC-4	NH	2795	0.037	335	0.0089	0.0024	70.7	105.2	77.4	1.00	15.90	15.9
S-RC-1	鉄筋	3857	0.024	311	0.0095	0.0038	41.7	61.4	46.4	0.69	3.82	5.5
S-SC-1	NH	3562	0.037	300	0.0095	0.0038	45.5	56.8	47.8	0.71	5.60	7.9
S-SC-2	SH	3562	0.030	312	0.0095	0.0038	38.9	55.3	44.7	0.71	6.15	8.7
S-SC-3F	SH	3598	0.030	300	0.0095	0.0038	38.9	56.1	42.7	0.70	7.55	10.8
S-SC-4F	SH	3598	0.030	257	0.0063	0.0026	37.7	44.6	41.4	0.70	6.04	8.6
SH-RC-1	鉄筋	3857	0.024	488	0.0076	0.0031	43.3	52.9	46.7	0.63	3.53	5.6
SH-SC-1F	SH	3598	0.030	484	0.0076	0.0031	43.3	48.7	42.7	0.66	6.65	10.1
CH-RC-1	鉄筋	4078	0.018	333	0.0041	0.0021	52.8	69.8	54.0	1.72	11.21	6.5
CH-SC-1F	SH	3270	0.025	369	0.0041	0.0021	54.7	68.7	61.1	1.58	13.89	8.8
RH-RC-1	鉄筋	3392	0.008	298	0.0067	0.0024	36.3	88.6	36.2	0.51	6.78	13.3
RH-SC-1F	SH	3486	0.007	345	0.0018	0.0012	35.6	59.6	36.3	0.61	5.31	8.7
RH-RC-2	鉄筋	3229	0.011	469	0.0079	0.0028	50.1	104.7	53.1	0.70	9.10	13.0
RH-SC-2F	SH	3824	0.012	390	0.0026	0.0018	55.4	78.9	59.0	0.70	7.19	10.3

*1：SH-SC-1F
- シリーズ名（D、S（SH）、CH、RH）
- 構造形式(RC、SC)
- シリーズ内番号、+F＝表面にSEEDフォームを取り付けた試験体

*2：NHは通常のH形鋼を、SHは突起付きH形鋼を、SH強は強軸（載荷方向に対してH形鋼の断面係数が大となる方向）向きの突起付きH形鋼を表す

Dシリーズ：矩形充実断面、寸法120×60cm、軸応力12kgf/cm²　CHシリーズ：円形中空断面、寸法φ=90(30)cm、軸応力8.8kgf/cm²
Sシリーズ：矩形充実断面、寸法55×55cm、軸応力なし　RHシリーズ：矩形中空断面、寸法120×80(中空70×30)cm、軸応力なし
SHシリーズ：矩形中空断面、寸法55×55(中空15×15)cm、軸応力なし

第６章　定着構造の合理化による配筋合理化技術

６．１　はじめに

地震時に塑性化することを考慮する鉄筋コンクリート橋脚においては、帯鉄筋は内部コンクリートを拘束する役割、軸方向鉄筋の座屈を抑制する役割ならびにせん断耐力を高める役割があり、中間帯鉄筋は帯鉄筋を補完してこれらの効果を高める役割がある。地震時に橋脚に塑性化が生じるような変形が生じても、これらの役割を確実に果たすためには、帯鉄筋と中間帯鉄筋の端部の定着に十分配慮する必要がある[1),2)]。その一方で、帯鉄筋や中間帯鉄筋の端部定着構造が煩雑であることが鉄筋コンクリート橋脚の配筋の施工性を低下させている要因のひとつにも挙げられている。例えば、矩形断面では拘束効果を高めるために中間帯鉄筋を配筋するのが標準となっているが、その端部には半円形フックもしくは鋭角フックをつけ、断面周長方向に配筋される帯鉄筋にそのフックをかけた上で内部のコンクリートに定着させている。これは、大きな曲げ塑性変形が生じてかぶりコンクリートが剥落するような損傷状態になっても、帯鉄筋が外側にはらみだしにくくすることにより軸方向鉄筋の座屈を抑制し、内部コンクリートの拘束効果を高めるためである。

中間帯鉄筋の両端を帯鉄筋にかけることを考えた場合、端部のフック形状として半円形フックや鋭角フックを用いるとその施工が非常に難しく、直角フックの方が施工しやすい。しかし、中間帯鉄筋の端部を直角フックとした鉄筋コンクリート柱に対する正負交番載荷実験によると、かぶりコンクリートが剥離すると、帯鉄筋のはらみだしに対して直角フックが十分に抵抗できず、直角に曲げられていたフックがまっすぐに伸びようとする挙動を示し、これによって内部コンクリートが拘束できなくなることがわかっている[1)]。このような点を踏まえ、実際の施工では、一端に半円形フックを有する２本の鉄筋を断面内部で継いだ中間帯鉄筋とすることが一般的になっている。

この時、２組の鉄筋を継ぐ継手には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が求められる。例えば、重ね継手を用いる場合には、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、鉄筋径の 40 倍以上の長さ重ね合わせることが規定されている。また、中間帯鉄筋は橋軸方向ならびに橋軸直角方向の両方向に配置されるため、それらの鉄筋が交差する断面の中心付近では、重ね合わさった鉄筋どうしが輻輳して非常に過密となっている。これらの要因が、施工性の低下を招いていると考えられる。

このような背景から、配筋合理化に資する方策のひとつとして、本章では中間帯鉄筋の端部定着構造に着目している。すなわち、半円形フックもしくは鋭角フックで端部を帯鉄筋に引っ掛けたのと同等な効果が得られる施工性に優れた別の定着システムについて検討を行った。具体的には、帯鉄筋に引っ掛ける側の中間帯鉄筋のフックは施工性のよい直角フックを用い、その直角フックに機構の簡単な定着クリップまたは定着コネクターを装着することにより帯鉄筋と定着させる方法、ならびに、中間帯鉄筋を断面を貫通させずに途中で定着させるタイプの配筋方法について、関連する既往の研究を踏まえながら、新しい配筋形式の提案を行った。

6．2　中間帯鉄筋の端部定着システムに関する研究

6.2.1　既往の鉄筋端部の定着技術

（1）　端部に定着具を接合した鉄筋

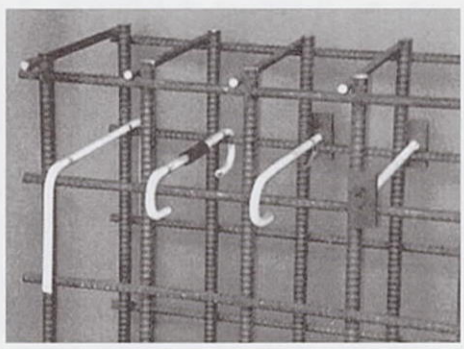
鉄筋の端部にフックを取り付ける代わりに、釘の頭のようなT型または円錐台型に成形した鉄筋、あるいは、端部にプレートを接合した鉄筋が提案されている。いずれも、この端部の定着具によって従来のフックと同等の定着効果が確保できるようにした鉄筋である。定着具の製作方法や接合方法に幾つかの方法があり、鉄筋端部を高周波誘導加熱して製作した鉄筋が「Tヘッドバー」[3]、JIS Z 3607 に規定された摩擦圧接法（高速回転させているプレートに鉄筋を押し付けて接合する方法）により直接接合した鉄筋が「Head-bar」[4] としてそれぞれ技術開発されている。このような端部に定着具を接合した鉄筋を中間帯鉄筋として用いると、ヘッドの部分を帯鉄筋に引っ掛けることにより、半円形フックまたは鋭角フックで帯鉄筋に引っ掛けた中間帯鉄筋と同等の効果が発揮されることが期待される。

図-6.2.1 は長澤、塩屋らによって提案されているTヘッドバーを示したものである。塩屋らは、Tヘッドバーを柱はり接合部の軸方向鉄筋として用いることに着眼し、定着耐力試験、引き抜き試験、柱主筋定着部実験、ト型接合部実験を行っている[5]。そして、これらの実験結果から、Tヘッドバーが十分な定着性能を保有していることを検証している。さらに、塩屋らは、Tヘッドバーをせん断補強筋に適用したはり部材に対する正負交番曲げせん断実験を行い、せん断破壊型ならびに曲げ破壊型いずれのはり部材も、Tヘッドバーを用いた場合と半円形フックを用いた場合では、荷重－中央変位曲線は同様となり、Tヘッドバーが半円形フックのせん断補強筋と同等の効果があることを明らかにしている[6]。



図-6.2.1　Tヘッドバー[1]

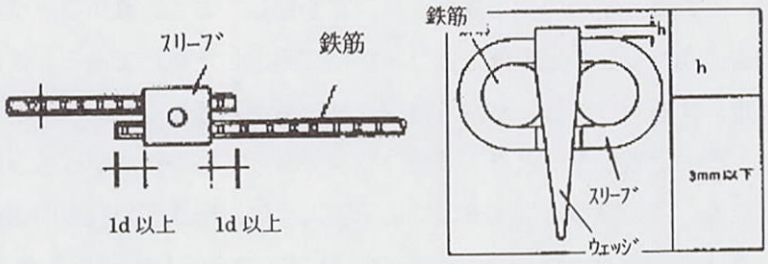
図-6.2.2 は、中間帯鉄筋に Head-bar を用いた場合の配筋を示したものである。ここでは、左から直角フックを有する中間帯鉄筋、一端に半円形フックを有する2本の鉄筋を機械式継手により接合した中間帯鉄筋、一端が半円形フックで他端を Head-bar とした中間帯鉄筋、両端を Head-bar とした中間帯鉄筋となっている。Head-bar についても、プレート接合部の強度試験、引き抜き試験、はり部材の正負交番載荷実験、壁部材の正負交番載荷実験が行われている。その結果、Head-bar は半円形フックを有する鉄筋の定着性能や軸方向鉄筋の座屈抑止性能と同等の性能を保有していることを明らかにしている[4]。


図-6.2.2　Head-bar[2]

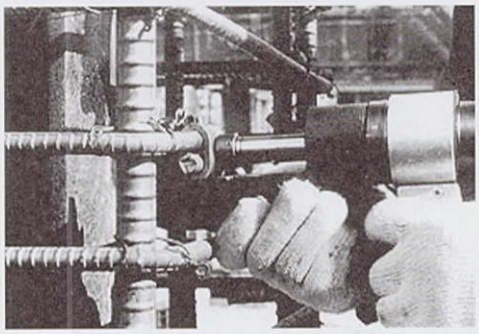
(2) 簡便な機械式継手の活用

鈴木らは、せん断補強筋の配筋作業の大幅な軽減を目的として、簡便で確実に性能を発揮し得る「フープクリップ」を用いたせん断補強筋機械式継手工法を提案している[7]。この工法は、図-6.2.3 に示すように、2本の鉄筋を重ね合わせ、その重ね合わせた部分に長円形状の鋼管中央に貫通孔を設けたスリーブを配置し、その貫通孔にウェッジを油圧式圧入機により圧入する継手構造である。

フープクリップを用いた機械式継手の性能は単体引張試験、フープクリップで継がれた鉄筋が帯鉄筋として配筋された鉄筋コンクリート柱に対する一軸圧縮試験ならびに正負交番載荷実験、フープクリップで継がれた鉄筋がせん断補強筋として配筋された鉄筋コンクリートはり部材に対するせん断実験によって検証されている。これらの実験、フープクリップで継がれた鉄筋を帯鉄筋やせん断補強筋として用いた場合、鋭角フックで内部コンクリートに定着させた従来の鉄筋コンクリート柱と同等以上の拘束効果ならびに軸方向鉄筋の座屈防止効果、せん断補強効果を有していることが確認されている。



(a)フープクリップを用いた機械式継手の構造



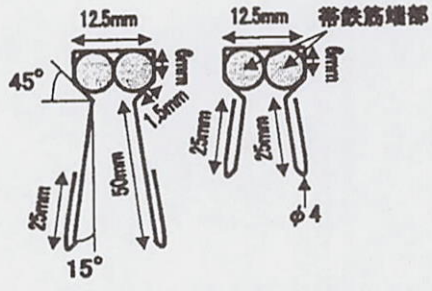
(b)ウェッジの圧入

図-6.2.3 フープクリップ工法[7]

(3) 定着ピンによる帯鉄筋の定着

澤本、辻らは、重ね継手部ならびに直角フックを図-6.2.4 に示すようなピンで補強する方法を提案している[8]。この定着補強は構造、重ね合わせられた2本の鉄筋を挟むようにピンをはめ込み、そのピンの足を長くして内部コンクリートに定着させることにより、鋭角フックを用いた場合と等価な効果が得られるようになっている。

このピンによる定着補強方法は、鉄筋コンクリート柱に対する一軸圧縮載荷実験ならびに二等分点載荷による二軸曲げ正負交番載荷実験により検証されている。これらの実験の結果、帯鉄筋の重ね継手部にこのピンによる定着補強を施せば、鋭角フックの場合と同等以上の性能が確保できることを明らかにしている[8]。



(a)ピン定着長 50mm (b)ピン定着長 25mm

図-6.2.4 ピンの形状図[8]

6.2.2　施工性を向上させた定着構造の提案

帯鉄筋や中間帯鉄筋の施工性の向上を図った定着構造については前述したような提案があるが[3)~8)]、本研究では、端部のフックとして施工性のよい直角フックを使いながらも、かぶりコンクリートが剥落するような損傷が生じても帯鉄筋との定着を確保し得る単純で簡単な機構の定着構造について検討を行った。

図-6.2.5 は、長円形状のリングを用いて中間帯鉄筋を帯鉄筋と定着させる構造の概念図を示したものである。これは、予め中間帯鉄筋にリングを通しておき、直角フックを中間帯鉄筋にかけた後、そのリングの一端を直角フックの足の部分にひっかけて固定した構造である。この時、リングの他端側は内部コンクリートに定着するようにし、かぶりコンクリートが剥落しても、リング自体は抜け出してこないようにする。このリングの定着効果により、直角フックであっても帯鉄筋がはらみ出そうとする変形に対して抵抗できる構造となる。この原理は、図-6.2.6 に示すように、帯鉄筋の軸方向鉄筋への定着にも応用させることができ、リング状の定着具だけでなくてもクリップ式の定着具の適用も考えられる。

図-6.2.7 は、２つのリングを鎖状に組み合わせ、予め帯鉄筋にその一方のリングを通しておき、他方のリングに中間帯鉄筋の直角フックを通すことにより帯鉄筋と中間帯鉄筋を定着させる構造の概念を示したものである。この構造では、中間帯鉄筋の端部が直角フックであっても、そのフックはかぶりコンクリートよりも内側のコンクリートに定着されることになるため、軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートが剥落しても、直ちに直角フックがはずれ出すことはない。したがって、適切にリングの構造諸元を設計すれば、端部を半円形フックとした中間帯鉄筋と同等の拘束効果が期待できるものと考えられる。

図-6.2.8 は、端部を直角フックとした中間帯鉄筋の折曲げ部をＬ型の鋼製アングルで覆うことにより、帯鉄筋と中間帯鉄筋を定着させる概念を示したものである。前述したように、塑性変形が大きくなると、帯鉄筋が外側にはらみだそうとする力によって直角フックにはそれを広げようとする曲げモーメントが作用するが、この曲げモーメントに抵抗すべく、直角フックの折曲げ部の曲げ剛性を高めるように補剛し、直角フックの形状が保たれるようにしたものである。この構造で重要なのは、Ｌ型の鋼製アングルの一端側は内部コンクリートに定着させることと鋼製カバーの隅角部に適切な曲げ剛性を確保することと考えられる。

図-6.2.9 は、中間帯鉄筋の端部を直角に２回折曲げてＵ字型のフックとし、帯鉄筋と中間帯鉄筋が平行に重なる箇所において金具によって定着する構造を示したものである。この構造では、中間帯鉄筋の端部は直角フックではあるが、内部コンクリートへ定着されることになるため、かぶりコンクリートが剥落しても帯鉄筋と中間帯鉄筋の定着は確保され、半円形フックとした場合と同等の効果が期待される。

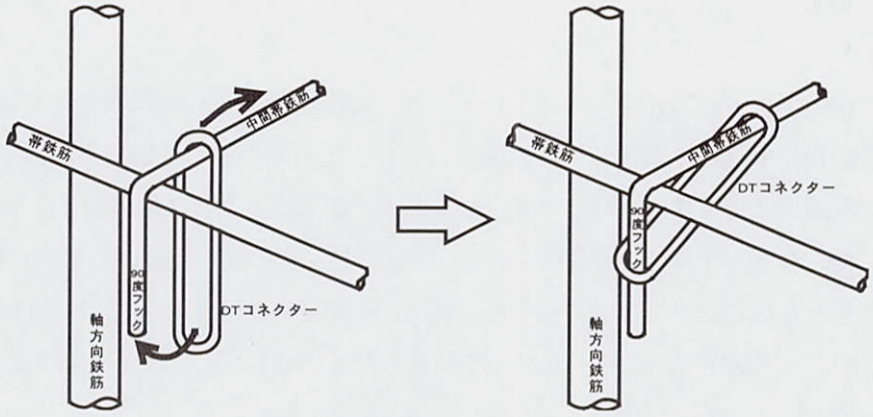


図-6.2.5　長円形状リングによる定着

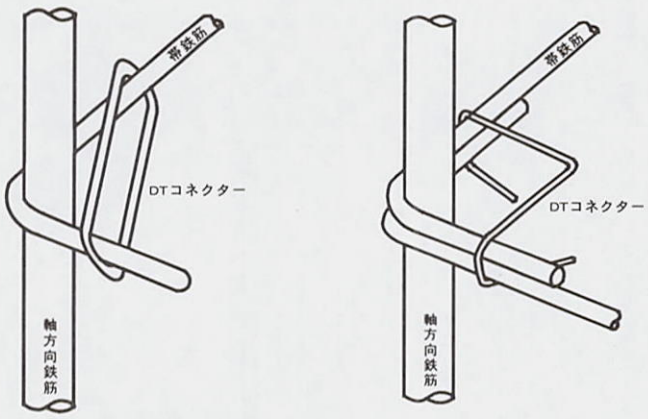


図-6.2.6　軸方向鉄筋への定着

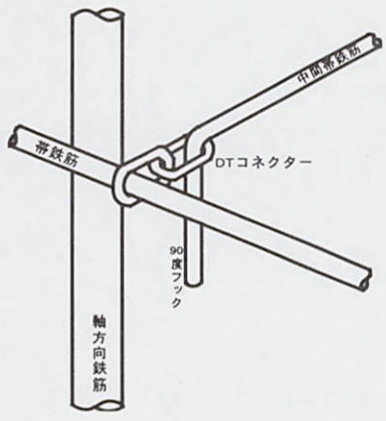


図-6.2.7　鎖状リングによる
帯鉄筋への定着

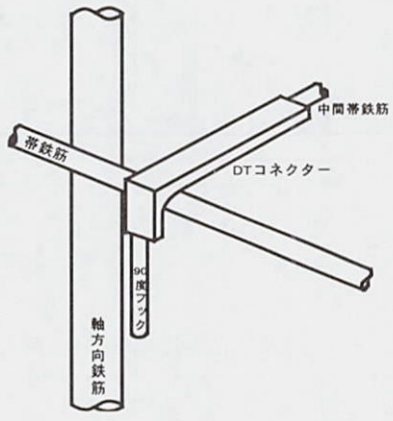


図-6.2.8　鋼製アングルによる
直角フックの補強

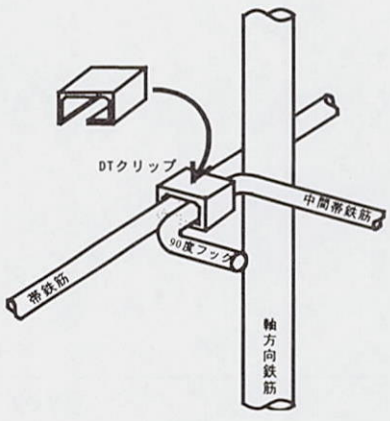


図-6.2.9　定着金具による
帯鉄筋への定着

6.2.3　施工性を向上させた定着構造の引抜試験

（1）　引抜試験の概要

1）　模型供試体

実験に用いた模型供試体の諸元を、図-6.2.10 に示す。本実験では、中間帯鉄筋の定着構造形式をパラメータとして９体の模型供試体に対して引抜試験を行った。定着構造としては、半円形フック、直角フックと、今回提案する鎖状リング式、クリップ式、リング式、鋼製アングル式(図-6.2.11、図-6.2.12 参照)を用いた６種類とした。なお、リング式定着構造については、リングの鉄筋径及びその取り付け位置を表-6.2.1 のように変化させた４体について実験を行った。また、中間帯鉄筋は図-6.2.10 に示す区間をアンボンドとした D19 を使用し、かぶりコンクリートが全て剥落した状態を想定して、定着部をはつり出している。

2）　実験方法

図-6.2.13 に示すように模型供試体とジャッキとをセットし、鉄筋の引抜試験を行った。測定データは、引張荷重、鉄筋のひずみ及び変位、定着部の変位である。鉄筋のひずみは、図-6.2.10 に示す二枚のひずみゲージの値で評価を行った。

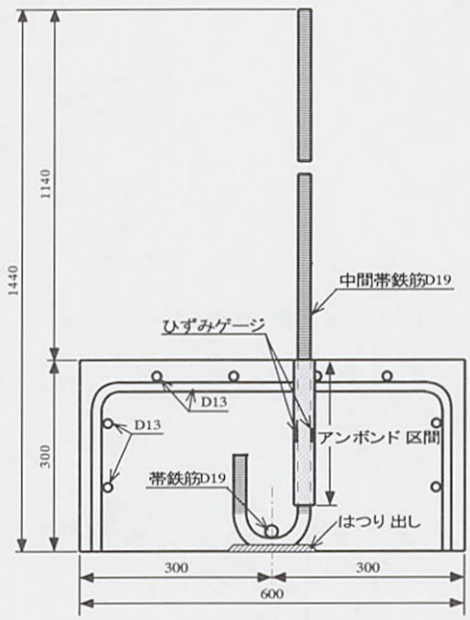
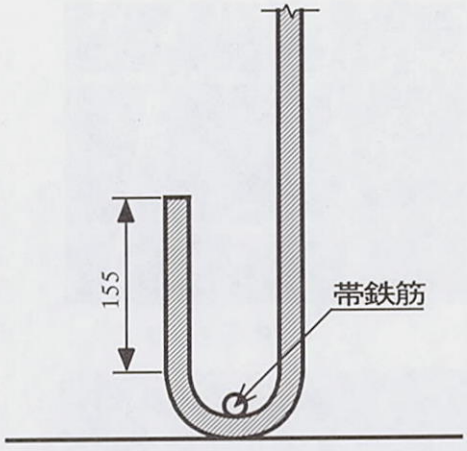


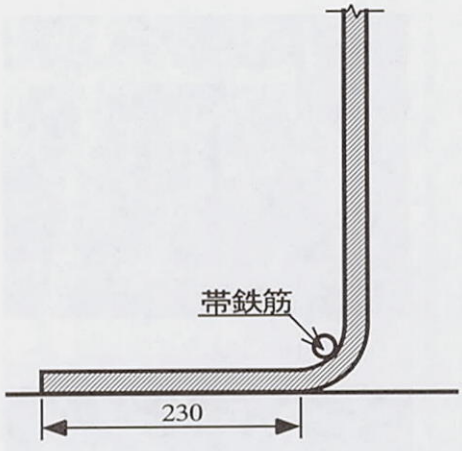
図-6.2.10　模型供試体

表-6.2.1　リング式定着構造の実験パラメータ

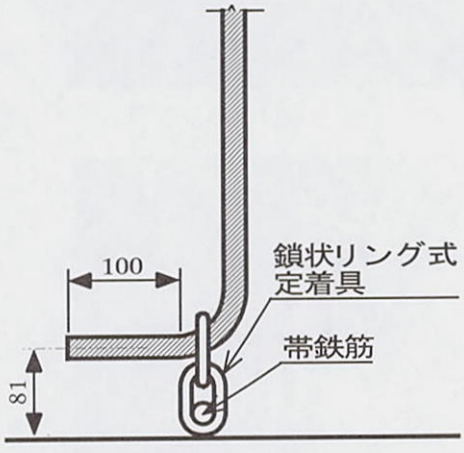
	リング式(1)	リング式(2)	リング式(3)	リング式(4)
リングの鉄筋径	φ10	φ6	φ6	φ6
取付け位置	帯鉄筋近傍	帯鉄筋近傍	フック中間	フック端部



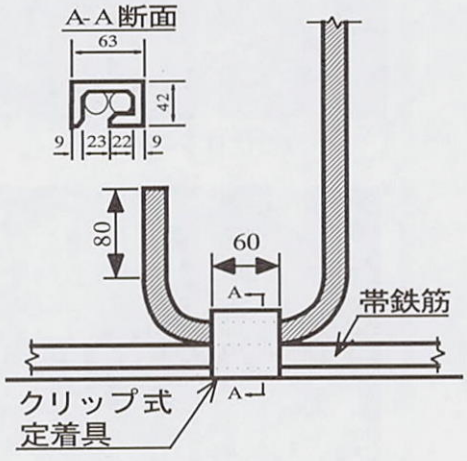
(a)半円形フック



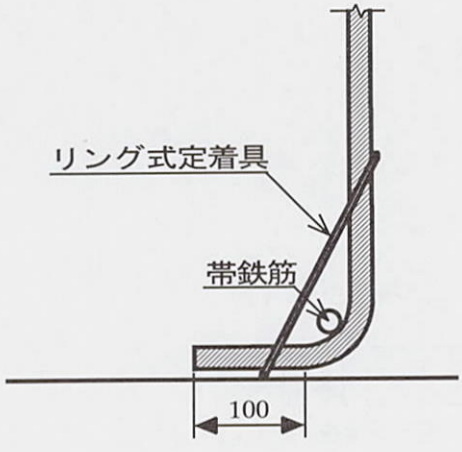
(b)直角フック



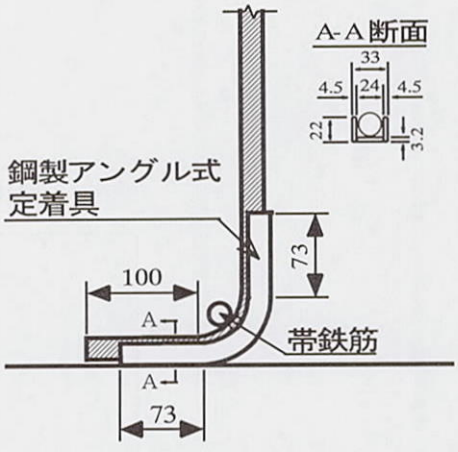
(c)鎖状リング式



(d)クリップ式

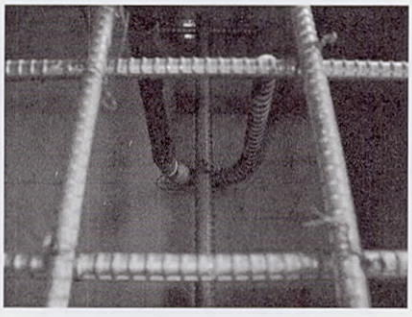


(e)リング式

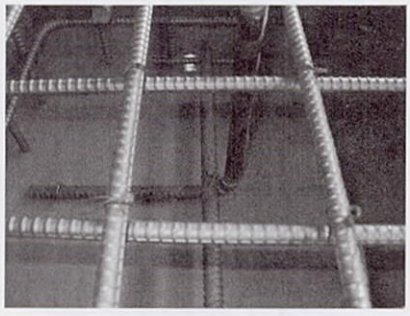


(f)鋼製アングル式

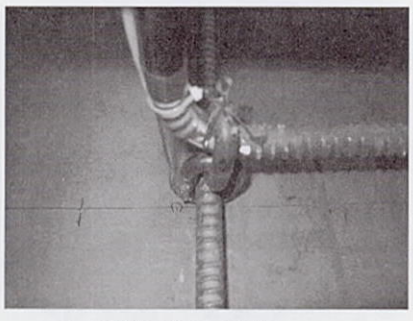
図-6.2.11　定着構造の詳細



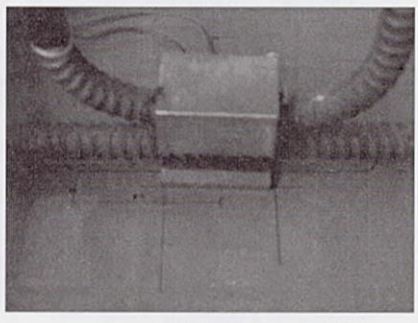
(a)半円形フック



(b)直角フック



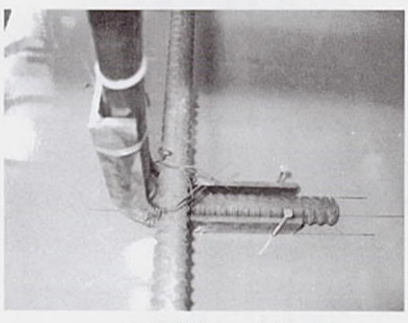
(c)鎖状リング式



(d)クリップ式



(e)リング式



(f)鋼製アングル式

図-6.2.12　定着構造

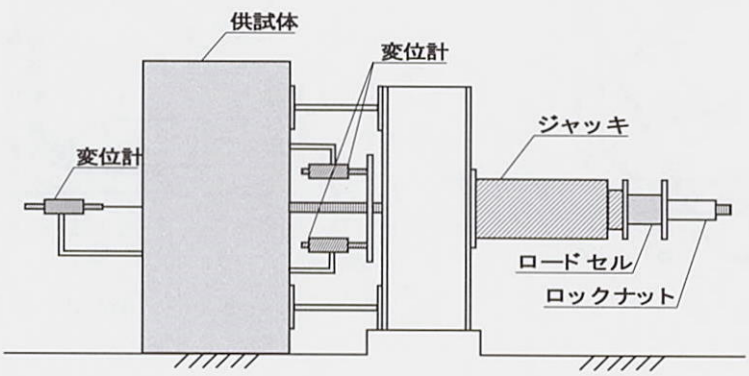


図-6.2.13　試験装置

（3） 実験結果

図-6.2.14 は、鉄筋の応力－ひずみ関係を、定着構造を半円形フックとした場合とそれ以外の構造とした場合とで比較したものである。また、実験後の定着部の状況を図-6.2.15 に示す。

引抜実験より得られた知見を、各定着構造ごとに以下に述べる。

1） 直角フック

鉄筋の応力が 233.3N/mm^2 に達したときにフックの端部が開いた。その後は引張荷重が低下したため、鉄筋のひずみは戻り始め、鉄筋が抜け出してきた。

2） 鎖状リング式定着構造

半円形フックとほぼ同様の応力－ひずみ関係が得られており、中間帯鉄筋の端部定着が十分であることが分かる。実験後にも、定着部に特に変状は見られなかった。

3)クリップ式定着構造

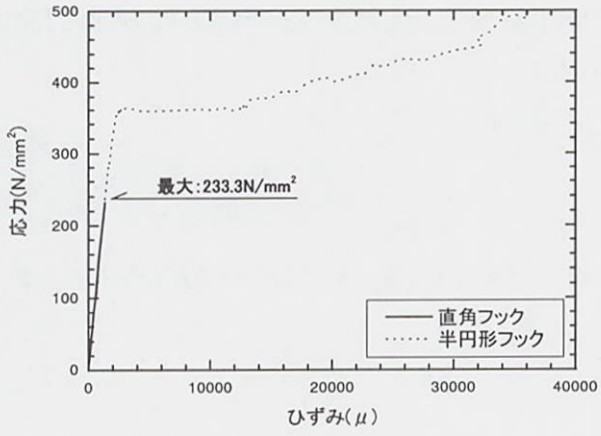
半円形フックとほぼ同様の応力－ひずみ関係が得られており、十分な定着が確保されている。実験後の定着部の状況に特に変状は見られなかった。

4） リング式定着構造

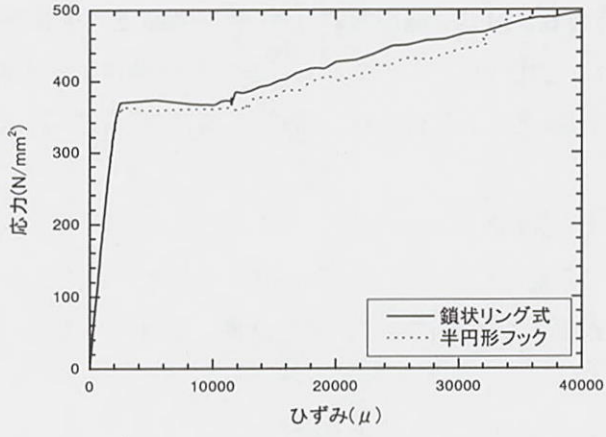
今回は、リングの鉄筋径及び取り付け位置を変化させた 4 体について実験を行ったが、いずれの供試体においても、鉄筋に生じる応力が降伏点に達しなかった。これは、フックの端部が開く力によってリングに曲げが生じ、フックの端部の開き出しを抑えることができなかったためである。ただし、リングの定着位置については、フックの端部に近い部分に取り付けた方がフックの開き出しを抑える点で効果的であることが分かる。

5） 鋼製アングル式定着構造

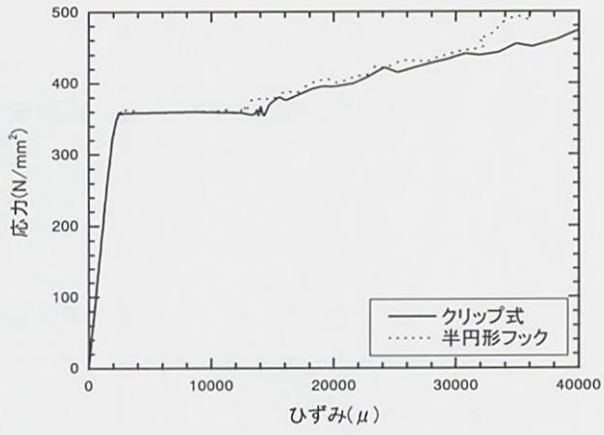
今回用いた諸元の鋼製アングルの場合、鉄筋の応力が降伏に達するまで定着性能を向上させることができた。鉄筋の降伏後は、鋼製アングルの隅角部において曲げ変形が生じ、フック端部が開き始めた。



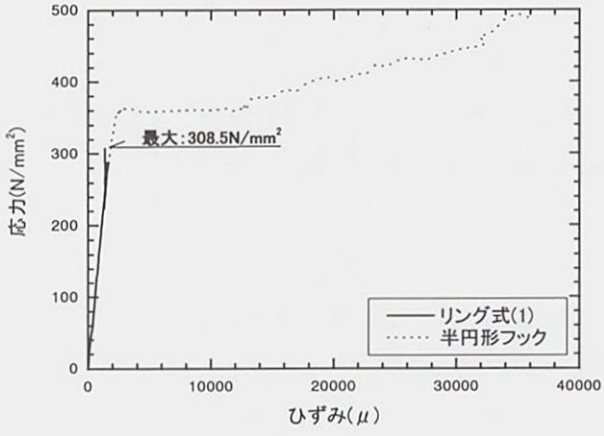
(a)直角フック



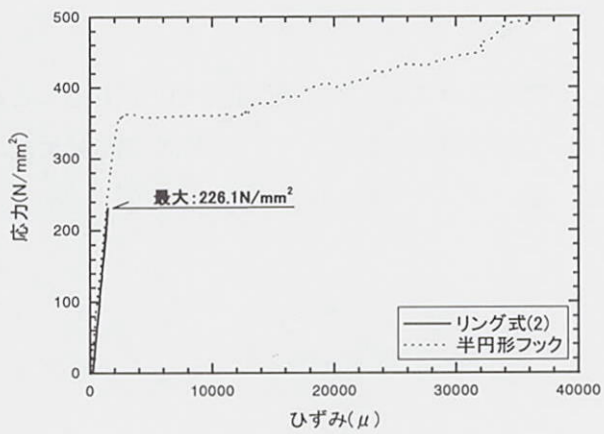
(b)鎖状リング式



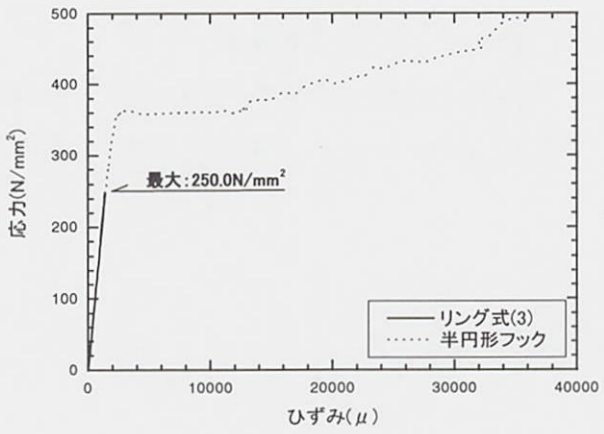
(c)クリップ式



(d)リング式(1)

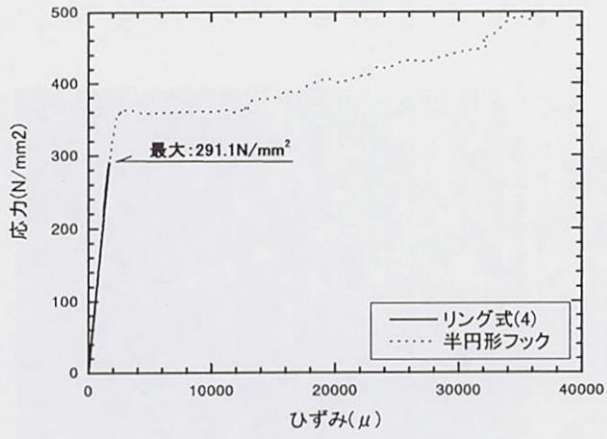


(e)リング式(2)

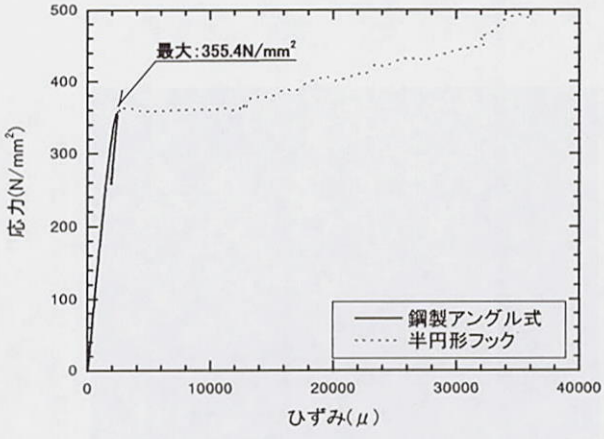


(f)リング式(3)

図-6.2.14(1)　半円形フックと各定着構造との応力－ひずみ関係の比較



(g)リング式 (4)



(h)鋼製アングル式

図-6.2.14(2)　半円形フックと各定着構造との応力－ひずみ関係の比較



(a)半円形フック



(b)直角フック



(c)鎖状リング式



(d)クリップ式

図-6.2.15(1)　実験後の定着部の状況



(e)リング式(1)



(f)リング式(2)



(g)リング式(3)



(h)リング式(4)



(i)鋼製アングル式

図-6.2.15(2)　実験後の定着部の状況

（4） まとめ

施工の容易な横拘束筋の端部定着構造を提案し、引抜試験によってその定着性能の検討を行った。鎖状リング式及びクリップ式の定着構造については、半円形フックと同等の性能を確認できた。リング式及び鋼製アングル式の定着構造では、直角フックよりも高い定着力を確保できることが確認された。ただし、今回の実験に用いた寸法諸元の定着具では半円形フックと同等な定着性能までは確保することができなかった。これらの定着構造は、直角フックが開くのを抑えることにより定着性能を確保する構造であるが、今回実験に用いた定着具では剛性の不足等によりフックが開き出す力に十分抵抗できなかったものと考えられる。今後、定着具の強度や取り付け位置について改良を進めるとともに、定着される鉄筋の強度や径に応じた寸法諸元等の規格化を行っていく予定である。

6.3　中間帯鉄筋の途中定着に関する研究

6.3.1　既往の研究

(1)途中定着構造による橋脚のじん性

橋脚の中間帯鉄筋は、主としてせん断耐力及びじん性の向上に寄与するが、これと同等のじん性を発揮する構造形式として、途中定着構造に着目した研究[9]がある。同研究は壁式橋脚の耐震補強を対象としているため、途中定着の中間帯鉄筋として拡定式アンカーを用い、一般的に用いられる断面貫通型の中間貫通 PC 鋼棒と比較検討している。図-6.3.1 に施工概念図を示す。同研究では途中定着構造のじん性の向上効果について、断面貫通 PC 鋼棒を有する試験体の変形性能と比較することによって実験的に検討している。以下にその概要を示す。

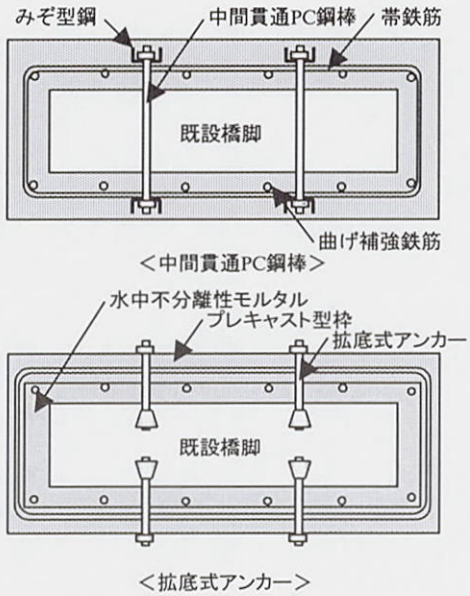


図-6.3.1　施工概念図[9]

(a)試験概要

表-6.3.1 及び図-6.3.2 に試験体の概要及び材料強度一覧を示す。鉄筋の仕様及び配筋は、中間帯鉄筋としての補強部材以外はほぼ同様にしている。実験は図-6.3.3 に示すような載荷装置を用いて、正負交番載荷を行っている。

表-6.3.1　材料強度一覧[9]

試験体	軸応力度	既設柱部	補強部					
			f'c			fy		
	(N/mm^2)	f'c	モルタル	プレキャスト	コンクリート	曲げ補強鉄筋	帯鉄筋	中間帯鉄筋
No.1	2.0	34	—	—	41	385	359	1046 (PC鋼棒)
No.2	2.0	31	46	65	—	385	359	534 (アンカー)

f'c:コンクリート強度(N/mm^2)，fy:鉄筋，PC鋼棒及びアンカー降伏強度(N/mm^2)

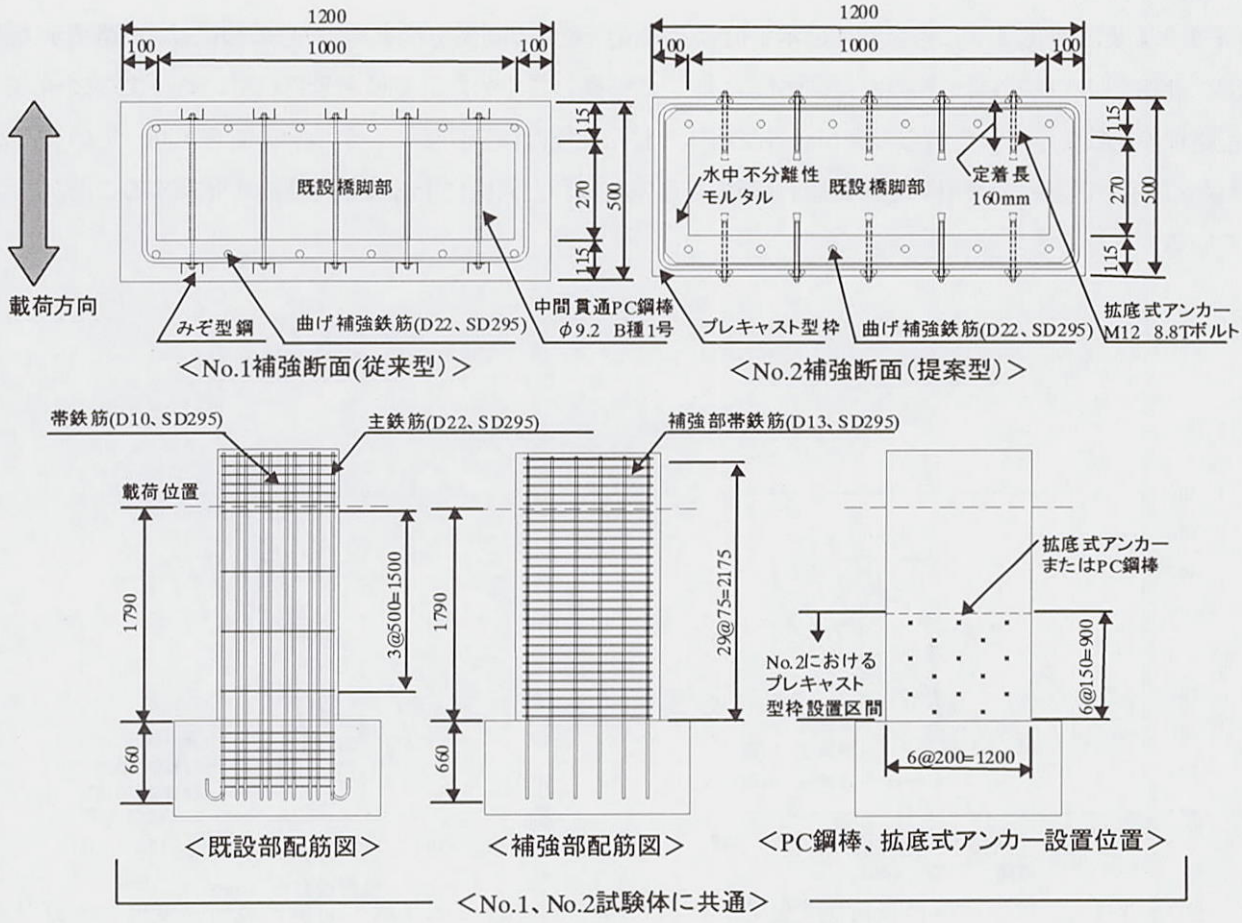


図-6.3.2　試験体の概要[9)]

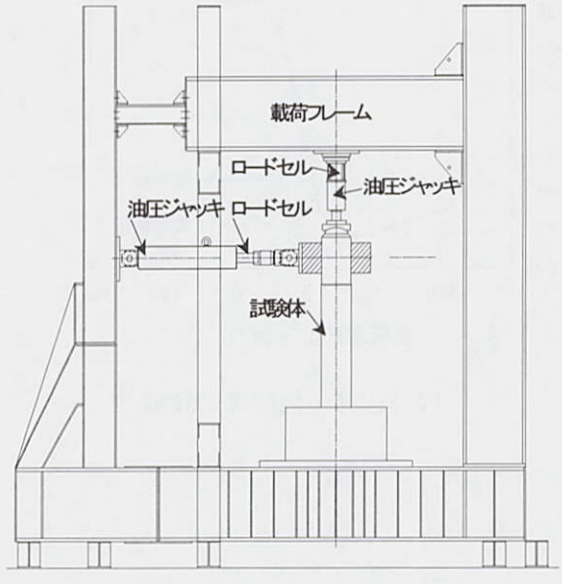


図-6.3.3　試験状況[9)]

(b)実験結果概要

図-6.3.4及び図-6.3.5に各試験体の水平荷重と載荷点変位の関係を示す。これらの図には、道路橋示方書耐震設計編[10]及び鉄道構造物設計標準耐震設計[11]に準拠して求めた計算値も示されている。また図-6.3.6に包絡線の比較を示す。これらの図から各試験体のじん性能はほぼ同等で、かつ計算値を上回っていることがわかる。途中定着構造を用いても貫通PC鋼棒を用いた場合と同様に十分なじん性能を発揮することが示されている。

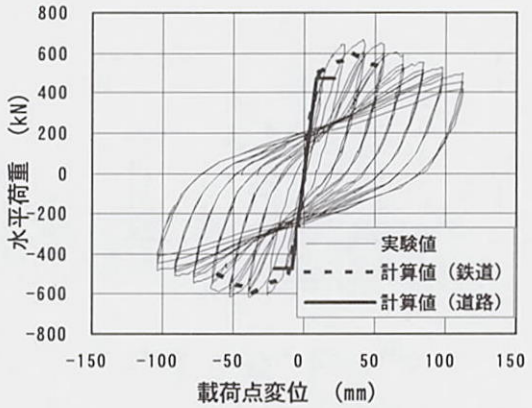


図-6.3.4　水平荷重と載荷点変位(No.1[9])

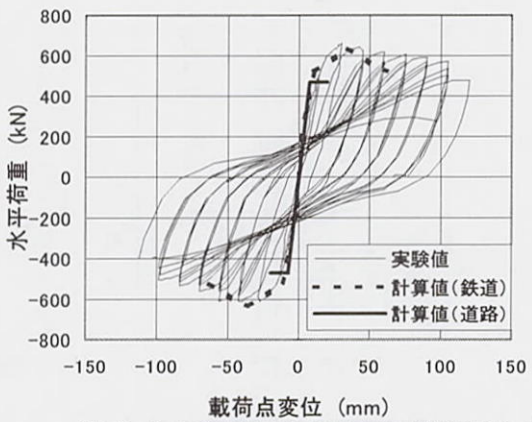


図-6.3.4 水平荷重と載荷点変位(No.2)[9]

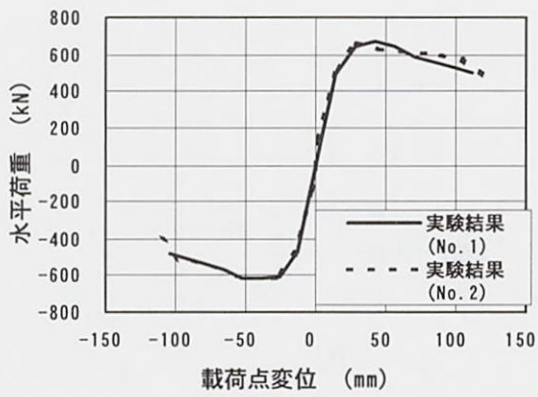


図-6.3.6　包絡線の比較[9]

(2)途中定着構造による梁部材のせん断耐力

梁やスラブのような断面が薄肉の部材では、図-6.3.7 に示すように断面厚さに対する途中定着区間の占める割合が比較的高くなる。このような構造物に対しては、途中定着部材がせん断耐力に寄与することを示した研究[9]がある。同研究は梁部材の鋼板補強を対象としているため、鋼板の定着に用いる拡定式アンカーを、途中定着部材として用いている。以下にその概要を示す。

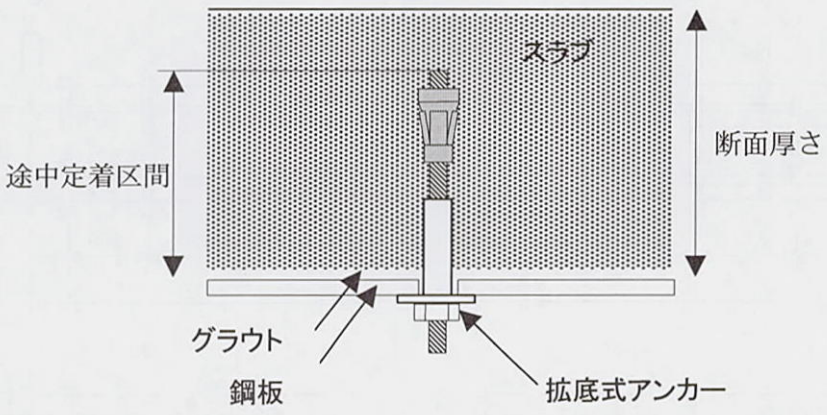


図-6.3.7　薄肉部材の鋼板補強[9]

(a)実験概要

図-6.3.8 及び表-6.3.2 に試験体の概要及び試験体の仕様を示す。No.1 試験体はスターラップが配置された一般的な RC.方式による基準試験体である。No.2 試験体及び No.3 試験体は引張縁から圧縮鉄筋の位置に途中定着させた途中定着構造の試験体であり、途中定着部材はそれぞれ、SS400(@200)、8.8T(@250)を配置して、部材強度の影響を検討している。No.4 試験体は引張縁と圧縮縁の両側から、部材軸中央を跨がずにに定着させた途中定着構造の試験体であり、SS400(@200)を配置している。

表-6.3.2　試験体の仕様[9]

No.	せん断補強形式	せん断補強鋼材	配置間隔	定着方式
1	(RC)	異形鉄筋 SD345 D13	200	一般的 RC 方式
2	拡底式アンカー	M16 SS400 ボルト_		引張縁から圧縮側に定着
3		M16 8.8T ボルト_	250	
4		M16 SS400 ボルト_	200	両側から断面中央部に定着

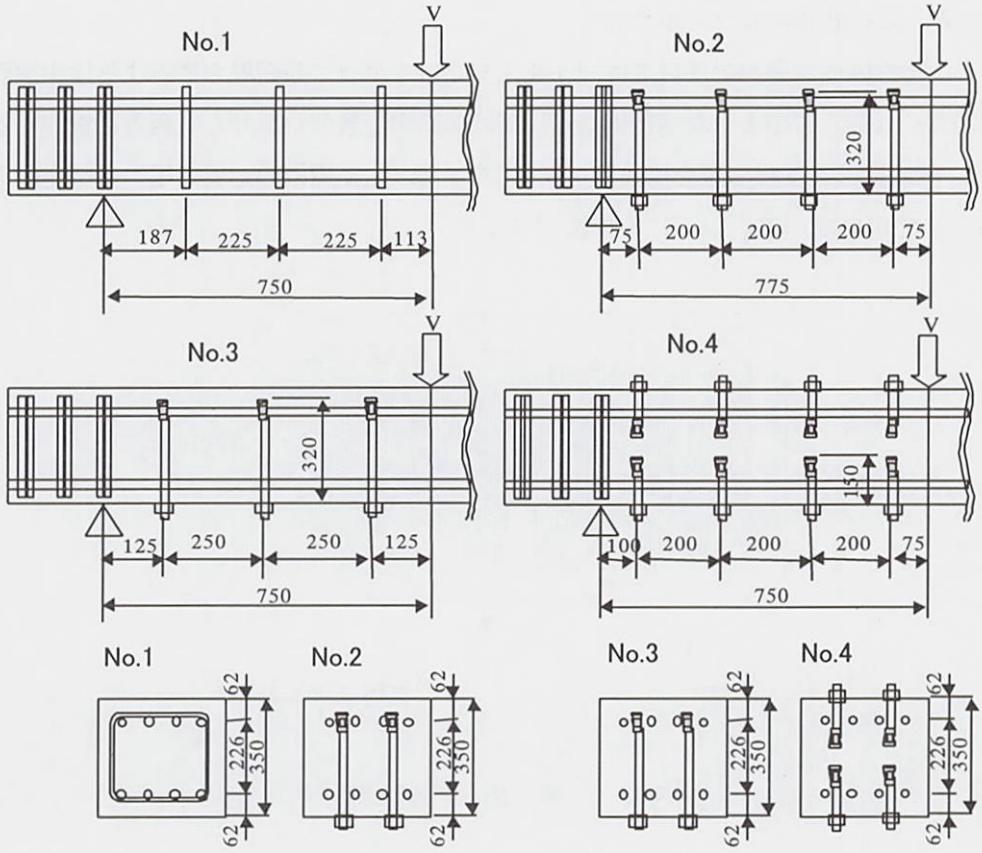


図-6.3.8　試験体の概要[9)]

(b)実験結果概要

図-6.3.9 に各試験体の作用せん断力とたわみ変位の関係を示す。この図より、いずれの試験体も斜めひび割れ発生の 160kN 程度までは同様な剛性を示し、その後も各試験体はある剛性をもって荷重を受け持ち続けている。すなわち、途中定着構造を用いても、ある程度のせん断耐力の向上に寄与することが示されている。しかしその向上効果は、部材強度、ピッチ及び定着方式によって異なることが示されている。

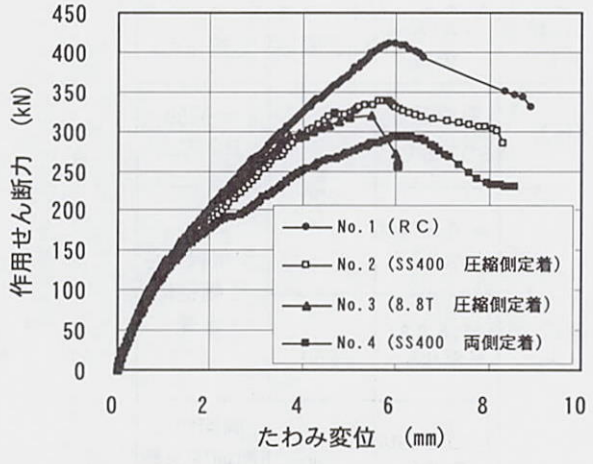


図-6.3.9　作用せん断力とたわみ変位の関係[9)]

(3)途中定着構造の疲労性状

吉田ら[12]は、確実な定着を有する構造部材として途中定着構造となる拡定式アンカーに着目し、その疲労特性について研究している。同研究によると、上限荷重と応力振幅をパラメータとして２体の試験体を実験に供した結果、繰り返し回数200万回到達時においてもアンカーの引き抜け等は認められず、正常な定着を有し、また疲労試験終了後に引抜試験を実施して残存耐力の確認をしたところ、母材破断までの耐力を有することが確認され、十分な耐疲労性能を有することを報告されている。

6.3.2　途中定着中間帯鉄筋の提案

既往の研究により、途中定着構造を用いても十分な構造性能を有していることが確認されている。これより、新設の橋脚に対して以下のような途中定着中間帯鉄筋を用いた構造形式を提案する。

(1)TYPE-M

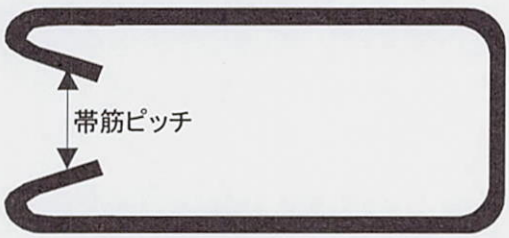


図-6.3.10　途中定着中間帯鉄筋(TYPE-M)

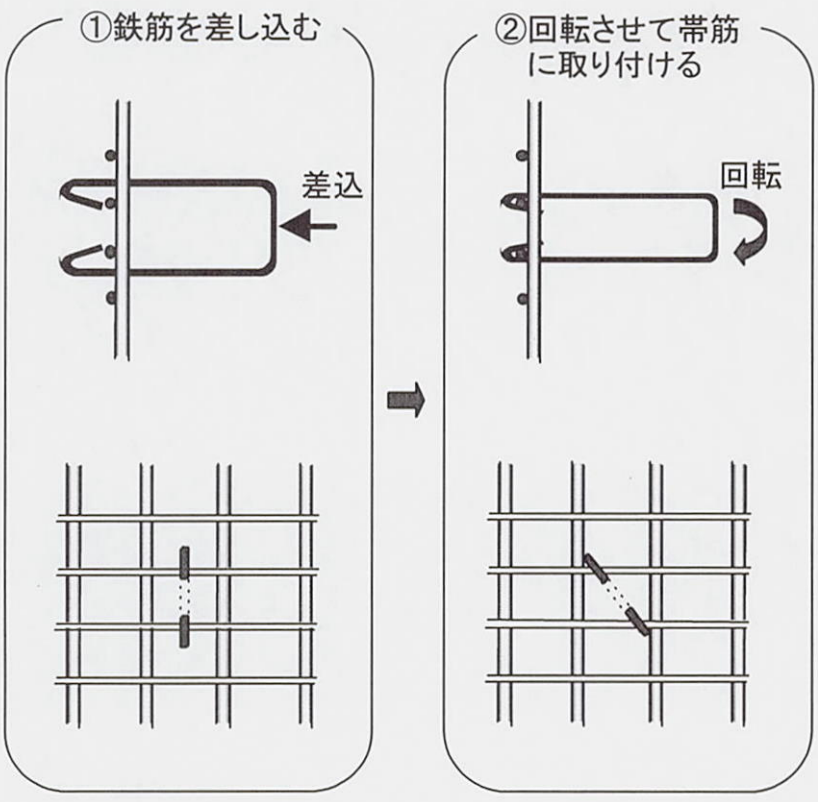


図-6.3.11　設置手順模式図

(2)TYPE-U

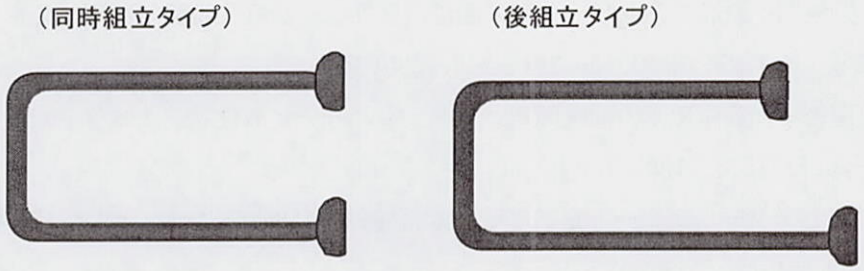


図-6.3.12　途中定着中間帯鉄筋(TYPE-U)

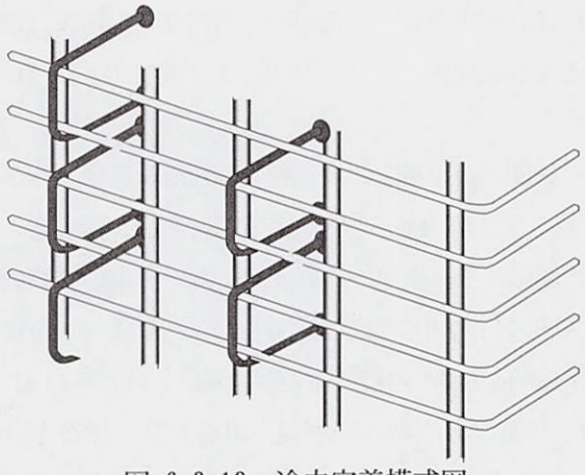


図-6.3.13　途中定着模式図

(3)TYPE-π

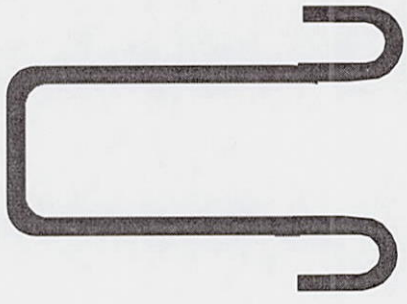


図-6.3.14　途中定着中間帯鉄筋(TYPE-π)

参考文献

1) 寺山徹、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす中間帯鉄筋の影響、土木技術資料、Vol.40、No.3、pp.55～61、1998年3月

2) 立松伸博、大野義照：鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋端部形状の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.3、pp.241～246、2001年

3) 長澤保紀、塩屋俊幸、高岸正章、前之園司：Tヘッドバーの定着性状、土木学会第54回年次学術講演会、VI-256、pp.512-513、1999年9月

4) （財）土木研究センター：プレート定着型せん断補強鉄筋「Head-Bar」、土木系材料技術・技術審査証明報告書、1999年9月

5) 塩屋俊幸、中澤春生、長澤保紀、高岸正章：Tヘッドバー工法の開発、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.3、pp.1291-1296、2000年

6) 塩屋俊幸、樋口義弘、塩川英世、高岸正章：Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた曲げせん断実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.3、pp.799-804、2001年

7) 鈴木基行、秋山充良、杉田稔、松山英雄、宇田川亮：簡便なせん断補強筋機械式継手の開発およびそのＲＣ部材への適用に関する実験的研究、コンクリート工学論文集、第11巻、第3号、pp.49-61、2000年9月

8) 澤本武博、辻正哲、舌間孝一郎、西川泰之、加賀谷収：地震荷重によりかぶりが剥離する場合のフープ筋の定着補強に関する研究、土木学会第53回年次学術講演会、第5部、pp.1146-1147、1998年10月

9) 山本晴人、小原孝之、鈴木顕彰、三島徹也：拡底式アンカーを用いて補強した壁式橋脚の耐震性能に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.1、pp.973～978、2001年

10) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説耐震設計編、1996年12月

11) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計、1999年10月

12) 吉田健太郎、古市耕輔、山中宏之、須藤豊：拡底式あと施工アンカーの引張耐力と疲労特性に関する確認試験、土木学会第56回年次学術講演会、V-597、pp.1194～1195、2001年10月

＜研究担当＞　土木研究所　前田建設工業株式会社

第７章　高じん性構造による配筋合理化技術

７．１　はじめに

鉄筋コンクリート構造の耐震安全性を高めるためには変形性能を向上させることが重要であることが知られている。そして、橋梁、建物を支える橋脚、柱等の変形性能を向上させるには、帯鉄筋や中間帯鉄筋を必要量配置するのが一般的な対処法であるが、配筋が密過ぎて作業が非常に煩雑となると同時に、打設時におけるコンクリートの充填性も懸念される現状である。

新しい構造（形状・仕組み）を工夫して配筋合理化を図ることは意義が大きい。作用荷重を分散、分担しクリティカルポイントの破壊を遅らせる構造、プレストレス導入が容易な構造、プレキャスト施工が安価となる構造、等々を工夫し、配筋合理化を図りたい。

「橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造」、及び「橋脚にＰＣ鋼材を巻いて締め横拘束する構造」のじん性改善効果について、現状の技術レベルを調査する。

７．２　現状の技術レベル

7.2.1　橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造

（１）　鋼製橋脚

円形鋼製橋脚の場合、隙間をあけて局所変形防止用の鋼管を基部に設置することで、初期剛性と最大耐荷力を全く変化させずに最大荷重以降の靭性を向上させることができた。これは、鋼製橋脚の座屈が隙間をあけて設置した鋼管で拘束され、より高次の座屈モードで破壊するためとしている[1)~3)]。

（２）　鉄筋コンクリート橋脚

鉄筋コンクリート橋脚の基部を鋼板で巻き立てて補強する場合、橋脚と鋼板を確実に一体化するには、接合面の処理、ジベル筋の配置、高品質材料の使用、入念な施工等、かなりの作業が必要となる。従って、橋脚と鋼板の確実な一体化がなされなくとも、所用の補強効果が得られるなら、一体化しない方が経済的である。以下の研究は、施工不良で鋼板との十分な接着力が得られない場合、隙間があいてしまった場合を想定して行った実験結果となっている。結果を要約すると、横拘束のための鋼板との一体化が十分でない橋脚の変形性能も、一体化された橋脚のそれに較べ劣るものではなかった、と評されている[4)~6)]。

表-7.2.1　試験結果の抜粋[4)]

文献タイトル：矩形ＲＣ橋脚の耐震性向上に関する模型実験[4)]			
供試体概要：鋼板巻き立て補強。鋼板と橋脚の隙間にエポキシ樹脂を注入して一体化する。 ・　断面寸法：500mm×500mm ・　橋脚と鋼板との隙間：3mm ・　縮尺：1／5.6			
結果	付着有り供試体(No.47)	エポキシ樹脂注入による接着	終局変位　$\delta_u=8\delta_y$(67.80mm)
	付着無し供試体(No.6)	エポキシ樹脂注入、鋼板にグリスを塗布	終局変位　$\delta_u=8\delta_y$
《評価》 ・　鋼板と柱を接着させなくても、基部拘束が行われていれば変形性能にあまり影響はない。			

表-7.2.2　試験結果の抜粋[5)]

文献タイトル：鋼板巻き曲げ補強したＲＣ柱の変形性能に関する実験的研究[5)]			
供試体概要：鋼板巻き立て補強。鋼板と橋脚の隙間に無収縮モルタルを充填する。ジベル筋で付着をとる。 ・　断面寸法：600mm×600mm ・　橋脚と鋼板との隙間：30mm ・　縮尺：－			
結果	ジベル無し供試体(T-2)	無収縮モルタル充填	終局変位　$\delta_u=14\delta_y$
	ジベル有り供試体(TB-2)	無収縮モルタル充填、ジベル筋で付着	終局変位　$\delta_u=14\delta_y$
《評価》 ・　ジベル筋の有無による変形性能の大きな差は見られなかった。			

表-7.2.3　試験結果の抜粋[6)]

文献タイトル：ＲＣ柱の鋼管巻きによる耐震補強効果[6)]			
供試体概要：鋼板巻き立て補強。鋼板と橋脚の隙間にモルタルを充填する。 ・　断面寸法：600mm×600mm ・　橋脚と鋼板との隙間：6mm ・　縮尺：1／2			
結果	空隙無し供試体(B)	モルタル充填有り	終局変位　$\delta_u=221.8$mm
	空隙有り供試体(C)	モルタル充填無し	終局変位　$\delta_u=235.6$mm
《評価》 ・　モルタル充填有り無しで変形性能を比較するとほぼ同程度と考えられる。			

7.2.2　橋脚にＰＣ鋼材を巻いて締め横拘束する構造

表-7.2.4　試験結果の抜粋[7)]

<table>
<tr><td colspan="4">文献タイトル：ＰＣ鋼材で横拘束した円柱橋脚の耐震補強に関する実験的研究[7)]</td></tr>
<tr><td colspan="4">供試体概要：円柱橋脚に鉄筋あるいはＰＣ鋼材を巻き、高流動コンクリートを打設して被う。
・　断面直径：D＝400mm
・　被いコンクリート厚：25mm
・　縮尺：1／4</td></tr>
<tr><td rowspan="2">結果</td><td>緊張無し供試体(RR)</td><td>巻き立て鋼材：D10@100mmピッチ</td><td>じん性率　μ＝7.24</td></tr>
<tr><td>緊張有り供試体(RP)</td><td>巻き立て鋼材：2ϕ2.9@75mmピッチ
有効緊張力　：$\sigma_{pe}=0.25\sigma_{py}$</td><td>じん性率　μ＝7.81</td></tr>
<tr><td colspan="4">《評価》
・　ＰＣ鋼材を巻いて緊張したRP供試体は、緊張しないRR供試体に比べ、補強鋼材量が1／4であるにもかかわらず、ほぼ同程度の補強効果が得られた。</td></tr>
</table>

7．3　高じん性化の検討

（1）　橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造（鉄筋コンクリート橋脚）

構造通常のＲＣ橋脚では、軸方向鉄筋の座屈及びコアコンクリートの圧縮破壊が起こると、コアコンクリートの抜け出しが生じて急激に耐力を失って破壊すると考えられる。また、道路橋示方書Ⅴにも示されるように、鉄筋コンクリート橋脚の終局は、ほぼ軸方向鉄筋の座屈時期と一致していると考えられている。したがって、高じん性化するためには鉄筋の座屈時期を如何に遅らせるか、コアコンクリートの抜け出しを如何に抑えるかが重要である。

橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束することで、鉄筋が座屈する直前までは橋脚単独として挙動し、筒状物の横拘束効果により、鉄筋座屈時の破壊を免れ、その後の鉄筋の引張り破断で破壊に至ると仮定して、そのじん性改善の程度を試算する。隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造を図-7.3.1に示す。

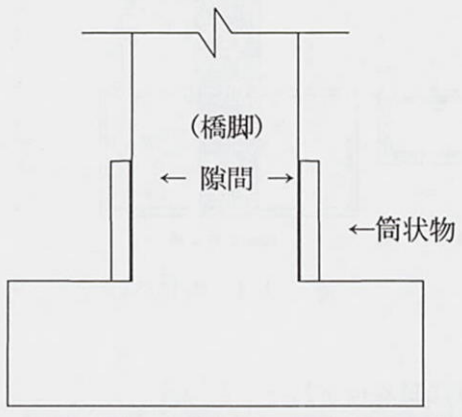


図-7.3.1　隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造

（2） 計算条件

①道示の終局までは道示式に従い、その後筒状物が拘束する。

②筒状物は橋脚の剛性、耐力に寄与しない。

③コンクリートの応力－ひずみ曲線や軸方向鉄筋の終局ひずみを図-7.3.2 のように設定する。

（下降直線を延長し応力が 0 となるひずみを終局ひずみと仮定する。）

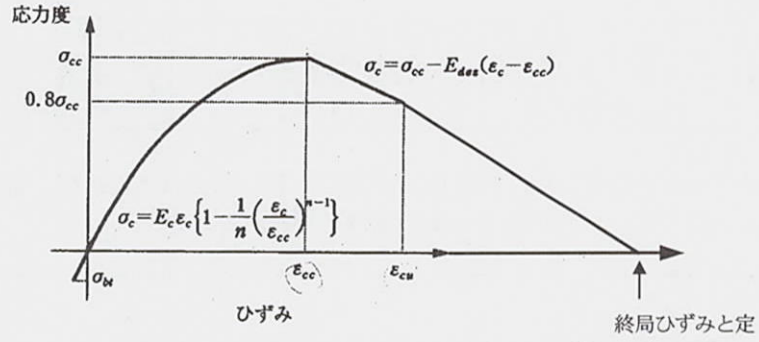


図-7.3.2 コンクリートの応力－ひずみ曲線

④計算モデル：図-7.3.3 に示す矩形断面橋脚モデルの基部に隙間を開けて筒状物を置き横拘束するとして、じん性の改善程度を計算する[8]。

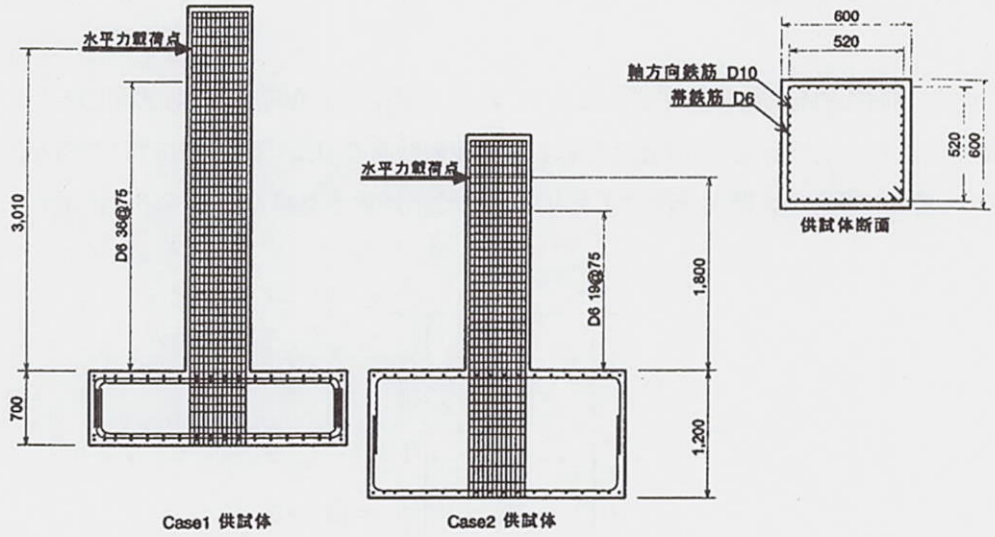


図-7.3.3 供試体諸元

⑤材料：材料強度については次の値を仮定した。

コンクリート：27 N/mm^2

軸方向鉄筋 ：D10 295 N/mm^2

帯鉄筋 ：D6 295 N/mm^2

（3） 計算結果

表-7.3.2 じん性改善程度（試算）

IVENT	CASE1		CASE2	
	P(kN)	δ(m)	P(kN)	δ(m)
ひび割れ	39.4	0.0011	65.9	0.0004
初降伏	95.1	0.0071	159.1	0.0025
降伏	115.7	0.0086	193.5	0.003
道示終局	115.7	0.0479	193.5	0.0256
筒構造終局	111.4	0.0702	186.3	0.0384

じん性：（降伏時を１Δ）

	CASE1	CASE2
道示終局	5.6δ	8.5δ
筒構造終局	8.2δ	12.8δ

（4） 計算結果

橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束することで、鉄筋座屈時の破壊を免れ、その後の鉄筋の引張り破断で初めて破壊に至ると仮定して、その終局変位を計算すると、横拘束しなかった場合の1.45～1.50倍となる。

７．４ 高じん性構造案と研究方針

7.4.1 橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造

鉄筋コンクリート橋脚の基部を巻き立て横拘束することで橋脚のじん性が改善されることが既存の研究で明らかとなっている。また、巻き立て部材を橋脚と一体化させるか、付着を切って巻き立てる、あるいは僅かの隙間を開けて置くかについて、既存の研究を調べた結果、鉄筋コンクリート橋脚のじん性改善効果に差異はなかった。橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束する構造については、隙間量に不明な点があるが、適当な隙間を設定すれば、筒状物と橋脚を一体化製作した場合と同程度のじん性改善効果を発揮すると考えられる。

橋脚と隙間を開けて筒状物を置き横拘束するだけでは、一体化製作した場合と同程度のじん性改善しか達成できないと考えられ、新設橋脚で隙間を開ける意義が弱い。橋脚と縁を切って置いた筒状物を高じん性化に活かすための工夫をする必要がある。

7.4.2 橋脚にＰＣ鋼材を巻いて締め横拘束する構造

鉄筋コンクリート橋脚の基部にＰＣ鋼材を巻き、ＰＣ鋼材に緊張力を導入して横拘束すると、高いじん性改善効果が得られることが既存の研究で明らかとなっている。すなわち、緊張力を導入することで、緊張力を導入しない数倍量の鋼材で巻き立てた以上のじん性改善効果が得られると報告されている[7]。

直径2～3m程の橋脚にＰＣ鋼材を巻き円周方向に締める場合、ＰＣ鋼材を１段づつ緊張する方法が一般的に

とられる。この場合、緊張作業について技術的な困難は無いが、緊張回数多いため、工費が割高になると予想される。効率よく緊張力を導入できる構造、方法を工夫する必要がある。ＰＣ鋼材を巻いて締め横拘束する構造を図-7.4.1に示す。

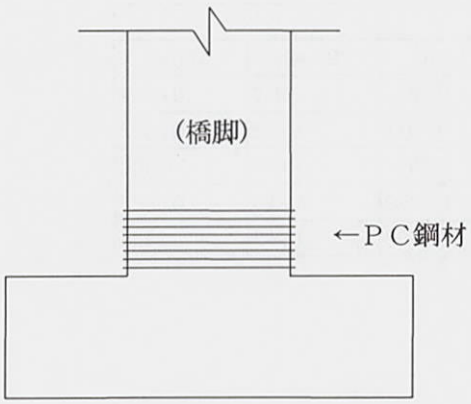


図-7.4.1　ＰＣ鋼材を巻いて締め横拘束する構造

参考文献

1) 西川、山本、名取、寺尾、安波、寺田：既製鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究、土木学会構造工学論文集、Vol.42A、1996
2) 西川、村越、上仙：鋼製橋脚供試体の繰り返し載荷実験、橋梁と基礎、No.8、1996
3) 上仙、西川、村越、高橋、橋本：円形断面鋼製橋脚の隙間あけ鋼管巻立て補強に関する実験的検討、土木学会第51回年次学術講演会、I-B292、1996
4) 植木、桑野、須藤、藤本：矩形ＲＣ橋脚の耐震性向上に関する模型実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、1997
5) 瀧口、渡辺、佐藤：鋼板巻き曲げ補強したＲＣ柱の変形性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、1999
6) 佐藤、安原、渡辺：ＲＣ柱の鋼管巻きによる耐震補強効果、橋梁と基礎、No.8、1996
7) 張、森、川島：ＰＣ鋼材で横拘束した円柱橋脚の耐震補強に関する実験的研究、第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、1998
8) 長屋、運上、星隈：矩形断面ＲＣ橋脚の損傷領域・変形性能に及ぼすせん断支間比の影響、第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2000

＜研究担当＞　株式会社ピー・エス、土木研究センター