共同研究報告
整理番号第355号

非破壊・局部破壊試験によるｺﾝｸﾘｰﾄ構造物の品質検査に関する共同研究報告書(7)

ⅩⅧ 2005年度現場実験

２００６年12月

独立行政法人土木研究所
技術推進本部構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術ﾁｰﾑ

(社)日本非破壊検査協会
リック㈱

㈱錢高組・前田建設工業㈱・日本国土開発㈱

千葉工業大学

戸田建設㈱

Copyright © (2006) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any mea ns,nor transmitted, nor translated into a machine language without the writte npermission 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355号 2006年12月

非破壊・局部破壊試験によるｺﾝｸﾘｰﾄ構造物の品質検査に関する共同研究報告書(7)

XVIII 2005年度現場実験

(独)土木研究所技術推進本部構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術ﾁｰﾑ　総括主任研究員　森濱　和正
主任研究員　片平　博
交流研究員　松塚　政忠*
交流研究員　小松原　健**

(社)日本非破壊検査協会

武蔵工業大学	野崎　喜嗣
千葉工業大学	池永　博威
㈱東横エルメス	山口　達夫
日本無線㈱	飯田　洋志
㈱計測技術サービス	松本　功
㈱アミック	長岡　康之
日本ヒルティ㈱	佐藤　次男
三井住友建設㈱	立見　栄司
リック㈱	岩野　聡史
㈱錢高組	野永　健二
㈱錢高組	若林　信太郎
前田建設工業㈱	佐藤　文則
日本国土開発㈱	佐原　晴也
千葉工業大学	尾形　武志
戸田建設㈱	森脇　渉
	袴谷　秀幸

要　旨

鉄筋コンクリート構造物を非破壊試験によって検査できる方法の確立をめざし、共同研究を行なってきた。

「検査マニュアル（案）」の作成をめざし、各種非破壊・微破壊試験による測定精度、試験頻度や、判定基準などを検討するため、2005年度に5つの実構造物による実験を行なった。それらの結果をとりまとめたものである。

キーワード：鉄筋コンクリート構造物、竣工検査、維持管理、非破壊試験、局部破壊試験、コンクリート強度、緻密性、内部欠陥、かぶり厚さ、部材厚さ

*　2004～5年度交流研究員（現、秋田県庁）
**　2005年度交流研究員（現、㈱荒谷建設コンサルタント）

非破壊･局部破壊共同研究　名簿 (2005年度以降継続･参加機関)

試験方法			氏　名	所　属	参加期間
非破壊	日本非破壊検査協会		野崎　喜嗣	RC特研幹事[武蔵工業大学建築学科]	05.4～
			富士　岳	RC特研幹事[(社)日本非破壊検査工業会]	02.4～
			池永 博威	RC特研主査[千葉工業大学建築都市環境学科]	02.4～
			太田　資郎	RC特研幹事[日本工営㈱社会環境ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ事業部]	02.4～03.5
			小林　幸一	RC特研幹事[(社)ｾﾒﾝﾄ協会･研究所ｼﾞｵｾﾒﾝﾄ研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ]	02.4～
			辻　正哲	RC特研幹事[東京理科大学理工学部土木工学科]	02.4～
			中田　善久	RC特研幹事[ものつくり大学建設技能工芸学科]	05.4～
			西山　直洋	RC特研幹事[西松建設㈱技術研究所建築技術課]	02.4～
			山口　哲夫	RC特研幹事[㈱東横エルメス]	02.4～
	弾性波	超音波	山口　哲夫	前出(非破壊検査協会)	02.4～
			山口　達夫	㈱東横エルメス	02.4～
			奥　紀仁	㈱八洋コンサルタント技術センター	02.4～
			横山　博	㈱八洋コンサルタント技術センター	05.4～
		衝撃弾性波	金井昭三郎	伊藤建設㈱技術研究所	02.4～03.3
			田中　茂	伊藤建設㈱技術研究所	03.4～05.3
			境　友昭	アプライドリサーチ㈱	02.4～05.3
			吉田賢太郎	リック㈱技術研究所	05.4～
			岩野　聡史	伊藤建設㈱技術研究所⇒05年4月よりリック㈱技術研究所	02.4～
			首藤　浩一	リック㈱技術研究所	05.4～06.3
			立見　栄司	三井住友建設㈱技術研究所	05.4～
	電磁弾性波	電磁ﾊﾟﾙｽ	長岡　康之	㈱アミック	02.4～
			高鍋　雅則	㈱アミック	05.4～
	電磁波	電磁波ﾚｰﾀﾞ	石井　武	日本無線㈱通信機器事業部通信技術二部測定器ｸﾞﾙｰﾌﾟ	02.4～03.3
			飯田　洋志	日本無線㈱通信機器事業部通信技術二部測定器ｸﾞﾙｰﾌﾟ	06.4～
			西川　　茂	日本無線㈱通信機器事業部通信技術二部測定器ｸﾞﾙｰﾌﾟ	06.4～
			湯浅　賢介	日本無線㈱通信機器事業部通信技術二部測定器ｸﾞﾙｰﾌﾟ	06.4～
			松本　功	㈱計測技術ｻｰﾋﾞｽ	05.4～
			小山征一郎	㈱計測技術ｻｰﾋﾞｽ	06.4～
		電磁誘導	佐藤　次男	日本ヒルティ㈱マーケティング本部	02.4～
			久冨　真悟	日本ヒルティ㈱マーケティング本部	05.4～

試験方法		氏　名	所　属	参加期間
局部破壊	小径コア	野永　健二	㈱錢高組営業生産本部技術部	02.4～
		渡部　正	前田建設工業㈱技術研究所技術開発土木ｸﾞﾙｰﾌﾟ	02.4～
		佐原　晴也	日本国土開発㈱技術事業ｾﾝﾀｰコンクリート研究室	02.4～
		佐藤　文則	前田建設工業㈱技術研究所技術開発土木ｸﾞﾙｰﾌﾟ	02.4～
		若林信太郎	㈱錢高組技術本部技術研究所	02.4～
	超小径コア	池永 博威	前出(非破壊検査協会)	02.4～
		古屋　陽一	千葉工業大学建築学専攻学科	02.4～04.3
		尾形　武志	千葉工業大学建築都市環境学専攻	03.4～06.3
	ボス供試体	多田　幸司	戸田建設㈱土木工事技術部	02.4～
		倉林　清	戸田建設㈱土木工事技術部	06.4～
		篠崎　徹	戸田建設㈱技術研究所	02.4～05.3
		田中　徹	戸田建設㈱土木工事技術部	02.4～03.3
		沖田　佳隆	戸田建設㈱土木工事技術部	02.4～
		土田　克美	戸田建設㈱土木工事技術部	02.4～05.3
		森脇　渉	戸田建設㈱土木工事技術部	05.4～
		岩永　祐治	戸田建設㈱土木工事技術部	06.4～
		袴谷　秀幸	戸田建設㈱技術研究所	02.4～
土木研究所		河野　広隆	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術	02.4～04.3
		渡辺　博志	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術	04.4～
		森濱　和正	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術	02.4～
		片平　博	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術	02.4～
		久田　真	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術	02.4～05.3
		古賀　裕久	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術	02.4～
		中村　英佑	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術	04.4～
		野田　一弘	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術(八千代ｴﾝｼﾞﾆﾔﾘﾝｸﾞ㈱)	02.4～03.3
		田中　秀治	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術(㈱ウエスコ)	02.4～04.3
		山口順一郎	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術(㈱構造技術ｾﾝﾀｰ)	03.4～05.3
		北山　良	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術(㈱日本ピーエス)	03.4～05.3
		松塚　忠政	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術(秋田県)	04.4～06.3
		椎名　貴快	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術(西松建設㈱)	04.4～06.3
		小松原　健	(独)土木研究所構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術(㈱荒谷建設ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ)	05.4～06.3

非破壊･局部破壊共同研究　名簿 (2004年度まで参加していた機関)

試験方法			氏　　名	所　　属	参加期間
非破壊	弾性波	打音法	歌川　紀之	佐藤工業㈱中央技術研究所土木研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ材料ﾁｰﾑ	02.4～05.3
			篠川 俊夫	佐藤工業㈱土木本部技術部門ﾘﾆｭｰｱﾙｸﾞﾙｰﾌﾟ	02.4～03.3
			伴　　享	佐藤工業㈱土木本部技術部門ﾘﾆｭｰｱﾙ･新技術ｸﾞﾙｰﾌﾟ	02.4～05.3
			北川　真也	佐藤工業㈱土木本部設計部門	02.4～05.3
	電･弾	ﾊﾟﾙｽ電磁力音響法	松本　章	㈱ジャスコ	02.4～05.3
	電磁波	電磁波ﾚｰﾀﾞ	前川　聡	応用地質㈱つくば技術開発センター	02.4～05.3
			利岡　徹馬	応用地質㈱つくば技術開発センター	02.4～05.3
			佐藤　信一	応用地質㈱つくば技術開発センター	02.4～05.3
			斎藤　秀樹	応用地質㈱つくば技術開発センター	02.4～05.3
			山内　政也	応用地質㈱つくば技術開発センター	04.4～05.3
		電磁波ﾚｰﾀﾞおよび超小径ｺｱ	太田　資郎	前出(非破壊検査協会)	02.4～03.5
			青木　伸之	日本工営㈱社会環境ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ事業部LCﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ部	02.4～05.3
			岸見　淳平	日本工営㈱社会環境ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ事業部LCﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ部	02.4～05.3
		電磁誘導	小井戸純司	日本大学生産工学部電気工学科	02.4～05.3
		赤外線ｻｰﾓｸﾞﾗﾌｨ	船引　増雄	大成基礎設計㈱ﾘﾆｭｰｱﾙ事業部	02.4～03.8
			中野　　剛	大成基礎設計㈱ﾘﾆｭｰｱﾙ事業部	03.9～04.3
			毎田　敏郎	大成基礎設計㈱ﾘﾆｭｰｱﾙ事業部	04.4～04.8
			帆足　奈央	大成基礎設計㈱ﾘﾆｭｰｱﾙ事業部	04.9～05.3

非破壊･局部破壊試験によるｺﾝｸﾘｰﾄ構造物の品質検査に関する共同研究報告書　(7)

ⅩⅧ 2005 年度現場実験

目　次

まえがき …… -0

第ⅩⅧ部　2005 年度現場実験

１章　研究目的 …… 1-1

２章　対象とした検査項目と非破壊・微破壊試験方法 …… 2-1

２．１　概　　要 …… 2-1

２．２　電磁波レーダ法 …… 2-2

２．３　電磁誘導法 …… 2-5

２．４　パルス電磁力音響法 …… 2-6

２．５　超音波法 …… 2-8

２．６　衝撃弾性波法（iTECS 法） …… 2-9

２．７　衝撃弾性波法（表面 2 点法） …… 2-12

２．８　ボス供試体 …… 2-15

２．９　小径コア法（φ25mm） …… 2-16

２．１０　超小径コア法（φ10mm） …… 2-17

２．１１　リバウンドハンマ …… 2-18

２．１２　機械インピーダンス法 …… 2-19

３章　実験概要 …… 3-1

３．１　実験目的と構造物 …… 3-1

３．２　対象構造物とコンクリート配合 …… 3-1

３．３　試験位置と試験項目 …… 3-5

３．４　試験方法 …… 3-6

３．５　測定結果 …… 3-8

４章　電磁波レーダ法 …… 4-1

４．１　実験概要 …… 4-1

４．２　実験結果 …… 4-1

４．３　考　　察 …… 4-3

５章　電磁誘導法 …… 5-1

５．１　実験概要 …… 5-1

５．２　構造物 M の結果 …… 5-1

５．３　構造物 N の結果 …… 5-5

５．４　考　　察 …… 5-6

６章　パルス電磁力音響法 …… 6-1

６．１　実験概要 …… 6-1

６．２　構造物 Q の結果 …… 6-6
６．３　構造物 N の結果 …… 6-8
６．４　構造物 L の結果 …… 6-11
６．５　結果比較 …… 6-13

7章　超音波法 …… 7-1
７．１　実験概要 …… 7-1
７．２　実験方法 …… 7-1
７．３　音速分布測定結果 …… 7-3
７．４　強度推定結果 …… 7-3
７．５　緻密性評価結果 …… 7-4

8章　衝撃弾性波法（iTECS 法） …… 8-1
８．１　実験概要 …… 8-1
８．２　コンクリートの圧縮強度推定実験 …… 8-1
８．３　弾性波の反射深さの測定によるコンクリート内部状況の測定 …… 8-8
８．４　ひび割れ深さの測定 …… 8-11
８．５　まとめ …… 8-13

9章　衝撃弾性波法（表面 2 点法） …… 9-1
９．１　実験概要 …… 9-1
９．２　構造物 L …… 9-1
９．３　構造物 M …… 9-5
９．４　構造物 N …… 9-7
９．５　構造物 P …… 9-9
９．６　構造物 Q …… 9-10
９．７　まとめ …… 9-12

１０章　ボス供試体 …… 10-1
１０．１　実験概要 …… 10-1
１０．２　構造物 L の結果 …… 10-2
１０．３　構造物 M の結果 …… 10-5
１０．４　構造物 N の結果 …… 10-6
１０．５　構造物 P の結果 …… 10-7
１０．６　構造物 Q の結果 …… 10-8
１０．７　考　　察 …… 10-9

１１章　小径コア（φ25mm） …… 11-1
１１．１　実験概要 …… 11-1
１１．２　構造物 L の結果 …… 11-3
１１．３　構造物 M の結果 …… 11-8
１１．４　構造物 N の結果 …… 11-11
１１．５　構造物 P の結果 …… 11-15
１１．６　構造物 Q の結果 …… 11-19
１１．７　考　　察 …… 11-22

１２章　超小径コア（φ10mm）[千葉工業大学] …… 12-1
１２．１　実験概要 …… 12-1
１２．２　試験方法 …… 12-1
１２．３　試験結果 …… 12-2
１２．４　考　　察 …… 12-3

１３章　超小径コア（φ10mm）[土木研究所] …… 13-1
１３．１　実験概要 …… 13-1
１３．２　携帯型強度試験機の試作と端面整形 …… 13-1
１３．３　端面整形方法の検討 …… 13-2
１３．４　大型供試体による検討 …… 13-3
１３．５　実構造物による検討 …… 13-4
１３．６　まとめ …… 13-5

１４章　リバウンドハンマ …… 14-1
１４．１　実験概要 …… 14-1
１４．２　実験方法 …… 14-1
１４．３　円柱供試体の結果 …… 14-1
１４．４　構造体コンクリートの強度推定 …… 14-5

１５章　機械インピーダンス法 …… 15-1
１５．１　実験概要 …… 15-1
１５．２　コンクリートの圧縮強度推定実験 …… 15-1
１５．３　円柱供試体での測定方法の相違による測定結果への影響について …… 15-5
１５．４　まとめ …… 15-6

１６章　まとめ …… 16-1

ま え が き

本共同研究は、非破壊・微破壊試験によって新設構造物を直接検査する方法の確立、検査結果を初期値として維持管理にも役立つ方法の確立をめざして、2002 年度より実施している。

2002～04 年度の 3 年間に、小型供試体、実構造物を想定した大型供試体による基礎的な実験、実構造物による適用の可能性について実験を行い、それらの結果を共同研究報告書(1)～(5)にとりまとめた。

これらの実験結果をもとに、共同研究報告書(6)に「非破壊・局部破壊試験による品質・性能確認試験方法（案）」および「非破壊・局部破壊試験による検査方法の提案」をとりまとめた。

2002～04 年の成果を受け、2005 年度から 3 箇年の予定で、提案した各種試験方法、検査方法の普及を図るため、「検査マニュアル（案）」の作成をめざし検討することとした。

「検査方法」を確立するには、試験する頻度や、判定基準など、多くの難しい課題が残っており、それらの課題を検討するためには実構造物による数多くの実験を行う必要がある。3 年間、実構造物による実験を精力的に行い、「検査マニュアル（案）」をまとめる予定である。

なお、本研究のスタートは 1999 年～2001 年の(社)日本非破壊検査協会との共同研究からである。このときは、非破壊試験によるコンクリート品質推定の基本的な研究を行なっている。そして上記のとおり、2002 年～04 年の共同研究に引き続き 2005 年～07 年まで予定の 3 回の共同研究を実施予定である。これらを以下のように呼ぶこともある。

1999～2001 年	一次共研
2002～2004 年	二次共研
2005～2007 年	三次共研

本共同研究の成果は、国土交通省の「配筋状態及びかぶり」、「強度」の試行にも取り入れられており、それらに関する資料を巻末の CD-R に掲載している。

１章　研究目的

本研究の 2005 年度以降の目的は、鉄筋コンクリート構造物を非破壊試験および微（局部）破壊試験によって直接検査する方法のマニュアルを作成することである。

検査マニュアル作成にあたり、各種構造物、部材、検査する部位、構造物の置かれている立地条件、コンクリートの種類、検査する材齢など、さまざま条件を検討する必要がある。

また、試験するロットの大きさ、ロットごとのサンプリングの位置や数量など試験頻度や、合格判定基準などが必要である。

これらの条件に対して、どのように試験を行うのか、試験頻度や判定基準などを検討するため、さまざまな条件における実構造物を用いて、多数のロットの試験を行い、「検査マニュアル」の作成をめざす。

試験方法と共同研究参加機関は**表-1.1** のとおりである。

表-1.1　試験方法と参加機関

試験方法			参加機関		
非破壊	弾性波	超音波	◇東横エルメス	◇八洋ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ	
		衝撃弾性波	伊藤建設⇒リック	(アプライドリサーチ)	
			◇三井住友建設		
		(打音法)	(佐藤工業)		
	電磁波･弾性波	パルス電磁力	◇アミック	(◇ジャスコ)	
	電磁波	電磁波レーダ	(応用地質)		
			◇日本無線	◇計測技術サービス	
			(◇日本工営)		
		電磁誘導	◇日本ヒルティ		
			(◇日本大学)		
		赤外線（ｻｰﾓｸﾞﾗﾌｨ）	(◇大成基礎設計)		
微(局部)破壊	コア(構造物内部)	小径コア	錢高組	前田建設工業	日本国土開発
		超小径コア	千葉工業大学	(日本工営)	
	(構造物外部)	ボス供試体	戸田建設		

同じ試験方法で、横に並んでいる機関は、グループで参加、
縦に並んでいる機関は、別々に参加
◇：日本非破壊検査協会より参加
(　)：2002-04年度参加機関
明朝体：2005年度より参加

２章　対象とした検査項目と非破壊・微破壊試験方法

２．１　概　　要

本研究で対象とする検査項目と試験方法は、**表-2.1** のとおりである。主な検査項目は、かぶり厚さまたはコンクリート強度であり、各試験方法にはどちらかの検査項目が含まれている。さらには、コンクリートの緻密性、内部欠陥など耐久性に関する項目や、出来形検査のうち直接検査できないスラブ、壁などの厚さ測定などを検査対象としている。

これらの検査項目に対する試験方法は、既に報告書(1)に記述しているが、次節以降では主に新たに検査に加えた項目や、試験方法を変更した点を中心に記述する。

表-2.1　対象とする検査項目と試験方法

検査時期	検査項目		非破壊試験					局部破壊試験		
			弾性波		電･弾	電磁波		小径コア	超小径コア	ボス供試体
			超音波	衝　撃弾性波	パルス電磁力	電磁波レーダ	電磁誘導			
新設時	概観検査	配筋状態				○	○			
		内部状態				○				
	詳細調査	(速度分布)	○	○	△	○				
		鉄筋のかぶり厚さ			○	○	○	○		
		コンクリート品質 強度	○	○	△			○	○	○
		コンクリート品質 表層の品質(緻密性)	○	△				○		
		コンクリート品質 内部欠陥		○		○				
		部材の厚さ		○		○				
維持管理			経時変化	経時変化ひび割れはくり	さび	はくり含水率		中性化塩分		中性化･塩分のﾓﾆﾀﾘﾝｸﾞ

２．２　電磁波レーダ法

2.1.1　原理と比誘電率補正の課題

電磁波レーダ法で用いた装置は、周波数 900MHz、深さ 200mm まで測定可能である。

電磁波レーダは、誘電率の異なる物質から反射することを利用して、主に配筋状態やかぶり厚さの測定に使われている。かぶりを求める原理式を式 2.2.1 に示す。

$$D=\frac{1}{2}V\times T=\frac{1}{2}\times\frac{3\times10^{10}}{\sqrt{\varepsilon}}\times T \quad (\mathrm{cm}) \quad \cdots\cdots \quad (2.2.1)$$

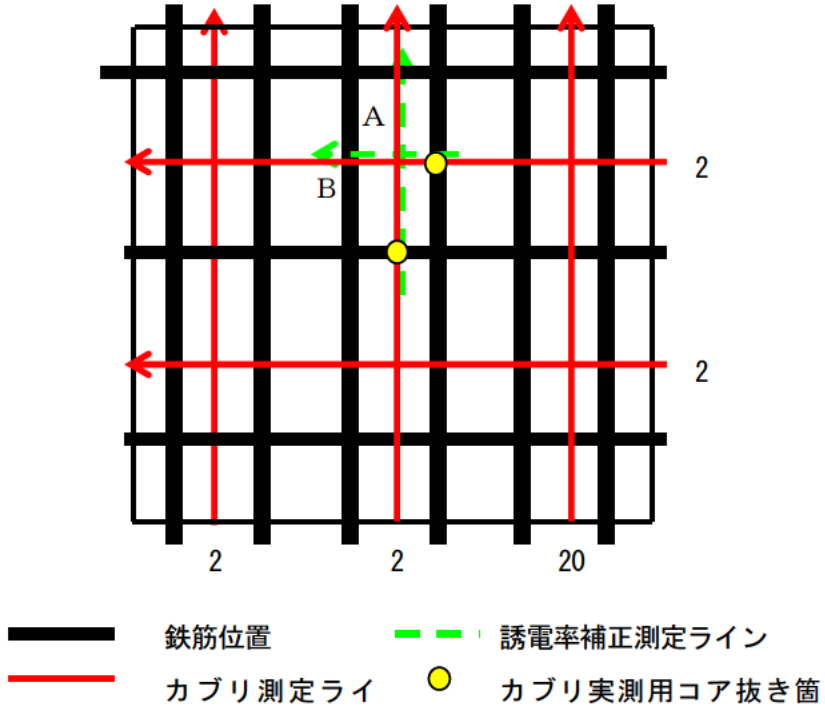
電磁波レーダでかぶり厚さや部材厚さを測定する場合、反射波の往復時間Ｔと、コンクリート内を伝搬する電磁波速度Vが必要になる。電磁波速度は主として、コンクリート中の含水状態によって、比誘電率εが変化することにより変るため、測定現場のコンクリート材の比誘電率を適切に設定する必要がある。そのため、装置は、比誘電率を設定できるようになっている（深度校正)。しかし、実際には、測定現場毎のコンクリート材の正しい比誘電率を設定する適切な方法がないため、実用的な比誘電率の設定方法が本研究の重要な課題である。(1)

2.2.2　比誘電率補正方法

測定現場で比誘電率補正を行うのに、二つの方法を試行した。以下に方法の詳細を述べる。

(1)　鉄筋位置マーク方法

1)　図―2.2.1 に示すように、測定しようとする箇所の鉄筋位置を測定し、コンクリート表面に鉄筋位置をマークする。



図―2.2.1　測定鉄筋位置マーク方法

2)　次に鉄筋位置の間にカブリ測定ラインをマーク｛縦３ライン（20､21､22)、横２ライン(23, 24ライン)｝し、各々の測定ラインを測定する。

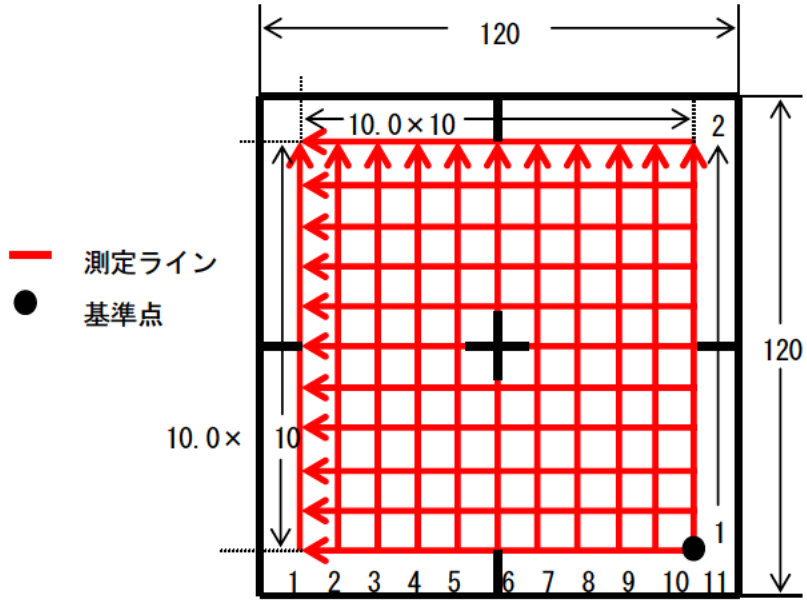
3)　●印のカブリ実測用コア抜き箇所の近傍に、比誘電率補正測定ラインを設定（縦Ａライン、横Ｂライン）し、装置の比誘電率設定を最大、最小、中間と変化させ、Ａ，Ｂ測定ラインを各３回測定する。

4)　本研究の成果としてＨＰ上で公開し提供している「電磁波レーダ法による比誘電率分布及びかぶりの求め方(案)」の２．４「比誘電率の計算方法」に従ってかぶり補正値を求める。

5)　コア抜きによるかぶり実測値と(4)項で求めたかぶり補正値との誤差を検証する。

(2)　シート測定方法

1)　**図―2.2.2** に示すような測定用ビニールシートを測定箇所表面に固定（ガムテープ等）する。



図―2.2.2　測定用ビニールシート

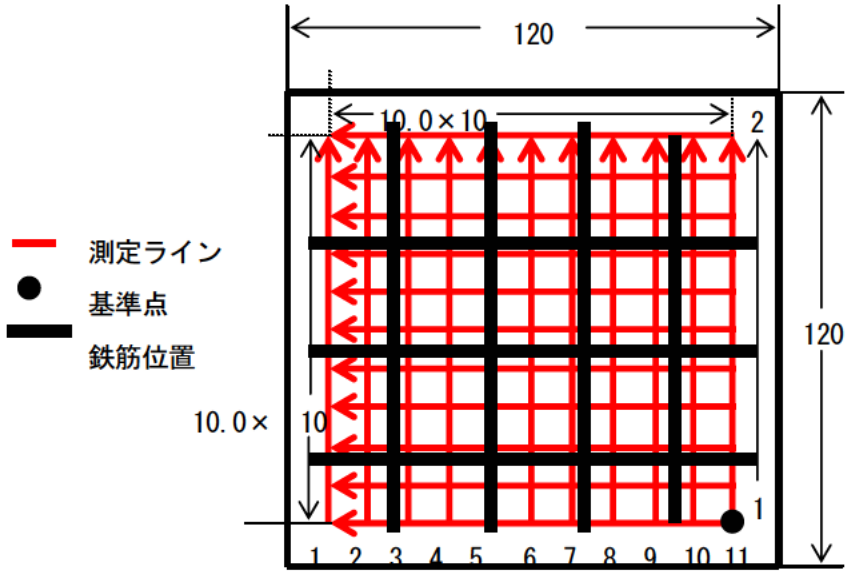
2)　測定ラインの番号順に従って縦 11 ライン（10 cm ピッチ)、横 11 ライン（10 cm ピッチ）を測定し、測定結果を記憶媒体に記憶する。

3)　次に測定する場所に測定用ビニールシートを移し、同様に縦 11 ライン、横 11 ラインを測定する。このとき、測定番号と測定現場の対比を正しく管理する必要がある。例えば測定箇所１は、測定番号 31 から 52、測定箇所２は、測定番号 53 から 74 のように図面と測定番号の対比を明確にする。

4)　縦・横 11 ラインの測定データを下記方法で解析し、**図―2.2.3** のようにシート図面上に鉄筋位置を描写する。

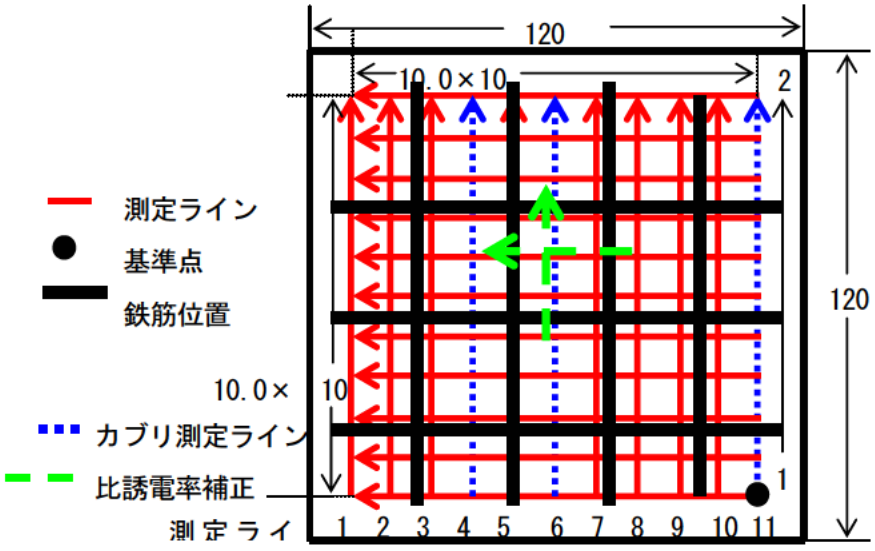
イ　装置で測定データを再生させ、解析する。

ロ　解析支援ソフトを用いて、ＰＣに測定原データを移し、ＰＣ上で解析する。



図—2.2.3　鉄筋位置の解析結果

5)　測定した鉄筋位置をもとに、図—2.2.4 のように、測定ラインが鉄筋位置と重複しないように、かぶり測定ライン（4,6,11）と比誘電率補正測定ラインを選定する。



図—2.2.4　かぶり測定ラインと比誘電率補正測定ライン

6)　比誘電率補正に使用するデータは、測定ライン 6 と測定ライン 18 のデータ（いずれも比誘電率は中間）を基に、比誘電率の設定を、装置が保有する最大と最小に変化させることにより求める。

［参考文献］

1）独立行政法人土木研究所他：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書（1）、第Ⅱ部、Ⅱ—4

２．３　電磁誘導法

コンクリート構造物に埋設された鉄筋を非破壊で探査する方法の内、電磁誘導原理を用いた鉄筋探査方法について述べる。

探査システムは、スキャナーとモニターを含む本体制御部より構成される。スキャナー部にはインパルス誘導原理で作動するフィールドコイルが内臓されていて、探査対象であるコンクリート構造物に磁界を励起する。この一次磁界の中に鉄筋が存在すると誘導電流が発生し、その結果二次誘導磁界が形成される。

スキャナーがコンクリート上を移動して一次磁界が減衰すると、それにつれて二次磁界も減衰する。この磁界の変化がセンサーコイルの電圧を変化させ、信号として取り込まれる。

このプロセスにより得られたパラメータは本体に内臓されている実測されたデータベースと照合され、合致するデータを引き当てる。

スキャナーホイールによって距離（位置）を計測し、測定より得られたパラメータとデータベースを照合して合致したデータの値に基づいてかぶり厚さや鉄筋径を求めるシステムである。

２．４　パルス電磁力音響法

2.4.1　パルス電磁力音響法の原理

パルス電磁力音響法は、パルス電磁力発生部と音響受信部とで構成されている。(図-2.4.1)

パルス電磁力発生部は、コンデンサーで蓄えた電荷を大電流としてコイルに放出することにより、強力な磁場を発生させる機構を有している。この強力な磁場の作用により鉄筋に磁歪効果が働き、鉄筋より音響を発生させることが出来る。鉄筋より発生した音響はコンクリート表面に取付けた音響センサーにて受信し、受信した音響を AD 変換装置を用いてデジタル信号として情報を取り込む。(図-2.4.2)

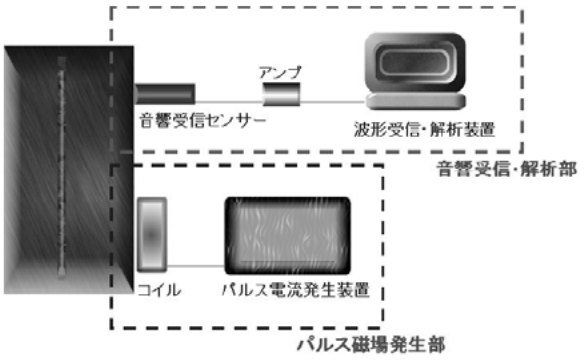


図-2.4.1 装置校正

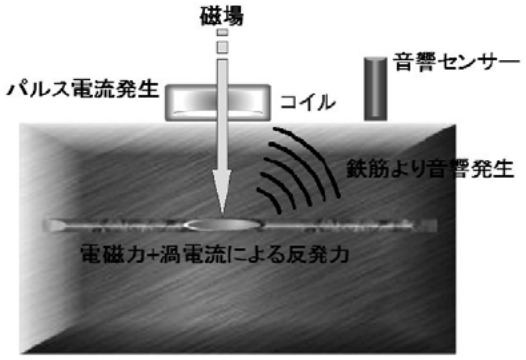


図-2.4.2 パルス電磁力音響法の原理

この手法はコンクリート内部の鉄筋を音源ソースとしていることを特徴とし、超音波反射波とは違った、比較的大きな音響信号を得ることができ、また電気的に加振しているため非常に優れた波形再現性を有することが出来る。

受信した波形の形状、周波数より、鉄筋とコンクリートとの付着力の評価を行うことができ、鉄筋から音響が発生しセンサーに到達するまでの時間差を利用し鉄筋の位置情報を得られることも可能であると考える[1)]。

2.4.2　パルス電磁力音響法によるかぶり深さ測定法

(1) 測定手順

パルス電磁力音響法を用いた、かぶり深さ測定手順を 1)～5)に示す。

1) 鉄筋位置を電磁波レーダ法などによりあらかじめ測定しておく。
2) 測定対象とする鉄筋の直上にコイルを設置する。この際、鉄筋が交差している部位は避け、直行鉄筋より 50㎜ 以上距離を離しておくことが望ましい。
3) 図-2.4.3 に示す範囲の位置より、センサーを設置するポイントを 12～40 点程度選ぶ。この際、鉄筋軸方向には 10～30㎜ ピッチで連続して設置し、鉄筋と直行する方向には 3、4 点設置するのが望まし

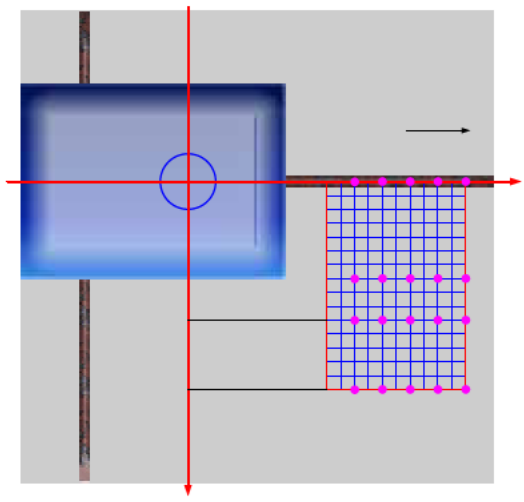


図-2.4.3 コイル・センサー位置

い。

4) 設置ポイントにセンサーを配し、コイルにパルス電流を印加し鉄筋より音響を発生させ波形を採取する。この際、センサーを複数個設置し同時にデータを採取しても、コイル位置を固定し、1 点ずつデータを採取してもよい。

(2) かぶり算出手順

採取したデータを用いたかぶり深さ算出手順を 1)～2)に示す。

1) 採取した、波形データの初期到達値をそれぞれ読み取る。**(図-2.4.4)**

2) 初期到達値とセンサー設置位置との関係より鉄筋かぶりを算出する。(計算詳細は 6 章参照のこと)

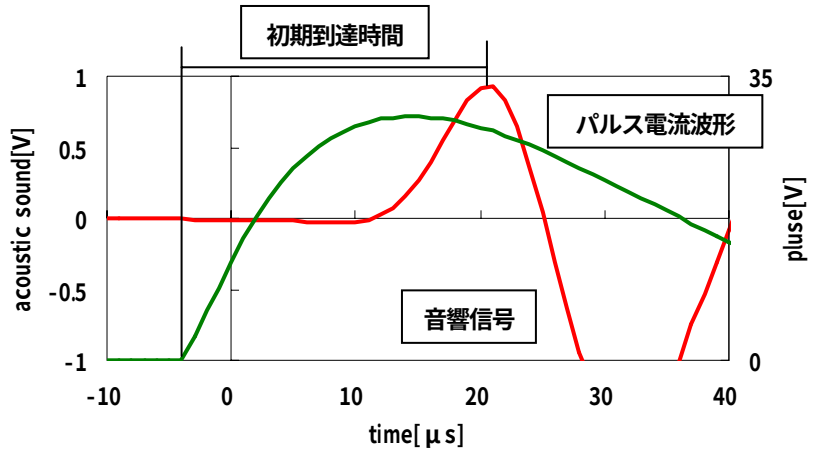


図-2.4.4 採取波形初期到達時間の読取り

【参考文献】

1) 高鍋雅則・橋本光男 ： 鉄筋コンクリート診断のためのパルス電磁力音響法の提案，非破壊検査 52(11), pp628～632，(2003)

２．５　超音波法

超音波法で使用した試験装置は東横エルメス社製であり、コンクリートの圧縮強度、表層の緻密性、内部欠陥、部材の厚さ、ひび割れ深さなどの測定ができる。

これらの項目を測定するには、コンクリート内部の音速分布を求めることが必要である。音速分布は、通常、表層の音速が変化する部分と、ある深さより内部の一定の音速部分（内部音速）に分けられ、表層の音速分布と内部音速、内部音速に達する位置を求める必要がある。表層の音速分布は、表面走査法により探触子間隔を変化させたときの伝搬時間を測定し、変分法によって最速の伝搬経路を推定することによって求める。内部音速と、内部音速に達する位置は、表面走査法によって測定した伝搬時間の変化率（見かけの音速）が一定になる探触子間隔のときの最速経路の最深部となる。

表層の音速分布が緻密性を示しているものと考えており、吸水率、細孔量の比較を行うことによって評価できるかを検討する。圧縮強度は、封かん養生した円柱供試体の音速と圧縮強度の関係を求めておき、内部音速に一致する強度を求めることによって推定する。

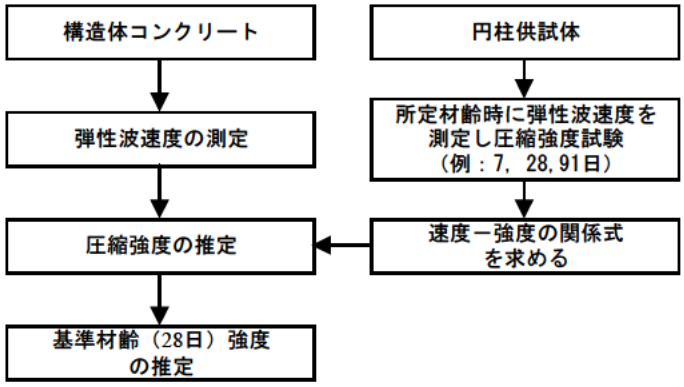
緻密性の確認については、二次共研までは主に吸水率と細孔量との関係を求めてきたが、三次共研では吸水率に加え、凍結融解抵抗性の評価指標となる硬化コンクリートの空気量、気泡間隔係数の測定についても行う予定である。

部材厚さ、内部欠陥までの距離などの測定方法については、二次共研まででほぼ確立できたものと考えており、三次共研では取り扱っていない。共同研究報告書の(1)〜(6)を参照いただきたい。

２．６　衝撃弾性波法（iTECS 法）

2.6.1 圧縮強度推定方法

推定手順を図－2.6.1 に示す。本測定は，①コンクリート中を伝搬する弾性波の速度は，ポアソン比，密度が一定であれば，弾性係数の平方根に比例すること，②弾性係数とコンクリートの圧縮強度には正の相関関係があること，①，②より，弾性波速度と圧縮強度には正の相関関係があることから，両者の関係式を換算式として，構造物自体のコンクリート（構造体コンクリートと呼ぶ）で測定した弾性波速度から圧縮強度を推定するものである。



図－2.6.1　弾性波速度測定による圧縮強度推定手順

弾性波速度と圧縮強度の関係式はこれまでの実験でコンクリートの配合等により変化することが確認されている[1)]。そこで，弾性波速度から圧縮強度への換算式はコンクリートの打設時に製作した円柱供試体で材齢を変化させて弾性波速度と圧縮強度を測定し，両者の関係を調査して決定する。



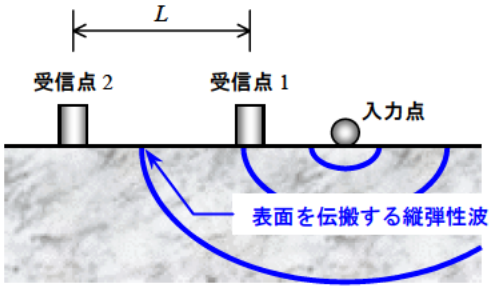
写真－2.6.1 円柱供試体での弾性波速度測定

構造体コンクリートでの弾性波速度の測定状況を写真－2.6.2 に示す。コンクリート表面に鋼球で打撃を与えると，図－2.6.2 の模式図に示すとおり，内部を球面状に伝搬する弾性波が発生する。入力点，受信点 1,2 を一直線上に設定し，コンクリート表面を伝搬する弾性波の到達時間差を計測して，受信点 1,2 の距離差から弾性波速度を測定する。また，受信点 1,2 の距離差は 200mm から 100mm 間隔で 1000mm まで変えて測定し，全測定結果の平均値から弾性波速度を決定する。



写真－2.6.2 実構造物での弾性波速度測定

以上のように構造体コンクリートで測定した弾性波速度と，弾性波速度から圧縮強度への換算式により，圧縮強度を推定する。



図－2.6.2 弾性波伝搬模式図

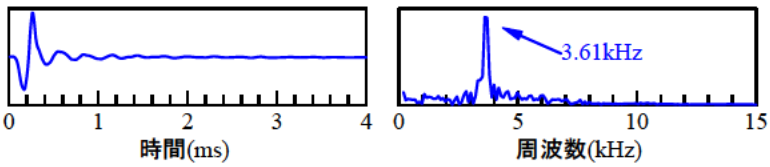
2.6.2 測定弾性波の反射深さの測定によるコンクリート内部状況の測定方法

(1) 弾性波の反射深さの測定

弾性波の反射深さ D は 2.6.1 項に示した方法により測定する弾性波速度 V_P と，縦弾性波の多重反射によ



写真-2.6.3 測定状況



図－2.6.3 測定波形（左図）と周波数解析結果（右図）の例

り生成される周波数 f_0から，式(2.6.1)により測定する。

$$D=V_P/(2f_0) \qquad (2.6.1)$$

多重反射により生成される周波数 f_0の測定方法および弾性波の反射深さの測定原理を以下に示す。コンクリート表面に加速度センサーを設置し，その近傍を鋼球で打撃して，発生する振動を測定する(**写真－2.6.3**)。コンクリート表面を鋼球で打撃すると内部を球面状に伝搬する縦弾性波が発生する。縦弾性波はコンクリートと音響インピーダンス（密度と弾性波速度の積）が異なる材質との境界面を反射面として反射することから，入力面と反射面で多重反射を繰り返すこととなる。

コンクリート表面に設置した加速度センサーでは，縦弾性波が往復して表面に到達する毎に振動が観測される。これから，この多重反射により周期性が生成されることとなる。そこで，加速度センサーの測定波形に対して周波数解析を行ない，振幅が最大となる周波数から周波数 f_0を決定すると（**図－2.6.3**），この周波数は縦弾性波の往復時間の逆数であることから，式(2.6.1)により弾性波の反射深さを求めることができる。

(2) コンクリート内部状況の判断方法



図－2.6.4 各コンクリート状況での弾性波の多重反射模式図

各コンクリート状況での縦弾性波の多重反射の模式図を**図－2.6.4** に示す。(1)により測定した弾性波の反射深さは，コンクリートが健全であれば，縦弾性波はコンクリートの背面で多重反射することから実際の厚さと一致する。これに対し，コンクリート内部に空洞等の反射面が存在する場合では，縦弾性波は欠陥部との境界面で反射することから，弾性波の反射深さは実際の厚さよりも薄くなる。また，完全な空洞には至らないまでも，ジャンカ等のセメント硬化体が脆弱化している場合では，縦弾性波は脆弱部を迂回して伝搬経路が長くなることや，脆弱部の影響により弾性波速度が低下することから，弾性波の往復時間が長くなり，測定される弾性波の反射深さは実際の厚さよりも厚くなる。

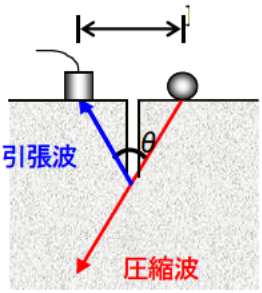
以上のとおり，測定される弾性波の反射深さはコンクリートの状況により変化することから，実際の厚さや設計上の厚さと比較することにより，コンクリート内部の状況を判断することが可能となる。

2.6.3 ひび割れ深さの測定方法

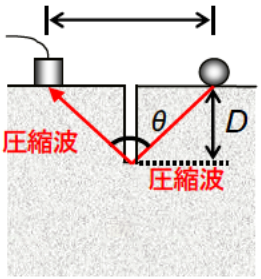
測定状況の例を**写真－2.6.4** に示す。受信点，ひび割れ中心部，打撃点が一直線上になり，かつ，受信点と打撃点の中点がひび割れ中心部になるように受信点と打撃点を設定した。この状況で発生する縦弾性波の模式図を**図－2.6.5** に示す。縦弾性波は圧縮波としてコンクリート内部に伝搬し，ひび割れ先端を回折することとなる。縦弾性波がひび割れ先端を回折するときの角度 θは距離 L によって異なるが，受信点に最初に到達する縦弾性波は θ＜臨界角では引張波，θ＞臨界角では圧縮波となる。また，受信点に最初に引張波が到達した場合と最初に圧縮波が到達した場合では測定波形は変化し，受信点に加速度計を設置する本法では，引張波が到達した場合では下に凸形状，圧縮波が到達した場合では上に凸形状となる。



写真-2.6.4 測定状況例



θ< 臨界角の場合



θ> 臨界角の場合

図-2.6.5 ひび割れ部での弾性波模式図

以上から，受信点で最初に測定される波形は，θ＜臨界角の場合では下に凸形状，θ＞臨界角の場合では上に凸形状となる。従って，L を徐々に長く変化させて，受信点で最初に測定される波形に着目すれば，上に凸形状となる L の最小値が θ＝臨界角となる距離 L_o であると判断できる。

コンクリートでの臨界角は約 90° であることから，以上のように距離 L_o を求め，ひび割れ深さ D を式(2.6.2)により測定する。

$$D=L_o/2 \qquad (2.6.2)$$

参考文献

1）岩野聡史,森濱和正,境友昭，極檀邦夫：衝撃弾性波法による新設供試体でのコンクリートの圧縮強度の推定,土木学会第 60 回年次学術講演概要集第Ⅴ部,pp.49-50,2005.9

２．７　衝撃弾性波法（表面２点法）

2.7.1 表面２点法による強度測定方法の概要

衝撃弾性波法は、衝撃により発生させた弾性波の伝播速度（弾性波速度）に基づき構造体コンクリートの圧縮強度を推定する方法である。**図-2.7.1** に表面２点法による衝撃弾性波法の概要を示す。表面２点法とは、構造体コンクリート表面を伝播する弾性波の伝播速度測定方法の一つであり、**図-2.7.1** に示すように、間隔および感振方向が固定された二つの加速度センサーを用いて衝撃弾性波の位相差（伝播時間）を測定し、伝播速度を求める方法である。ここでは、二つの加速度センサーを 30㎝ の間隔で取り付けた取っ手状の治具を振動検出器と呼ぶ。

表面２点法による構造体コンクリートの圧縮強度推定方法（以下、本強度推定法）は次のように行う。コンクリート表面に振動検出器を接触させ、その近傍をハンマーで軽く叩いて衝撃弾性波を発生させ、その波動が２点間を伝播する時間差（伝播時間）を測定する。弾性波速度は２点間の距離（測定距離）を伝播時間で除すことにより求められる。この方法により、一般に、半無限体を伝播する縦波の速度（弾性波速度）が測定できる。構造体コンクリートの圧縮強度は、測定された弾性波速度を圧縮強度推定式に代入することにより算定される。圧縮強度推定式とは、コンクリートの弾性波速度から圧縮強度を推定するための強度推定式（検量線）をいう。

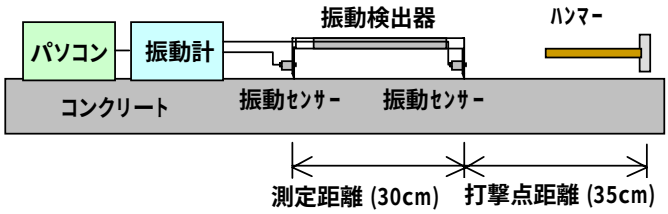


図-2.7.1　表面２点法による衝撃弾性波法の概要

一方、強度推定の手順を**図-2.7.2** にフローチャートで示す。コンクリートの打設ロット毎に測定位置を選定し、強度測定計画を立案する。圧縮強度推定式を作成するために、コンクリート打設時に強度測定位置付近に打設されるコンクリートをミキサー車から採取し、円柱供試体を作製して標準養生および封緘養生を行う。基本的に、材齢７，28 および 91 日において、弾性波速度測定および圧縮強度試験を実施し、弾性波速度と圧縮強度との関係を求める。この相関関係に圧縮強度推定式を回帰させることにより、対象構造物および部位に対応する圧縮強度推定式の係数を確定する。強度測定計画に従い、構造体コンクリートの弾性波速度測定を実施し、測定部位に対応する圧縮強度推定式を用いて推定強度を算定する。

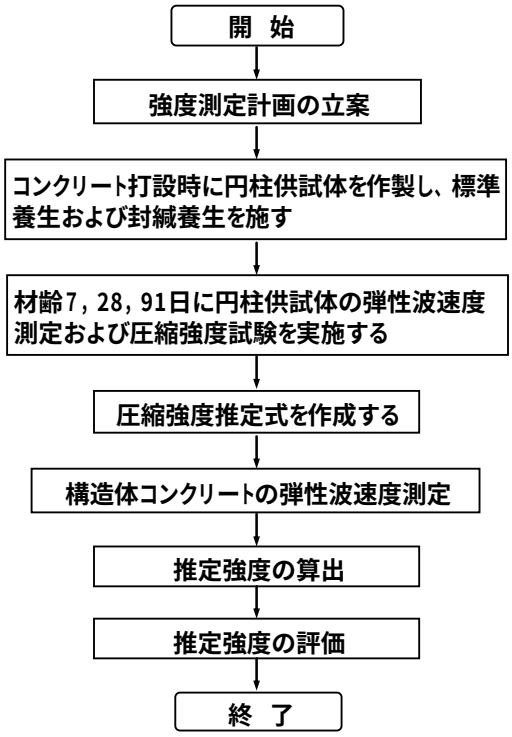


図-2.7.2　強度推定の手順

2.7.2 測定装置の概要

表面２点法による圧縮強度推定法に必要な装置の構成は、**図-2.7.1** に示すように、振動検出器，２チャンネルのチャージ増幅器（振動計）およびパソコン（A/D 変換器，ディスプレイを含む）から成っている。この装置を圧縮強度測定装置と呼ぶ。圧縮強度測定装置は、振動検出器に装着した二つの加速度センサーが捉えた衝撃波形から２点間の波動伝播時間を解析し、弾性波速度を求めて推定強度を算出し、測定結果をリアルタイムでディスプレイに表示すると共にそれらをファイルに保存する機能を有する。圧縮強度測定装置および振動検出器の概観を**写真-2.7.1，写真-**2**.7.2** に示す。



写真-2.7.1　圧縮強度測定装置の概観



写真-2.7.2　振動検出器の概観

2.7.3 圧縮強度推定式の作成方法

半無限体を伝播する弾性波速度による圧縮強度推定式を式(2.7.1)に示す。ここに、圧縮強度を f_c，弾性波速度をＶおよび密度をρとする。なお、係数ｃは式(2.7.2)で表され、νはポアソン比である。

$$f_c = a \cdot c \cdot \rho V^2 + b \qquad (2.7.1)$$

$$c = (1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu) \qquad (2.7.2)$$

ポアソン比はコンクリートの構成が変化してもほとんど変わらないので、動ポアソン比として 0.255 を用い、係数ｃの値は 0.825 とする。また、コンクリート密度は、圧縮強度推定式の作成に用いる円柱供試体の単位体積質量の平均値とする。

次に、式(2.7.1)の係数ａ，ｂの設定方法を述べる。2.7.1 項で述べたように、コンクリート打設時に強度測定位置付近に打設されるコンクリートをミキサー車から採取して円柱供試体を作製し、標準養生および封緘養生を行う。基本的に、材齢７，28，91 日の３材齢時に弾性波速度測定および圧縮強度試験を行い、弾性波速度と圧縮強度との相関関係を求める。円柱供試体の弾性波速度測定は、**写真-2.7.3** に示すように、反射波法により行う。半無限体の弾性波速度Ｖは、打撃して発生した多重反射波のフーリエスペクトルのピーク振動数から縦振動数ｆを抽出し、円柱供試体の長さＬを用いて、式(2.7.3)より算出する。弾性波速度と圧縮強度との相関関係に式(2.7.1)を回帰させることにより、係数ａおよびｂの値を



写真-2.7.3　反射波法による弾性波速度測定状況

確定する。

$$V=1.1\times 2L\cdot f \qquad (2.7.3)$$



写真-2.7.4　弾性波速度測定状況

2.7.4 圧縮強度の測定方法

(1) 構造体コンクリートの弾性波速度測定方法

弾性波速度測定の測線は、鉄筋の影響を排除すため、**写真-2.7.4** に示すように、縦筋に対して 45 度になるように設ける。測定確度を高めるために、測定位置に少なくとも３個所の測線を選び、それらの測定値の平均値で弾性波速度を評価する。また、各測線における弾性波速度は、５回の打撃による測定値の平均値とする。

(2) 弾性波速度の補正

表面２点法により測定された弾性波速度Ｖp は、コンクリート表面の弾性波速度であるため、式(2.7.4)により、構造体内部の弾性波速度（補正弾性波速度）Ｖとして補正する。なお、3850m/s 以下では、コンクリート表面と内部の弾性波速度との差（補正率）は 4.0%で一定とする。

$$V=Vp\times\{1.04-0.04(Vp-3850)/1250\} \qquad (2.7.4)$$

(3) 圧縮強度の推定方法

2.7.3 項に基づき、測定部位ごとに設定されたコンクリートの密度ρおよび係数ａ，ｂ，ｃを圧縮強度推定式(2.7.1)に適用し、圧縮強度推定式として確定する。推定強度は、測定により求めた弾性波速度を式(2.7.4)により補正弾性波速度Ｖに補正し、測定部位ごとの圧縮強度推定式に代入することにより算定する。

２．８　ボス供試体

ボス供試体とは、図-2.8.1 および写真-2.8.1 に示すように、構造体コンクリートに成型してできた凸型状の供試体を割り取ったものを称し、ボス（BOSS）は Broken Off Specimens by Splitting を意味する。

ボス供試体による圧縮強度試験は、社団法人日本非破壊検査協会より NDIS3424:2005「ボス供試体の作製方法および圧縮強度試験方法」として規格制定されており、以下に示す手順で実施される。

①コンクリート打設前に構造体コンクリートの型枠にあらかじめ、ボス供試体を成型するための型枠（以下「ボス型枠」写真-2.8.2 および写真-2.8.3 参照）を取り付けておく。

②構造体コンクリートが打設されると同時にボス型枠にもコンクリートが充填され凸型状の供試体が成型される。

③構造体型枠の脱型後、所定の試験材齢まで、構造体コンクリートと同様の環境下で養生する（写真-2.8.4 参照）。

④試験材齢でボス供試体を割り取り（写真-2.8.5 参照）、ボス型枠を脱型する。

⑤キャッピング等の載荷面の処理を施さずにそのまま圧縮強度試験を行う（写真－2.8.6 参照）。

このように、ボス供試体は、構造体コンクリートと同様な環境条件でその性能に損傷を与えることなく、コンクリートの品質を確認することが可能であり、さらに試験方法の容易性や採取後の補修など従来の問題を解消した、微破壊試験方法である。

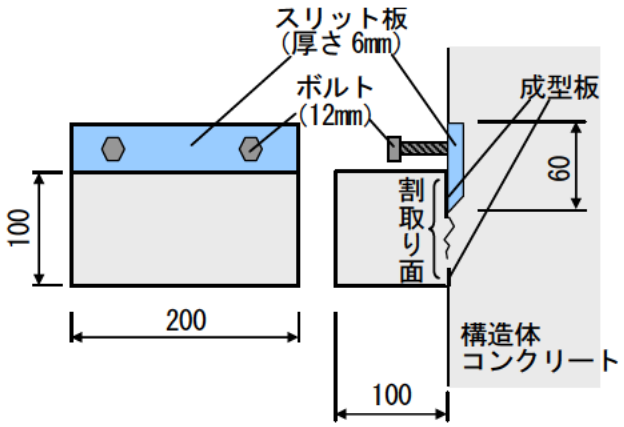


図-2.8.1　ボス供試体概要図



写真-2.8.1　ボス供試体



写真-2.8.2　ボス型枠



写真-2.8.3
ボス型枠の設置状況



写真-2.8.4
ボス供試体の養生状況



写真-2.8.5
ボス供試体の割取り



写真-2.8.6
圧縮強度試験

２．９　小径コア法（φ25㎜）

小径コア法は直径 50mm 以下のコアによる微破壊コンクリート強度推定試験法の総称である。特徴として配筋が密な主要構造部材からでも鉄筋破断の危険性を少なく採取できること、構造物に与える損傷を軽微にすること、コア採取跡の補修を容易にすることなどの効果が期待できる微破壊試験法である。ここでは、その中でもφ100mm コアに対する強度補正方法が確立しているとともに寸法効果も確認されている技術として、小径コアを用いたコンクリート構造物の調査技術（ソフトコアリング C^+）の圧縮強度試験法を適用する。本試験法は(財)土木研究センターの建設技術審査証明(建技査証　第 0317 号)技術である。



写真-2.9.1　φ100㎜ コアと小径コア

「ソフトコアリング C^+」は**写真-2.9.1** に示すように直径がφ25mm 程度の小径コアを用いた強度試験法である。試験方法の適用範囲は粗骨材最大寸法 40mm 以下であり、推定可能な圧縮強度の範囲は、10～70N/mm^2 である。小径コア圧縮強度試験の供試体は直径 25mm 程度（25±1.5mm）であり、高さがコア径の 2 倍程度の 50mm（50±3mm）となるように切断加工する。供試体は空隙、粗骨材の剥離、損傷等の観察を行い検査する。コンクリート強度試験にあたって端面処理は精度確保に非常に重要であり、端面成形の平面度は JISA1132 に準拠する。**写真-2.9.2** に示すようなキャッピング治具によるイオウキャッピングまたは歯科石膏キャッピング等の検証された方法で加工して試験する。


写真-2.9.2　キャッピング治具

圧縮強度試験は一般に応力制御にて実施する。載荷試験についても試験方法により精度に誤差が生じやすくなる。加圧板の大きさ等も配慮して球面座には、**写真-2.9.3** のように小径コアの大きさに適した JIS R 5201「セメントの物理試験方法」に規定されているモルタル圧縮試験用の球面座等を用いて試験する。一般に強度の推定値は、既往に行った多数の試験結果より定めた強度の補正及び異常値の棄却検定を行って算出する。本研究では、これまで新設構造物のいろいろな条件での特性を考察する必要があるので、補正する前の強度試験の値を使用してきたが、これまでの研究で「ソフトコアリング C^+」の補正式が適用できることを確認しているので、本報告での試行強度試験値は補正後の値で報告書を作成する。同時に異常値の棄却検定の参考にするために、破壊形状も 4 パターンに分類し記録する。強度（補正後）検討するにあたっては、標準コア（φ100mm）の強度試験を同時に実施してその結果と比較強度傾向を調べる。


写真-2.9.3　圧縮試験状況

２．１０　超小径コア法（φ10㎜）

コアは、ダイヤモンドコアドリル DD-EC1（コアビット内径約 9.7mm）を用いて採取する。

採取したコアを、直径：高さ＝1：2（h/ｄが約 2.0）となるように、小型のコンクリートカッターを用いて切断する。切断したコアについて、研磨やキャッピングなどは施さない。また、採取する試験体の強度にも関係してくるが、一箇所の採取から約 3～5 本の超小径コアが成形でき、両端面が平滑となっている試験体を強度試験用として用いる。

圧縮強度試験は、最大荷重 10kN のインストロン 4466 万能型試験機を用いておこなう。載荷方法は JIS A 1108 に準拠し、0.35mm/s（約 0.20～0.30N/mm²/s）の変位制御でおこない、荷重値を容量 30kN のロードセルで測定する。

２．１１　リバウンドハンマ

コンクリートの硬さと圧縮強度には高い相関関係がある。リバウンドハンマー法は、動的な圧力をかけて反発度を測定し、強度を推定する方法である。

リバウンドハンマー（シュミットハンマー）による反発度の測定原理は次のとおりである。

プランジャーとコンクリートの接触状態の概念図を図-2.11.1に示す。プランジャーの貫入量は、コンクリートの弾性変形量と塑性変形量の和である。すなわち、打撃エネルギーは、コンクリートの弾性エネルギーと、塑性変形によって消費されるエネルギー、ハンマーが跳ね返るときのガイドバーとの摩擦に変換される。プランジャーが最大変形に達したあと塑性変形分は“くぼみ”としてコンクリート表面に残り、弾性エネルギーはプランジャーを押し戻す。この跳ね返り高さによってコンクリートの硬さ（反発度）が表わされる。

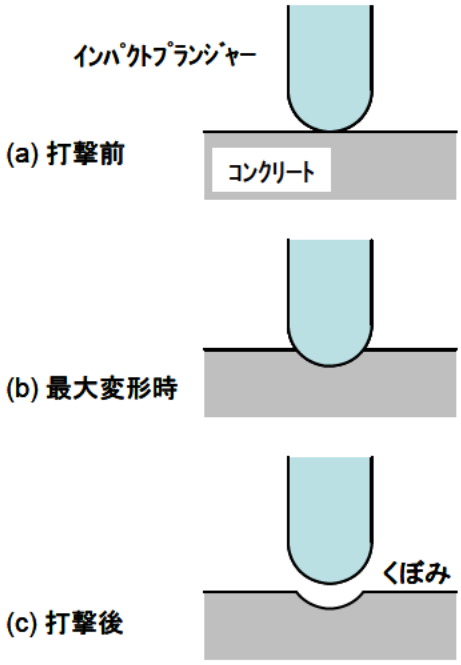


図２　打撃面の状態

コンクリート硬さが小さければ、打撃エネルギーはコンクリートの塑性変形に多くのエネルギーを消費することになり、弾性エネルギーは少なくなるため反発度は小さくなる。

リバウンドハンマー法は、このようにして得られた反発度とコンクリート強度の関係から、強度を推定する方法である。

リバウンドハンマーによる強度推定式は、1958年に日本材料試験協会（現、日本材料学会）が提案したものをはじめ[1]、多くの推定式が提案されている[2]。

反発度の測定は、JIS A 1155「コンクリートの反発度の測定方法」によった。ただし、打撃点数は4×4＝16点とし、反発度の平均値は、反発度の高い順番に並べ、高い3点、低い3点を除く10点で求めた。

反発度は、JIS A 1155、土木学会規準[3]によって材齢による補正、含水状態による補正を行なった。

強度推定は、国交省・土研パンフレット[4]を用いた。

【参考文献】

1) 日本材料試験協会（現、日本材料学会）・実施コンクリート強度判定委員会：シュミットハンマーによる圧縮強度推定式、1958（土木学会コンクリートライブラリー第38号、コンクリートの品質管理試験方法、pp.85-90, 1974.9に掲載されている）

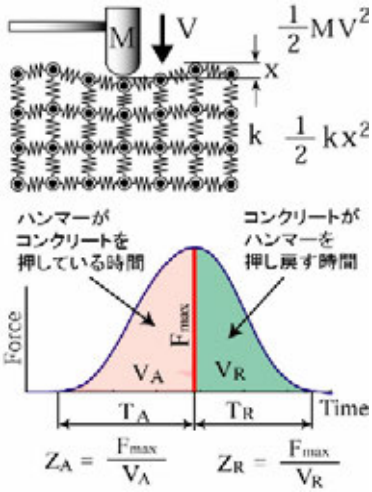
2) 谷川恭雄監修、湯浅昇担当：コンクリート構造物の非破壊検査・診断方法、セメントジャーナル社、pp.32, 2004.9

3) 土木学会：硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法、土木学会規準 JSCE-G 504-1999

4) 国土交通省大臣官房技術調査課・(独)土木研究所技術推進本部構造物マネジメント技術チーム：テストハンマーによる強度推定調査の6つのポイント、」2001.12

２．１２　機械インピーダンス法

機械インピーダンスは**写真－2.12.1** に示すとおり，ハンマー打撃により，打撃力最大値 F_{max} とハンマーの衝突時速度 V の商を求めて測定する（**図－2.12.1**）。ここで求めた機械インピーダンスは，運動エネルギー保存則によりコンクリート表面のバネ係数と比例関係にある。これから，衝撃弾性波法（iTECS 法）での弾性波速度と同様に，機械インピーダンス値と圧縮強度には正の相関関係があると考えられる。特に，打撃力最大点の後半部分はコンクリートがハンマーを押し戻す時間帯であり，この後半部分の機械インピーダンス値 Z_R は，コンクリート本来のバネ係数，圧縮強度を反映した値となり，Z_R の測定結果から圧縮強度を推定できるものと期待されている [1)]。



図－2.12.1 機械インピーダンス測定よる圧縮強度推定原理



写真－2.12.1 円柱供試体での Z_R 値測定



写真－2.12.2 実構造物での Z_R 値測定

参考文献

1) 極檀邦夫,境友昭：衝撃弾性波法およびインピーダンス法によるコンクリート構造物の非破壊検査技術,日本非破壊検査協会平成 17 年度秋季大会講演概要集,pp.179-180,2005.11

３章　実験概要

３．１　実験目的と構造物

2005 年度は、5 箇所の橋梁上部工、下部工について配筋状態・かぶり厚さ測定、強度推定などを行なった。

構造物、部材の種類ごとに検査する位置や、ロットの大きさに応じた試験頻度、合格判定基準を検討するための測定精度などを検討するため、**表-3.1.1** のとおりコンクリートの種類の異なる構造物、部材ごとに配筋状態・かぶり厚さ、強度などの測定を行なった。また、養生方法も通常のシート養生のほか、散水、水中養生、試験材齢は施工に合わせて実施しており、数日から 100 日近くの間になっている。

部材の種類と数量は**表-3.1.2** のとおり 4 種類 16 部材、コンクリートの種類とロット数は**表-3.1.3** のとおり 3 種類 41 ロットである。三次共研では、検査する位置、試験回数や判定基準などを提案することも目標としており、さまざまな部材について数多くのロットの試験を行う必要があり、今回は**表-3.1.1**～**3.1.3** のように 5 構造物について桁 3 本、スラブ 1 体、柱・壁 6 基、フーチング 6 基である。コンクリートの種類とロット数は、BB27（セメントの種類と呼び強度であり、BB：高炉セメント B 種、数字は呼び強度）が 22 ロット、N30（N：普通セメント） 6 ロット、H36（H：早強セメント） 13 ロットである。

表-3.1.1　構造物を構成している部材数とコンクリートのロット数

構造物名称	工種	部材	数量	ｺﾝｸﾘｰﾄ*	打設1回当りの体積(m^3)	ﾛｯﾄ数	
L	下部工(橋脚)	ﾌｰﾁﾝｸﾞF	3基	BB27	800	6×3回	18
		柱C		N30	100	2段×3回	6
M(π型ﾗｰﾒﾝ橋)	上部工	主桁B	1本	H36	750	5	7
	下部工	ﾌｰﾁﾝｸﾞF	1基		100	1	
		垂直材V(壁)			20	1	
N	上部工	主桁B	2本	H36	300	3×2回	6
P	下部工	ﾌｰﾁﾝｸﾞF	1基	BB24**	50	1	1
Q	下部工(橋台)	ﾌｰﾁﾝｸﾞF	1基	BB27	75	1	3
		壁W			20	1	
		ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄP(壁W･ｽﾗﾌﾞS)			30	1	

* BB：高炉ｾﾒﾝﾄB種、N：普通ポルトランドｾﾒﾝﾄ、H：早強ポルトランドｾﾒﾝﾄ、数字は呼び強度

** 設計上は呼び強度24であるが、納入は27相当

表-3.1.2　部材数

部材の種類	部材数
桁	3本
スラブ	1枚
柱･壁	6基
ﾌｰﾁﾝｸﾞ	6基

表-3.1.3　コンクリートの種類とロット数

ｺﾝｸﾘｰﾄの種類	ﾛｯﾄ数
BB27(24)	22ﾛｯﾄ
N30	6ﾛｯﾄ
H36	13ﾛｯﾄ

３．２　対象構造物とコンクリート配合

実験を行なった構造物は、**図-3.2.1**～**3.2.5** の 5 構造物（構造物 L、M、N、P、Q）である。

コンクリート配合は**表-3.2.1** のとおりである。

配筋状態は**表-3.2.2** のとおりである。

表-3.2.1　コンクリートの配合

構造物	部材*	ｾﾒﾝﾄの種類	呼び強度	粗骨材の最大寸法	ｽﾗﾝﾌﾟ(cm)	空気量(%)	水ｾﾒﾝﾄ比(%)	細骨材率(%)	単位量(kg/m^3)					
									水	ｾﾒﾝﾄ	細骨材	細骨材	粗骨材	混和剤
L	F	BB	27	20mm	8	4.5	51.5	42.9	153	297	556	238	1065	3.16
	C	N	30				49.5	42.3	157	318	543	233	1065	3.39
M	F,V,B	H	36		12		41.6	39.0	163	392	681	―	1095	4.312
N	B						41.6	39.2	172	414	533	131	1038	4.14
P	F	BB	24		8		55.0	44.3	156	284	814	―	1062	3.04
Q	F,W,P	BB	27		8		52.5	44.4	158	301	480	330	1048	3.01

* 部材は、F：フーチング、C：柱、V：垂直材（壁）、B：主桁(PCホロー桁)、W：壁、P：パラペット（W：壁、S：スラブ）

表-3.2.2　配筋状態

構造物	測定箇所				前側鉄筋			後側鉄筋		
	部材		測定位置		鉄筋径	設計値		鉄筋径	設計値	
						かぶり	間隔		かぶり	間隔
L	柱	C1	東、西面		D25	104.5	100	D41	129.5	125
			北、南面		D25	106.0	100	D38	131.0	125
		C2	東、西面		D25	104.5	100	D41	129.5	125
		C3	東、西面		D25	104.5	100	D41	129.5	125
	フーチング	F1	北、南面	上、中、下段	D16	118.0	300	D32	134.0	125
			東、西面	中段	D16	115.0	300	D38	131.0	125
		F2	北面	上、中、下段	D16	118.0	300	D32	134.0	125
		F3	北面	上、中、下段	D16	118.0	300	D32	134.0	125
M	桁	B	中央	右、左	D13	35.0	250	D13	48.0	250
			垂直材上部	右、左	D13	35.0	125	D13	48.0	250
	垂直材	W	右、中央、左		D13	51.5	150	D19	64.5	129
	フーチング	F	右、中央、左		D22	117.0	150	D22	139.0	125
N	桁	B1	側面	端部	D16	36.5	125	D13	52.5	250
				中央	D17	37.5	250	D14	53.5	250
		B2	小口面	―	―	―	―	―	―	―
P	フーチング	C	北、南面	中段	D19	120.0	200	D25	139.0	250
			東、西面	中段	D19	118.5	200	D22	137.5	250
Q	パラペット	壁W	東面	右、中央、左	D19	120.0	250	D22	139.0	125
		スラブ	上面		D19	51.0	125	D19	70.0	125
			下面		D19	51.0	125	D22	70.0	125
	壁	W	東面	右、中央、左	D19	118.5	150	D25	137.5	125
	フーチング	F	北面	中段	D19	123.0	200	D16	142.0	250
			東、西面	中段	D19	118.5	200	D25	137.5	250

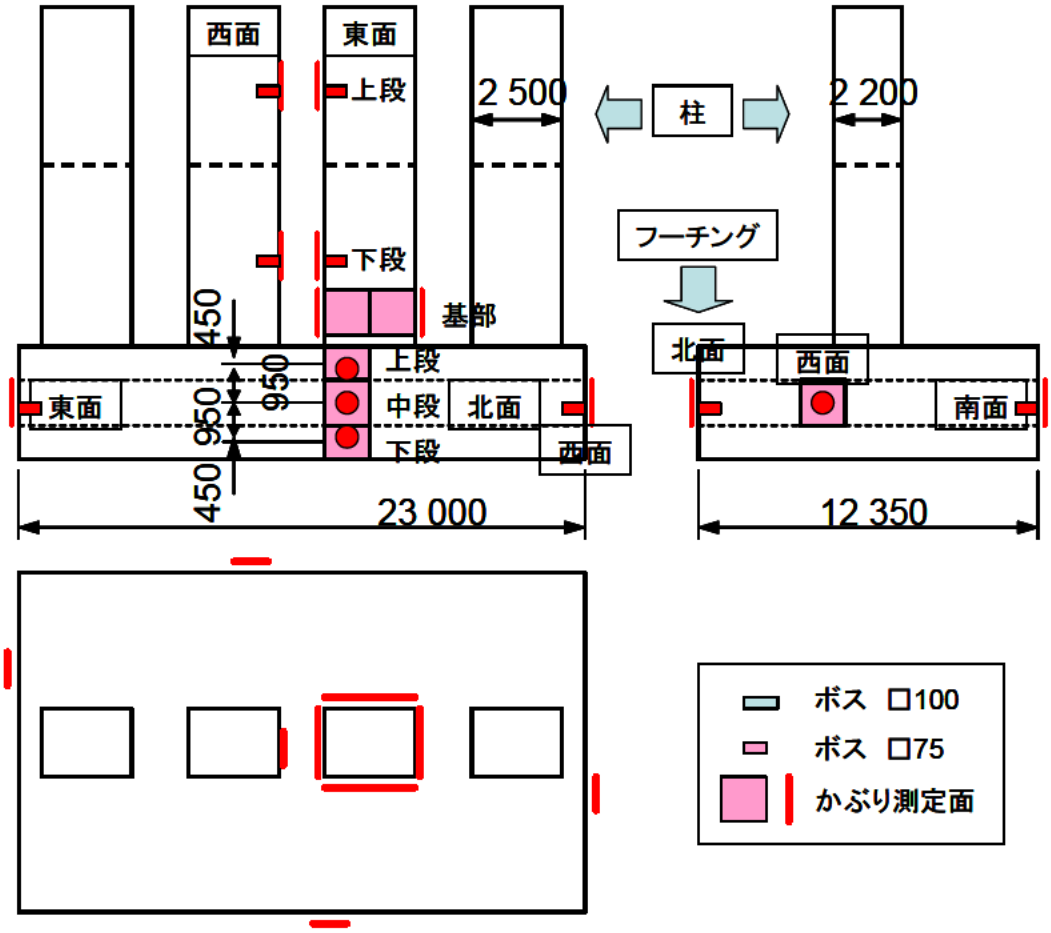


図-3.2.1　構造物L

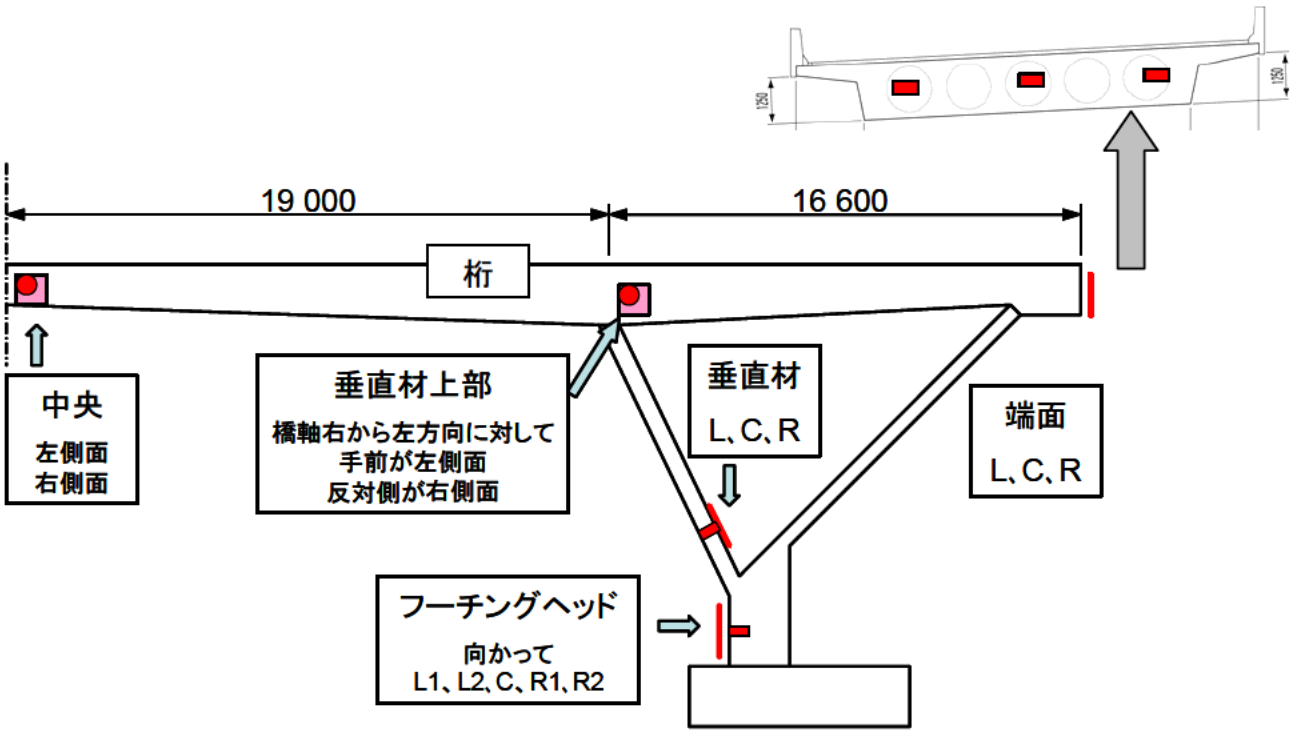


図-3.2.2　構造物M

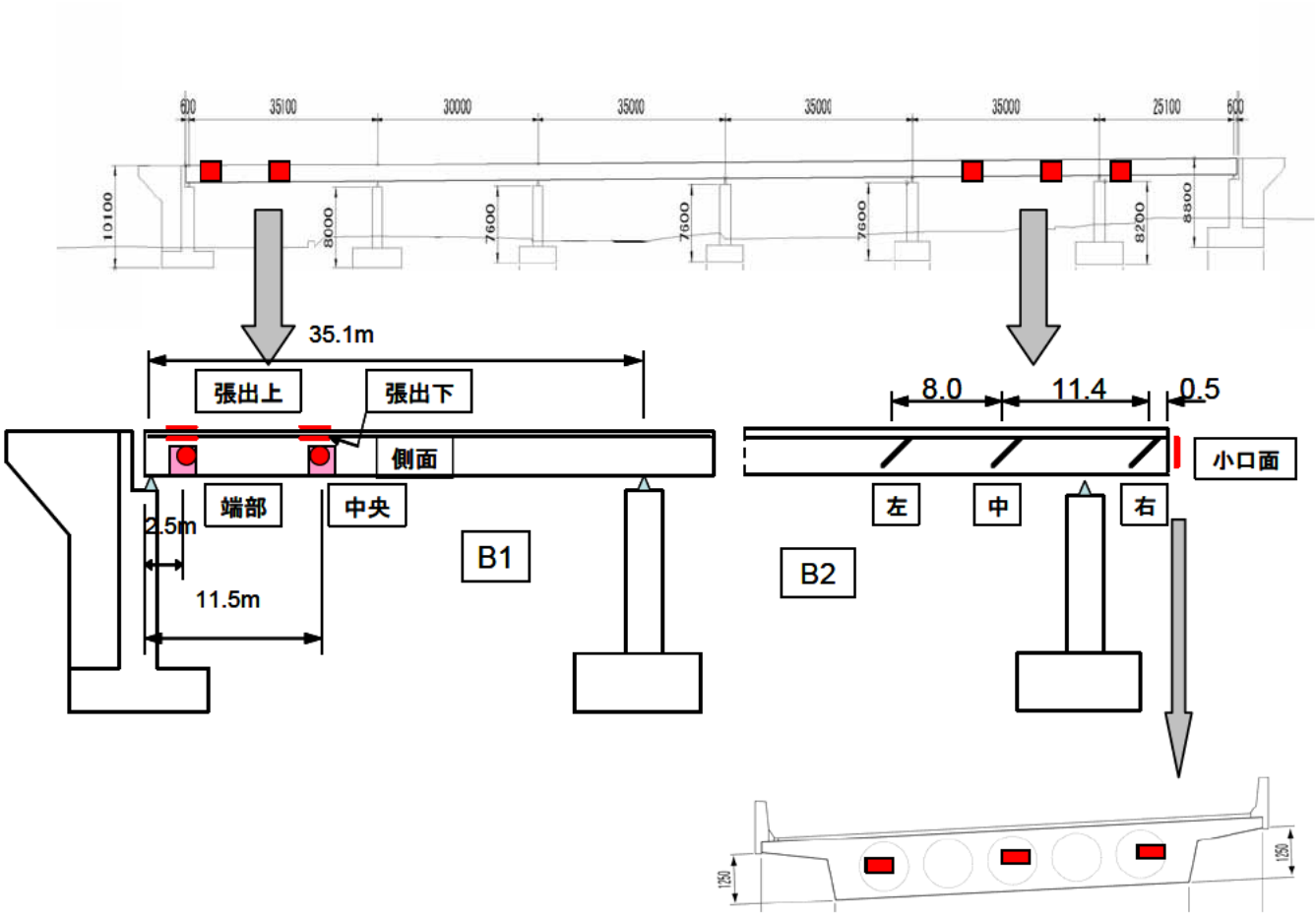


図-3.2.3　構造物N

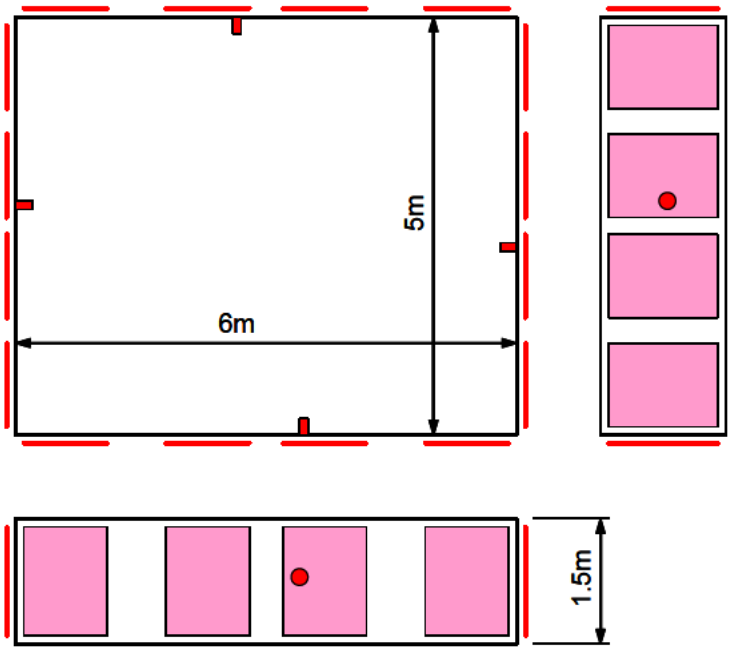


図-3.2.4　構造物P

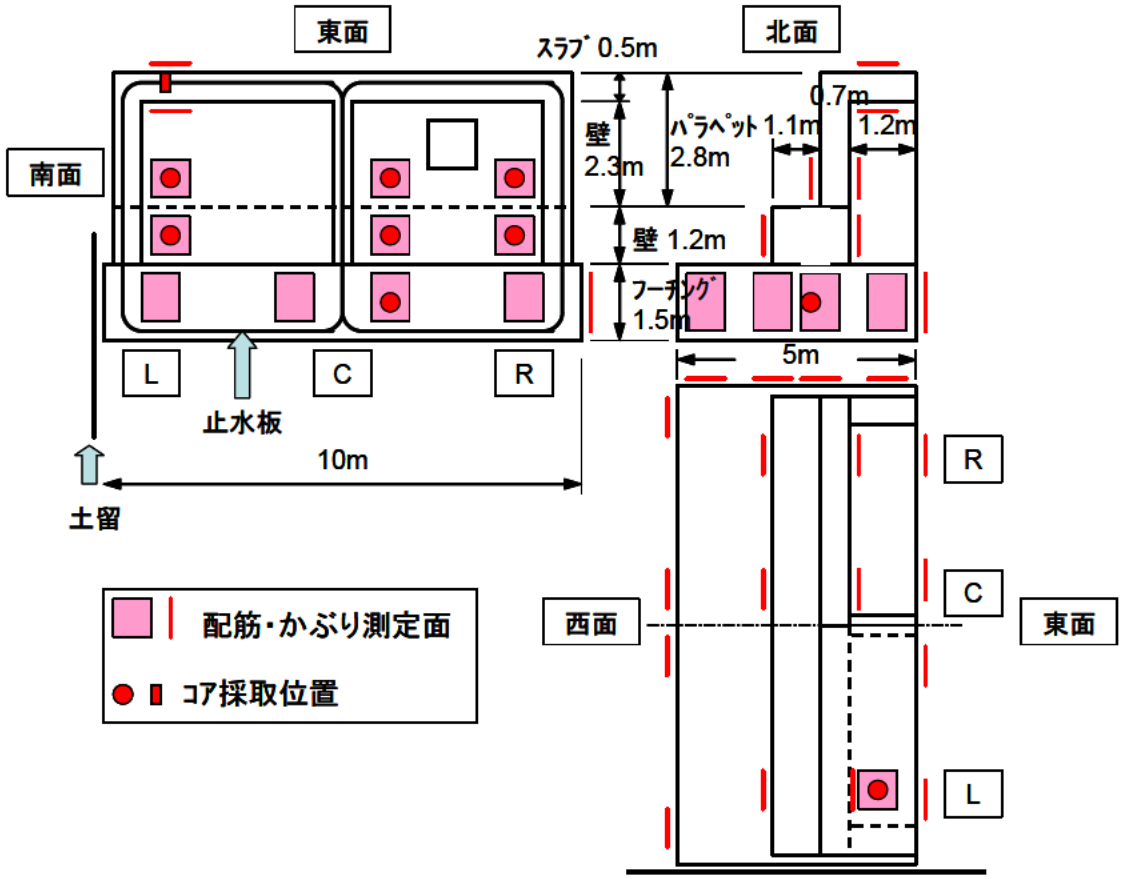


図-3.2.5　構造物Q

３．３　試験位置と試験項目

各種試験位置を図-3.2.1～3.2.5に示す。凡例は図-3.2.1に示している。

多くの場合、測定位置に事前にボス供試体を取り付け、その付近で配筋・かぶり厚さ、非破壊試験による強度試験を行なったあと、小径コアを採取した。測定位置、測定項目を表-3.3.1にまとめて示している。

表-3.3.1　測定位置と測定項目

構造物			養生条件		測定材齢	測定箇所詳細
	測定位置	記号	方法	期間		
L	柱	C1～3	散水	約1月	3～20日	柱1基(2本)につき上段、下段2箇所ずつ。計12箇所 1本の基部4面の計12箇所。　総計24箇所
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	F1	水中	約1月	28日	ﾌｰﾁﾝｸﾞ4面の中段。1面のみ上下2箇所。計6箇所
		F2、3			4、3週	1面の上中下の3箇所
M	主桁	B	シート	側面脱型3日	4日	桁中央、垂直材上部の両側面。計4箇所
	垂直材	W		14日	20日	左(L)、右(R)、中央(C)の3箇所
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	F		14日	54日	左(L1、L2)、右(R1、R2)、中央(C)の5箇所
N	主桁	B1、2		側面脱型8日	9日	支間中央と支点の側面、張出上下の計6箇所
P	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	F		7日	14日	ﾌｰﾁﾝｸﾞ4側面全面。16面
Q	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	ｽﾗﾌﾞS		14日	25日	上下面2箇所
		壁W				内側、外側の左(L)、右(R)、中央(C)の6箇所
	壁	W		7日	47日	内側、外側の左(L)、右(R)、中央(C)の6箇所
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	F		7日	14日	ﾌｰﾁﾝｸﾞ3面前面。12面

図中の小さい四角はボス供試体または配筋・かぶり厚さ測定位置を示しており、その近くで各種非破壊・微破壊試験を行なった。

3.3.1 構造物 L

3 基のフーチング（F1、F2、F3）、柱（C1、C2、C3）を用いて測定した（**図-3.2.1**）。

フーチングは、3 基とも北面の上、中、下段の 3 箇所で測定を行なった。F1 はさらに、東、南、西の 3 面の中段についても測定した。

柱は、2 回に分けて打設された（上段、下段）ので、3 基とも中央の向き合う面で、上段、下段の中間高さ付近を測定した。配筋・かぶり厚さは、1 本の柱の基部の 4 面全面も測定した。

3.3.2 構造物 M

構造物 M はπ型ラーメン橋であり、片側を試験対象とした（**図-3.2.2**）。

フーチングヘッド、垂直材は、幅が約 10m あり、その両端近く（右 R、左 L）と中央の 3 箇所を測定した。桁の強度は端面の L、C、R の 3 箇所、配筋・かぶり厚さは支間中央と垂直材上部の両側面を測定した。

3.3.3 構造物 N

構造物 N の桁は、6 径間のうち左から 1 番目（B1）と 5 番目（B2）で測定した（**図-3.2.3**）。

B1 は、桁端部付近と中央付近で配筋・かぶり厚さ、非破壊による強度推定、小径コアによる強度試験を行なった。

B2 は、小口面でボス供試体および小径コア、側面の 3 箇所で非破壊による強度推定を行なった。

3.3.4 構造物 P

構造物 P はフーチングのみであり（**図-3.2.4**）、側面 4 面の中央付近で強度推定を行い、配筋・かぶり厚さはほぼ全面で行なった。

3.3.5 構造物 Q

構造物 Q は、フーチング、壁、パラペットの壁およびスラブで測定した（**図-3.2.5**）。

フーチングは、土止め壁のある面を除く 3 面で測定した。ボス供試体、小径コアは、各面の中央付近であり、配筋・かぶり厚さは両端部も測定した。

壁およびパラペットの壁は、1 面について L、C、R の 3 箇所で測定した。

パラペットのスラブは、1 箇所について上面、下面で測定した。ボス供試体の取付けは下面のみ、小径コアの採取は上面のみである。

３．４　試験方法

3.4.1 円柱供試体の作製と強度試験

円柱供試体は、受入検査時と、コンクリート打設中にボス供試体取付位置または配筋・かぶり厚さ測定位置にさしかかったとき、コンクリート試料を採取して作製し、水中養生、封かん養生、一部は気乾養生も行ない、主に 1 週、4 週、13 週で強度試験を行なった。

3.4.2　コアの採取と各種試験

(1)　標準コア

標準コア（φ100 または 70mm）を材齢 1～8 週程度で採取し、音速を表面から 10mm ピッチで半径方向を透過法で測定、そのあと強度試験を行なった。

(2)　気泡測定用コア

気泡、吸水率測定用のφ50mm コアは、構造物 L、M、P のフーチングから材齢ほぼ 4 週で採取した。また、二次共研で作製したボックス供試体の頂版からも材齢約 2 年で採取した。

気泡は、ASTM C 457 に準拠したリニアトラバース法により、画像解析による自動装置で測定した。コアは表面から 40mm までと 100mm 位置で 10mm ずつ輪切りにし、その両面の気泡を測定、その後吸水率を測定した。

(3)　小径コア

かぶり厚さの実測、その後強度試験を行うために、図-3.2.1～3.2.5 に示す箇所から小径コアを採取した。1 箇所から、縦筋、横筋のある位置で採取した（2 本）。一部は、レーダにより比誘電率を測定した位置で縦筋、横筋から１本または 2 本ずつ採取した。

３．５　測定結果

3.5.1　受入検査とボス供試体位置の円柱の強度比較

受入検査時とそれ以外（ボス供試体位置）で作製した円柱供試体の強度試験結果は図-3.5.1 および 3.5.2 のとおりである。構造物 L の F3 を除いて受入時が高く、過剰強度気味である。構造物 M、Q はかなり過剰強度である、ことなどがわかる。

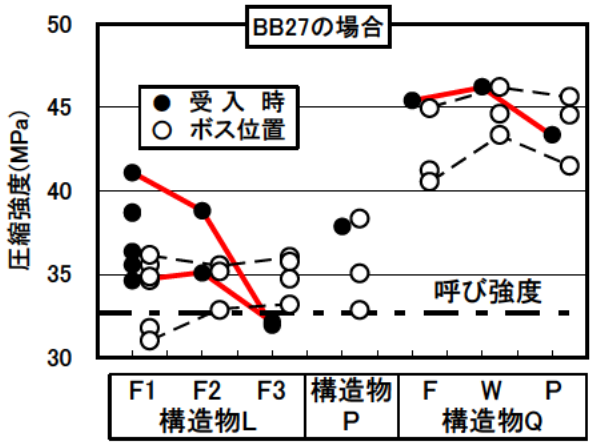


図-3.5.1　受入とボス位置の強度比較(BB27)

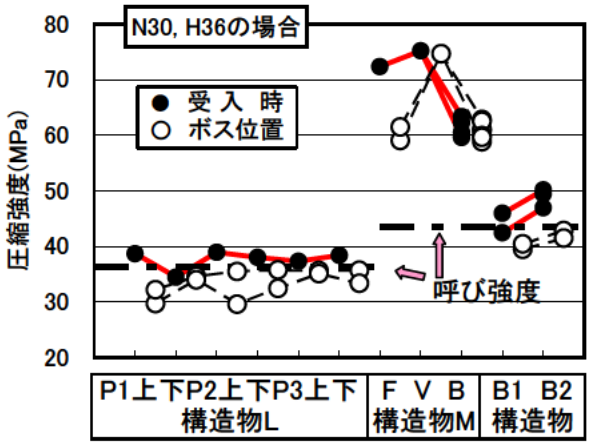


図-3.5.2　受入とボス位置の強度比較(N30、H36)

3.5.2　ボス供試体位置の材齢と強度の関係

ボス供試体位置で作製した円柱供試体の水中、封かん、気乾養生した強度と材齢の関係を図-3.5.3 に示す。養生条件が良いほど強度発現が大きいという一般的な傾向を示している。

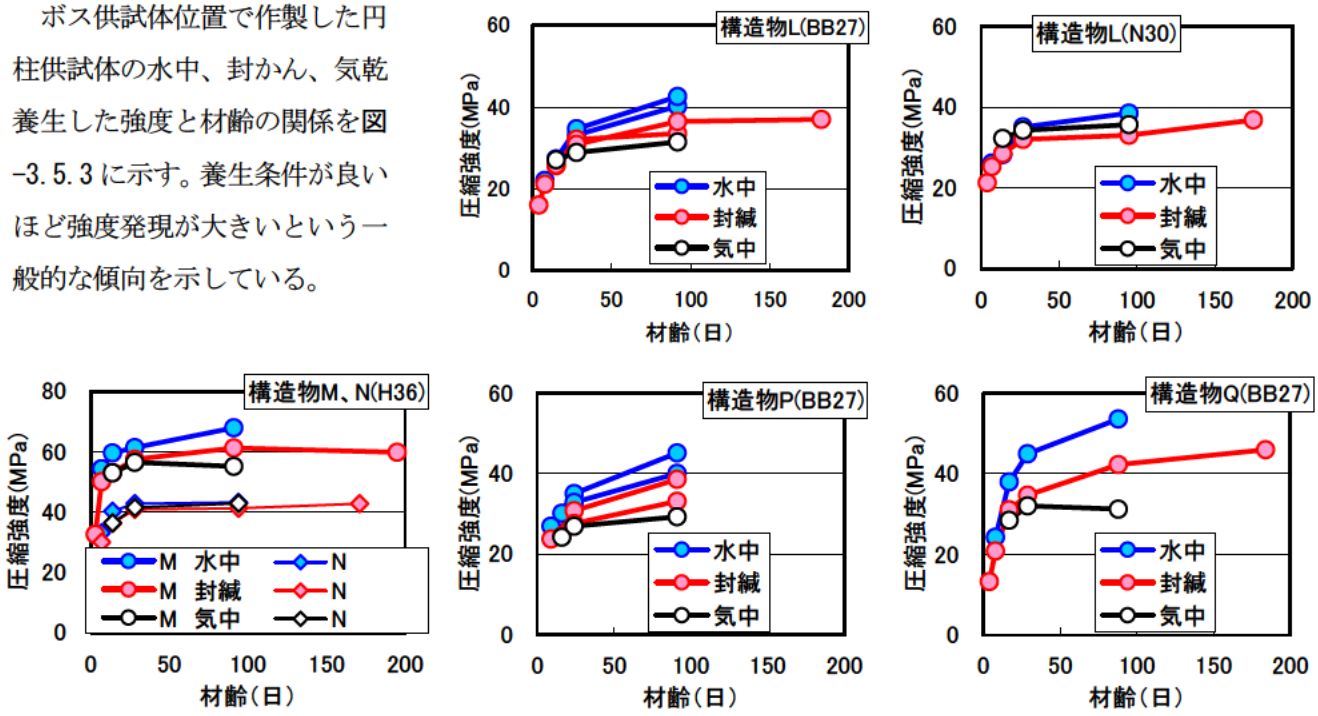


図-3.5.3　材齢、養生条件の違いと強度の関係

3.5.3　円柱強度とコア強度の関係

図-3.5.4 に水中、封かん養生した円柱強度、コア強度と円柱強度の関係を示す。封かん養生は水中養生の90%程度である。コア強度は、通常封かん養生と同程度の強度となるが、今回は水中養生と同程度、封かん養生よりも 10%程度大きい。

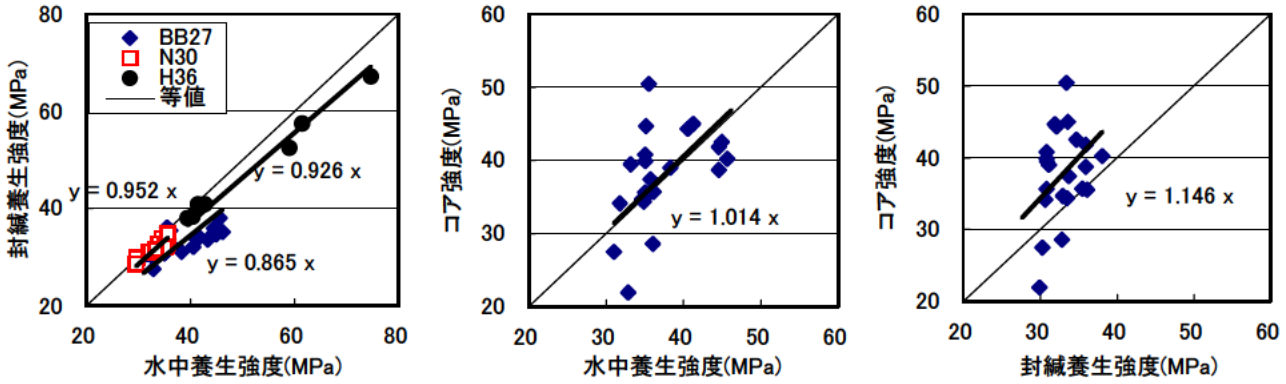


図-3.5.4　水中、封かん養生した円柱強度、コア強度の関係

3.5.4　表面からの距離と音速の関係

図-3.5.5 に表面からの距離ごとの音速を示す。これまでの結果と同様、表面が遅く、内部ほど速くなり、しだいに一定になる傾向を示している。BB27 の 3 現場の結果を示しているが、現場ごとにかなり音速は異なっている。同じ現場でも試験位置によってかなり異なっている。

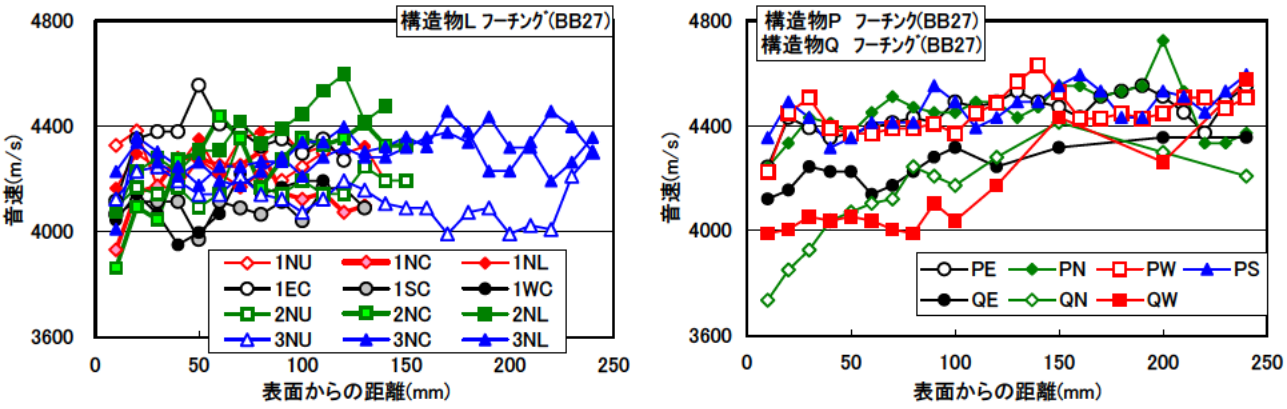


図-3.5.5　表面からの距離と音速の関係

3.5.5　表面からの距離と空気量、気泡間隔係数、吸水率

図-3.5.6 に表面からの距離と空気量、気泡間隔係数、吸水率の関係を示す。φ50mm のコアであり、粗骨材の分布に大きく影響されるため、空気量、気泡間隔係数はペースト量当たりの結果である。空気量、吸水率は表層が大きくなっており緻密性に劣っていることを示している。

気泡間隔係数は違った傾向を示している。構造物 P は 4 日で脱型したが、L はコア採取直前まで水中養生

していたこと、M は呼び強度 36 で脱型は 1 週後であり、L、M は P より小さい。

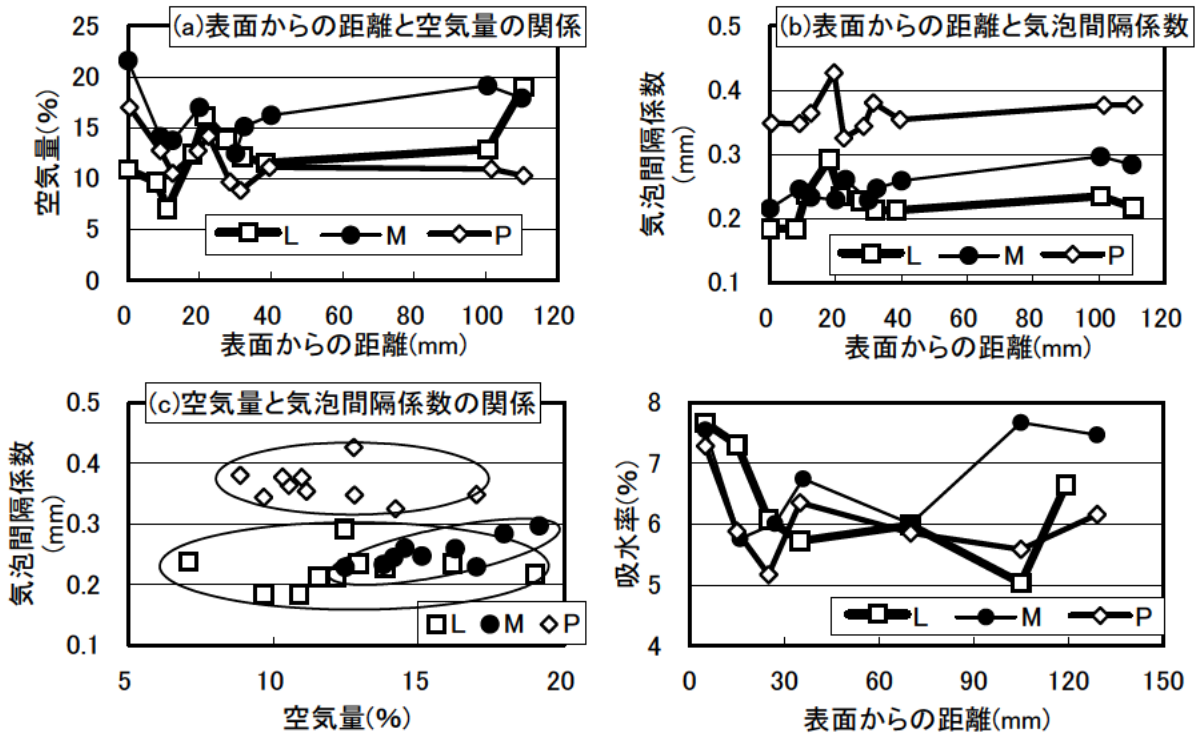


図-3.5.6　表面からの距離と空気量、気泡間隔係数、吸水率

3.5.6　かぶり厚さ実測値

かぶり厚さ実測位置と実測値は、CD 版に示す。

【参考文献】

1)　土木研究所、日本非破壊検査協会ほか：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(6)、第 316 号、2005.3

４章　電磁波レーダ法

４．１　実験概要

レーダによるかぶり測定は、比誘電率の設定が重要である。本共同研究では、鉄筋径法を提案している。その方法による測定精度について検討した。

また、通常の測定は、現地で鉄筋位置をマークし、所定の位置の配筋状態、かぶり厚さを測定するようになっている（この方法を「鉄筋位置マーク方法」と呼ぶ）が、この方法は現地での測定時間が長くなるという問題がある。そのため、10cm の格子をけがいたシートを測定面に貼り、現地ではシートの線上を走査するだけの「シート測定方法」についても検討した。

４．２　実験結果

測定結果は表-4.2.1 のとおりである。表の結果は、コアを採取し、実測値と比較できる結果のみであり、全結果についてはCD-R をご覧いただきたい。

（測定値－実測値）＝誤差と実測値の関係は図-4.2.1 のとおりである。

構造物 Q の「鉄筋位置マーク方法」と「シート測定方法」の結果は表-4.2.2 のとおりである。

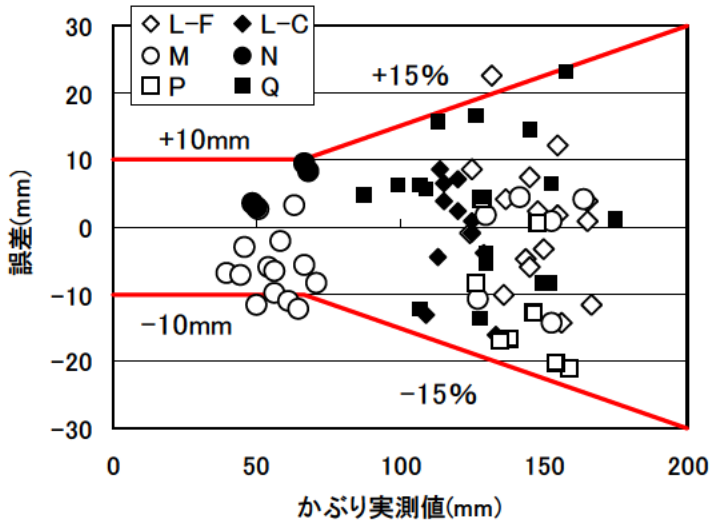


図-4.2.1　かぶり測定結果

表-4.2.2　「鉄筋位置マーク方法」と「シート測定方法」の結果

測定方法			シート測定方法					鉄筋位置マーク方法				
測定箇所		鉄筋	設計かぶり	実測値	解析結果	実測との差		設計かぶり	実測値	解析結果	実測との差	
						mm	%				mm	%
内壁	右	前側	118.5	87.3	92.1	4.8	5.5	118.5	87.3	89.3	2	2.3
		後側	137.5	107.1	113.3	6.2	5.8	137.5	107.1	111.5	4.4	4.1
		かぶり差	19	19.8	21.2			19	19.8	22.2		
	中央	前側	118.5	98.7	105.7	7	7.1	測定ミスで解析不能				
		後側	137.5	113	128.8	15.8	14					
		かぶり差	19	14.3	23.1							
	左	前側	118.5	107.1	95	-12.1	-11.3	118.5	107.1	97.2	-9.9	-9.2
		後側	137.5	119.4	114.2	-5.2	-4.4	137.5	119.4	116.9	-2.5	-2.1
		かぶり差	19	12.3	19.2			19	12.3	19.7		
パラペット	内側右	前側	120	108.7	114.3	5.6	5.2	120	108.7	110.9	2.2	2
		後側	139	128.1	134	5.9	4.6	139	128.1	131.4	3.3	2.6
		かぶり差	19	19.4	19.7			19	19.4	20.5		
	内側中	前側	120	130.1	126.1	-4	-3.1	120	130.1	124.4	-5.7	-4.4
		後側	139	150.9	143.5	-7.4	-4.9	139	151.9	141.6	-10.3	-6.8
		かぶり差	19	20.8	17.4			19	21.8	17.2		

表-4.2.1　測定結果

構造物	測定箇所				鉄筋		設計かぶり (mm)	実測値		レーダ測定結果		
	部材		測定位置		前後	上:前 下:後		結果 (mm)	前後の差(mm)	結果 (mm)	実測との差 (mm)	(%)
L	フーチング	F1	北面	上段	前	D16 D32	118.0	125.0	25.0	133.6	8.6	6.9
					後		134.0	150.0		146.7	-3.3	-2.2
				下段	前		118.0	132.0	23.0	154.5	22.5	17.0
					後		134.0	155.0		167.2	12.2	7.9
			南面	中段	前		118.0	144.0	23.0	139.3	-4.7	-3.3
					後		134.0	167.0		155.3	-11.7	-7.0
			東面	中段	前	D16 D38	115.0	124.0	21.0	123.0	-1.0	-0.8
					後		131.0	145.0		139.0	-6.0	-4.1
			西面	中段	前		115.0	136.0	20.0	125.8	-10.2	-7.5
					後		131.0	156.0		141.7	-14.3	-9.2
		F2	北面	上段	前	D16 D32	118.0	137.0	18.0	141.3	4.3	3.1
					後		134.0	155.0		156.9	1.9	1.2
				中段	前		118.0	145.0	20.0	152.4	7.4	5.1
					後		134.0	165.0		168.9	3.9	2.4
				下段	前		118.0	148.0	17.0	150.3	2.3	1.6
					後		134.0	165.0		166.0	1.0	0.6
	柱（注）	C1	東面	上-下	左-右	前 D16	113.5	109.0		96.0	-13.0	-11.9
								113.0		108.5	-4.5	-4.0
			西面	上-下	右-右			125.0		124.0	-1.0	-0.8
								120.0		127.0	7.0	5.8
		C2	東面	上-下	左-左			114.0		122.5	8.5	7.5
								115.0		119.0	4.0	3.5
			西面	上-下	右-右			120.0		122.5	2.5	2.1
								115.0		121.5	6.5	5.7
		C3	東面	上-下	左-左		116.5	133.0		117.0	-16.0	-12.0
								125.0		126.0	1.0	0.8
			西面	上-下	右-右			125.0		124.0	-1.0	-0.8
								129.0		125.0	-4.0	-3.1
M	桁	B	中央	右	前	D13 D13	35.0	50.8	12.6	53.5	2.7	5.3
					後		48.0	63.4		66.6	3.2	5.0
				左	前		35.0	46.0	12.4	43.1	-2.9	-6.3
					後		48.0	58.4		56.2	-2.2	-3.8
			垂直材上部	右	前	D13 D13	35.0	39.4	16.8	32.5	-6.9	-17.5
					後		48.0	56.2		46.4	-9.8	-17.4
				左	前		35.0	44.3	17.0	37.1	-7.2	-16.3
					後		48.0	61.3		50.4	-10.9	-17.8
	垂直材	W	右		前	D13 D19	51.5	50.0	14.3	38.5	-11.5	-23.0
					後		64.5	64.3		52.0	-12.3	-19.1
			中央		前		51.5	54.0	13.0	48.0	-6.0	-11.1
					後		64.5	67.0		61.3	-5.7	-8.5
			左		前		51.5	56.2	14.8	49.6	-6.6	-11.7
					後		64.5	71.0		62.8	-8.2	-11.5
	フーチング	F	右		前	D22 D22	117.0	129.8	23.2	131.7	1.9	1.5
					後		139.0	153.0		153.9	0.9	0.6
			中央		前		117.0	141.5	22.2	146.0	4.5	3.2
					後		139.0	163.7		168.0	4.3	2.6
			左		前		117.0	127.0	25.7	116.3	-10.7	-8.4
					後		139.0	152.7		138.4	-14.3	-9.4
N	桁	B1	中央	側面	前	D16 D13	36.5	50.2	16.4	53.3	3.1	6.2
					後		52.5	66.6		76.1	9.5	14.3
			支点	側面	前		36.5	48.5	19.4	52.0	3.5	7.2
					後		52.5	67.9		76.1	8.2	12.1
P	フーチング	C	北面	中段	前	D19 D25	120.0	138.1	20.6	121.4	-16.7	-12.1
					後		139.0	158.7		137.5	-21.2	-13.4
			南面	中段	前		120.0	134.9	19.5	118.1	-16.8	-12.5
					後		139.0	154.4		134.2	-20.2	-13.1
			東面	中段	前	D19 D22	118.5	128.3	19.6	132.6	4.3	3.4
					後		137.5	147.9		148.6	0.7	0.5
			西面	中段	前		118.5	126.4	20.3	118.1	-8.3	-6.6
					後		137.5	146.7		134.0	-12.7	-8.7
Q	パラペット	壁W	東面	右	前	D19 D22	120.0	108.7	20.7	114.3	5.6	5.2
					後		139.0	129.4		134.0	4.6	3.6
				中央	前		120.0	130.1	21.8	126.1	-4.0	-3.1
					後		139.0	151.9		143.5	-8.4	-5.5
				左	前		120.0	135.4	22.1	169.4	34.0	25.1
					後		139.0	157.5		180.6	23.1	14.7
	壁	W	東面	右	前	D19 D25	118.5	87.3	19.8	92.1	4.8	5.5
					後		137.5	107.1		113.3	6.2	5.8
				中央	前		118.5	99.6	13.4	105.7	6.1	6.1
					後		137.5	113.0		128.8	15.8	14.0
				左	前		118.5	107.1	20.7	95.0	-12.1	-11.3
					後		137.5	127.8		114.2	-13.6	-10.6
	フーチング	F	北面	中段	前	D19 D16	123.0	152.6	22.2	159.2	6.6	4.3
					後		142.0	174.8		176.1	1.3	0.7
			西面	中段	前	D19 D25	118.5	126.5	18.8	143.2	16.7	13.2
					後		137.5	145.3		160.0	14.7	10.1
			東面	中段	前		118.5	130.2	19.1	124.8	-5.4	-4.1
					後		137.5	149.3		141.1	-8.2	-5.5

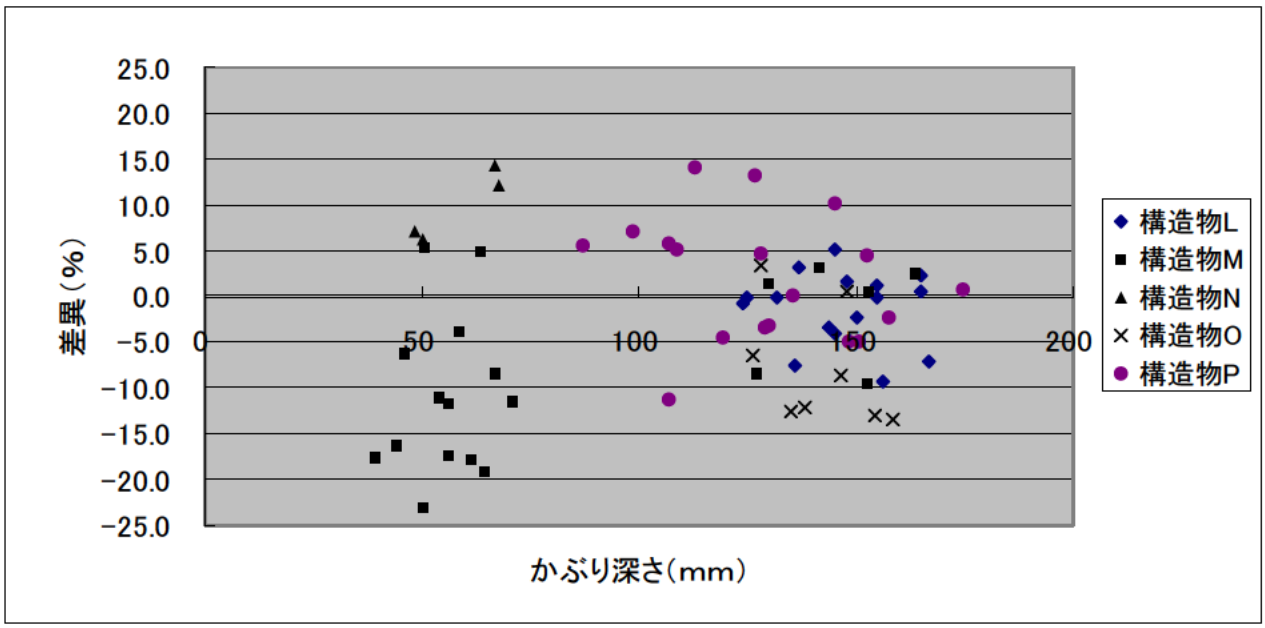
(注) L-Cは、後側の鉄筋を測定できなかったため、前側の鉄筋を比誘電率 ε ＝8.0で求めた結果

４．３　考　察

4.3.1　かぶりの測定精度

構造物Ｌから構造物Ｑの５つの測定現場について、コア抜きによるかぶりの実測値と、比誘電率補正方法による解析値との差を実測値に対する比率の分布を図―4.3.1 に示す。

解析結果の中で、かぶりが 80mm～180mm と深い下部工部分では、稀に誤差が 15%を超える場合が認められたが、ほぼ 15%以内の精度でかぶりの推定が可能であった。また、40mm～70mm のかぶりの浅い上部工（構造物 M、構造物 N）では、稀に、誤差が 20%を超える場合が認められたが、ほぼ 20%以内の精度でかぶりの推定が可能であった。かぶりの浅い上部工で誤差（%）が大きいのは、誤差（%）＝絶対誤差／かぶり深さ、で計算される為である。



図―4.3.1　解析結果と実測値との差

4.3.2　誤差要因について

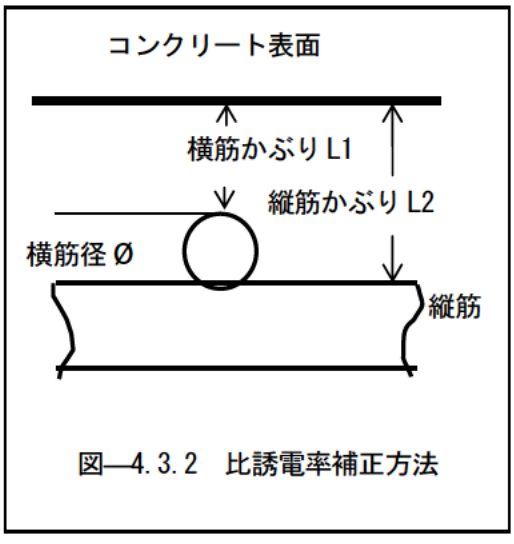
比誘電率補正方法を用いてかぶりを推定する場合、図―4.3.2 に示すように、横筋と縦筋のかぶりの差が横筋の径であることを利用している。

すなわち、Ø=L2－L1 の関係を利用して比誘電率を推定している[2)]。

横筋径 Ø は通常 16mm～22mm が一般的で、装置のかぶり測定の細かさは、2mm～3mm である。

よって、測定かぶり精度には 2/22～3/16＝9.1%～18.8%の不確定さが存在する。

従って、これまで行ってきた比誘電率補正の精度を向上させ

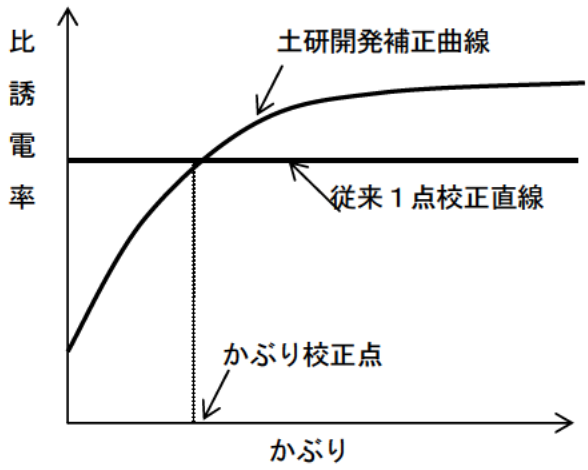


図―4.3.2　比誘電率補正方法

るには、装置の測定の細かさを向上させる必要がある[3)]。

また、浅いかぶりの測定誤差については、従来の一定比誘電率校正では、図―4.3.3 に示すように、浅いかぶり誤差が増大する傾向にある。構造物 M、構造物 N の上部工で、かぶりが 40mm～60mm の範囲では、補正曲線を使用することにより、ほぼ 20%以内であることが確認できた。

さらに、2004 年度に製作した壁試験体で、かぶり 15mm～40mm の範囲で比誘電率補正を加えた結果を表―4.3.1 に示す[1)]。測定かぶり値は、比誘電率 8.0 で測定し、数値単位は mm である。

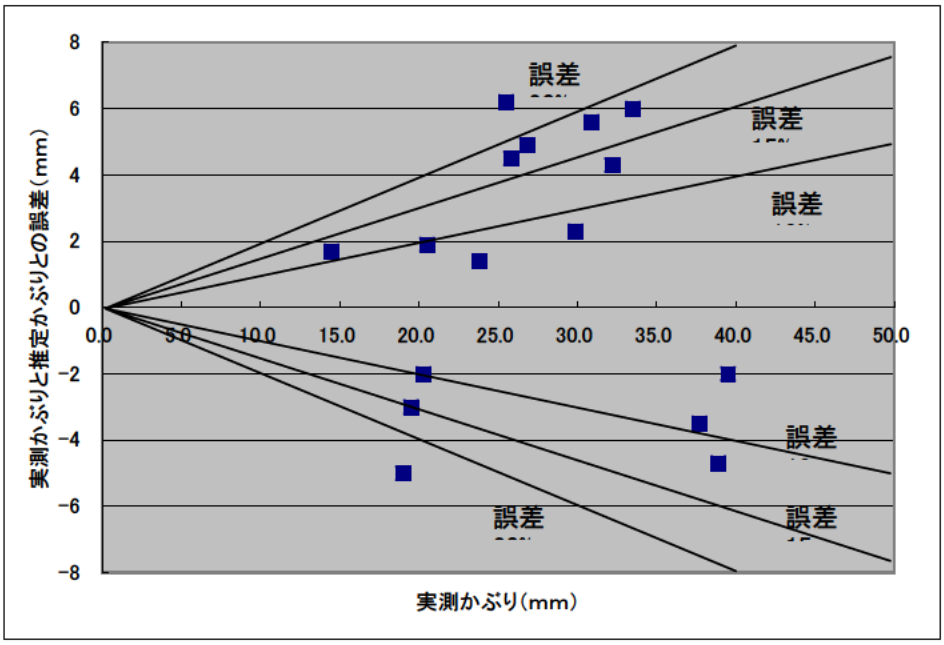


図―4.3.3　比誘電率補正曲線

かぶり 15mm～40mm の範囲においては、絶対誤差値はほぼ 5mm 以内（16 データの内の 2 データが 6mm

表―4.3.1　かぶり 15mm～40mm の浅い壁試験体の測定誤差

供試体	測定結果 ライン番号	測定かぶり	比誘電率補正	実測かぶり	実測との差		測定比誘電率			
					mm	%	6.2	8.0	10.7	
1 (300mm) B 面	縦４　142-①	36.0	37.5	39.5	-2.0	-5.1	97.0	84.0	71.0	
	〃　142-②	33.0	34.2	38.9	-4.7	-12.1	97.0	84.0	71.0	前 32φ
	〃　142-③	33.0	34.2	37.7	-3.5	-9.3	115.0	103.0	87.0	
	横３　164-①	27.0	27.6	29.9	-2.3	-7.7	147.0	126.0	110.0	後 32φ
2 (250mm) B 面	縦４　172-①	30.0	39.5	33.5	6.0	17.9	73.0	62.0	51.0	
	〃　172-②	27.0	36.5	30.9	5.6	18.1	75.0	62.0	51.0	前 29φ
	〃　172-③	27.0	36.5	32.2	4.3	13.4	97.0	84.0	71.0	
	横３　194-①	21.0	30.3	25.8	4.5	17.4	118.0	103.0	87.0	後 29φ
3 (200mm) B 面	縦４　203-①	15.0	25.2	23.8	1.4	5.9	53.0	41.0	33.0	
	〃　203-②	21.0	31.7	26.8	4.9	18.3	53.0	41.0	35.0	前 25φ
	〃　203-③	21.0	31.7	25.5	6.2	24.3	70.0	60.0	49.0	
	横３　225-①	9.0	18.3	20.3	-2.0	-9.9	86.0	77.0	64.0	後 25φ
4 (150mm) B 面	縦４　233-①	7.0	14.0	19.0	-5.0	-26.3	81.0	69.0	58.0	
	〃　233-②	9.0	16.2	19.5	-3.0	-15.4	70.0	57.0	47.0	前 22φ
	〃　233-③	15.0	22.4	20.5	1.9	9.3	102.0	89.0	73.0	
	横３　255-①	9.0	16.2	14.5	1.7	11.7	102.0	89.0	75.0	後 22φ

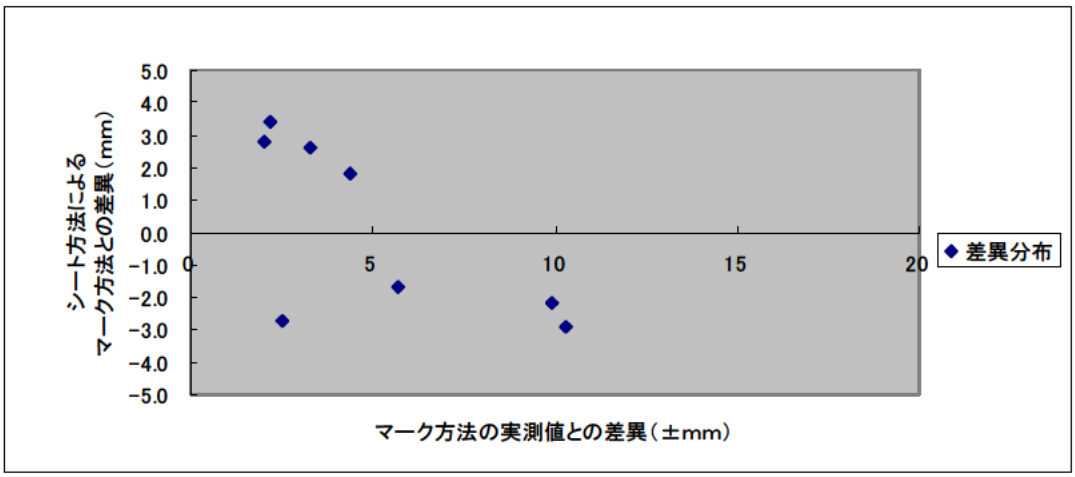


図—4.3.4　浅いかぶりの誤差

台）となっているが、比率で表すとかぶり値が小さいために、15%以内には納まらず、ほぼ 20%以内となる。しかし、比誘電率補正前に比べると、大きな改善が認められた。

4.3.3　現場測定方法の迅速化について

構造物 Q の測定については、表—4.2.2 の測定結果に示すように、シート測定方法と鉄筋位置マーク方法の両方法で測定し、違いを検証した。分析結果を図—4.3.5 に示す。



図—4.3.5　測定方法による誤差

両方法による測定の差異は約 3mm 以内で、表—4.3.2 のように現場測定時間を考慮するとシート測定方法が有効であるが、人為的測定ミスも考えられ、現場での状況に応じて、2 つの方法を選択・運用することが肝要である。

表―4.3.2　測定方式の比較

項目／方式	現場測定時間	鉄筋密で測定困難箇所	人為的測定ミス	適用上の留意点
位置マーク方法	約 7 箇所／日	不利 ・画像解読に長時間現場拘束	・同じ測定ラインを 3 回測定するため、測定ミス・誤差が軽減。	・鉄筋位置等コンクリート表面にマークした図を保存する必要あり
シート解析方法	約 21 箇所／日	有利 ・机上でＰＣを用いて解析支援ソフト利用	・同じ測定ラインを一回だけ測定するため、測定ミス・誤差が生じやすい。	・シートをコンクリート表面に固定する場合、シート上の測定ラインが鉄筋真上にないか予備確認の必要あり

4.3.4　測定不能現場について

今回の 5 現場の測定実験で装置の仕様限界を越えると思われる現場（かぶりとピッチの関係）が橋脚柱に多く見受けられた。これらについては、装置のハード、ソフト（画像解析）両面からの改良が望まれるが、現時点での測定方法については、装置の実力に沿った内容で運用されるべきである。以下に、その対処方法を考察する。

本研究で提案している「電磁波レーダ法での比誘電率補正方法」を有効に適用するには、横筋と縦筋の正確な位置とかぶりの測定ができることが大前提である。今回の現場測定の中で、下部工橋脚柱に位置とかぶりの測定が困難な箇所が認められたのでその要因と測定限界、対処方法を考察した。

設計かぶりが 10～15cm、ピッチ 10～15cm の範囲の測定困難と思われる現場で、かぶりと位置の測定（画像解読）を行う場合の留意点を以下に示す。

(1) まず最初に、橋脚柱の横筋（帯筋）の測定を行う（横筋が縦筋の上部に配筋されてる場合）。

① 帯筋の上部に反射物体がないので、下記の条件を満たせば、ほぼ測定が可能である。

イ　かぶりと同程度以上の水平ピッチがあること。

ロ　コンクリート打設後、水分が抜け（少なくとも 2 週間程度後）、電磁波の減衰が著しく大きくないこと（反射波が表面まで到達すること）。

② 項目①の条件を満たしているにも拘わらず、測定（画像解読）が困難な場合は図―4.3.6 に示すように、b のラインを測定していると思われるので、5cm 程度ずつ

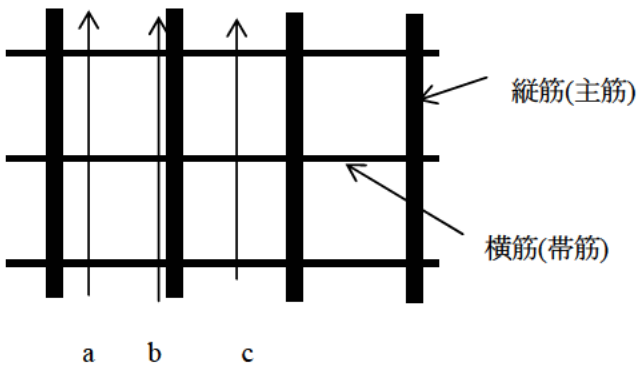


図-4.3.6　横筋測定ライン選定方法

測定ラインを左（a の測定ライン）あるいは右（測定ライン c）に移動させ、測定ラインが縦筋（主筋）の真上にならないようにする。

③　必要ならば、画像を鮮明にする為に、画像処理（減算処理）を行うことが有効であるが、その場合、処理前と処理後で測定かぶり値がほぼ同じであることを確認すること。

④　かぶり値が処理前後で異なる場合は、以下に示す要因が考えられる。

イ　鉄筋ピッチが狭い為、画像処理に必要な無筋に近い場所が確定しにくく、無理に画像処理を行うと、左右近傍の鉄筋の影響を受けてしまう。

⑤　このような場合には、画像処理を差し控え、処理前のかぶり値を採用する。

今回の構造物 L～構造物 Q の 5 現場の測定実験においては、帯筋（前筋）はほぼ測定が可能であった。

(2)　横筋（帯筋）の測定が完了し、ほぼ正確に位置とかぶりが測定できたならば、次に主筋（縦筋）の測定をおこなう（主筋が帯筋の下に配置されている場合）。

①　主筋の直上に直行した横筋（帯筋）が配筋されているので、横筋よりもかぶりが深く、横筋の影響を受けやすい。従って、横筋よりも測定が困難な場合が多いが、下記の条件を満たせば、ほぼ、測定が可能である。

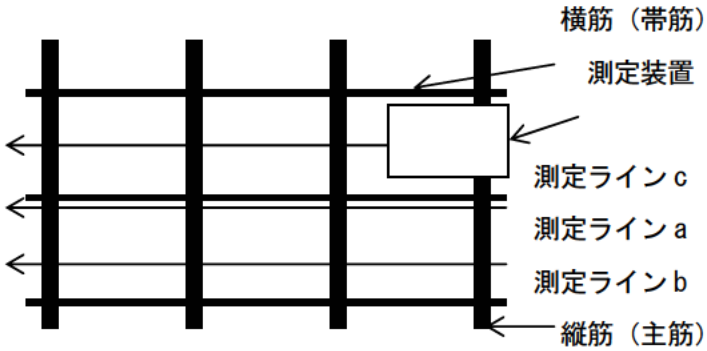
イ　カブリと同程度以上のピッチがあること。

ロ　コンクリート打設後、水分が抜け（少なくとも 2 週間程度後）、電磁波の減衰が著しく大きくないこと（反射波が表面まで到達すること）。

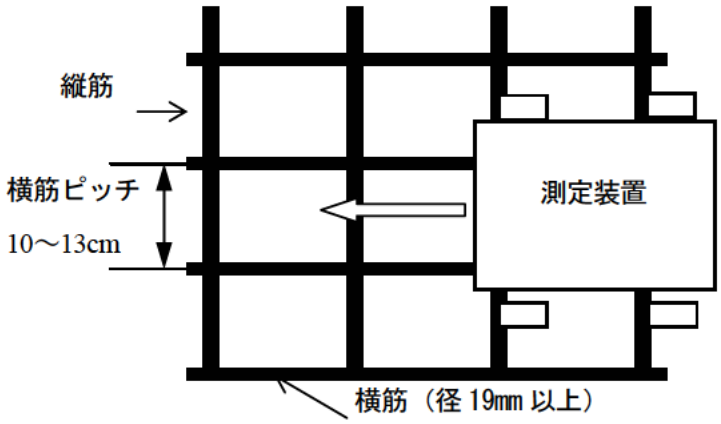
②　項目①の条件を満たしているにも拘わらず、測定（画像解読）が困難な場合は、図—4.3.7 に示すように、a のラインを測定していると思われるので、5cm 程度ずつ測定ラインを上（c の測定ライン）あるいは下（b の測定ライン）に移動させ、測定ラインが横筋（帯筋）の真上にならないようにする。

③　項目②の手順に従って、主筋の測定ラインを最適位置に選定しても、測定（画像解読）が困難な場合は、下記の要因によるものと考えられる。

イ　図—4.3.8 に示すように、縦筋の真上に直交して配筋されている横筋の



図—4.3.7　縦筋測定ライン選定方法



図—4.3.8　横筋ピッチが狭い場合の測定

ピッチが狭く（10～13cm）、径が 19mm 以上と太い場合には、横筋の影響を受けて、測定が困難となる。

④ ③項のような場合には、図—4.3.9 に示すように、先に測定した横筋かぶりに横筋径の設計値を加算した値を目安に測定（画像解読）を試みる。

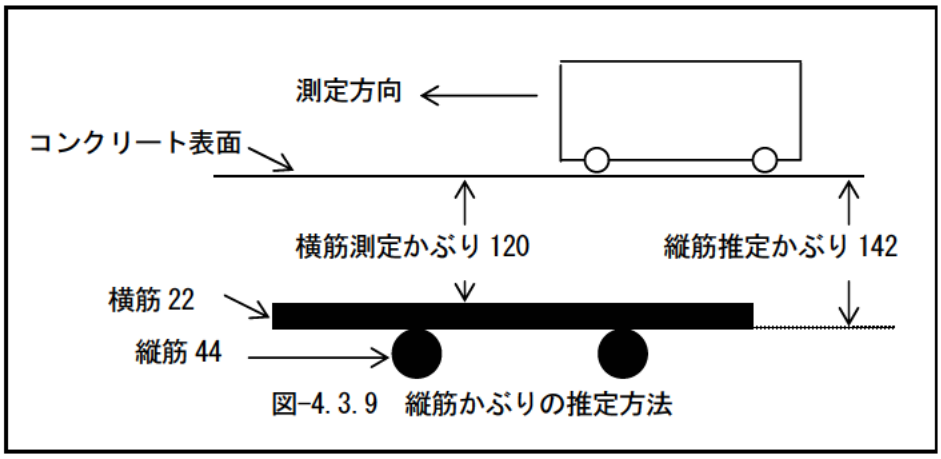


図-4.3.9　縦筋かぶりの推定方法

⑤ 必要ならば画像を鮮明にする為に、画像処理（減算処理）を行うことが有効であるが、その場合、処理前と処理後で測定かぶり値がほぼ同じであることを確認すること。

⑥ かぶり値が画像処理前後で異なる場合は、以下に示す要因が考えられる。

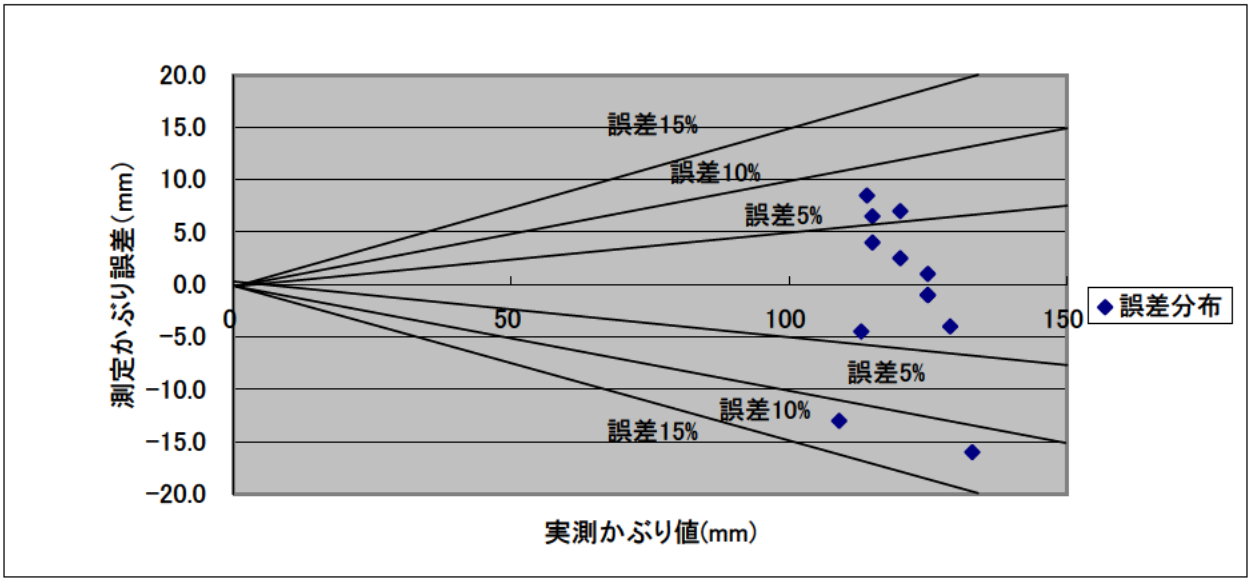
イ 鉄筋（縦・横）ピッチが狭い為、画像処理に必要な無筋に近い場所が確定しにくく、左右の縦筋、上部横筋の影響を受けてしまう。

以上のように、縦筋の測定が困難な場合は、比誘電率の補正が困難であるので、他の方法で比誘電率の補正を行うか、標準的な比誘電率（8.0～9.0）を用いて、最終の目的であるコンクリート表面から最短の横筋（帯筋）のかぶりを求める方法が考えられる。

構造物Ｌについて後側鉄筋（縦筋）の測定が困難な箇所が認められた。測定可能な帯筋について、コア抜きによる実測かぶり値と、仮に装置を比誘電率 8.0 に設定して測定した測定かぶり値との誤差を求めた。その結果を図—4.3.10 に示す。

図—4.3.10 は、比誘電率補正方法が使用できない箇所では、標準的な比誘電率設定（8.0）でかぶり測定を行っても、誤差が 15%以内で測定できることを示している。しかし、今回は偶然に、良好な結果が得られただけに過ぎず、コンクリート打設から測定までの期間によっては、比誘電率設定（8.0）が適切でない場合も多く、誤差が拡大することが予想され、この方法に依存することは危険である。

検証中の比誘電率補正方法が、多種多様な構造の測定現場で普遍的に使用可能になる為には、ピッチの狭い縦・横メッシュ鉄筋の位置とかぶりが高精度で検出できる装置の開発が望まれている。



図―4.3.10　比誘電率補正に依らない帯筋の測定誤差

［参考文献］

1）独立行政法人土木研究所他：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(4)、6 章Ⅸ、pp.6-1～6-4

2）松塚忠政他：実構造物における電磁波レーダによる比誘電率およびかぶりの推定、コンクリート工学年次論文報告集、pp.1919-1924、2006.7

3）森濱和正他：レーダ法、電磁誘導法によるかぶり厚さの検査方法、(社)日本非破壊検査協会シンポジウム「コンクリート構造物への非破壊検査の展開」論文集（Vol.2）、pp.227、2006.8

５章　電磁誘導法

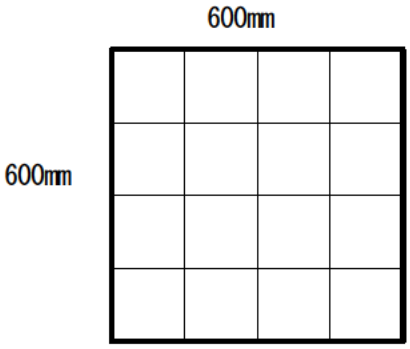
５．１　実験概要

5.1.1 目的

電磁誘導法を用いて橋梁実構造物の測定を行ない、配筋位置、かぶり厚さの測定精度を確認する。

5.1.2 方法

各構造物において当該探査装置の測定基準範囲である 600mm×600mm を単位とし、探査面積に応じてこれを繰り返して測定する。また測定対象面は平坦面を確保し、凹凸による測定精度への影響を排除する。



図－5.1.1 探査基準範囲



図－5.1.2 測定状況

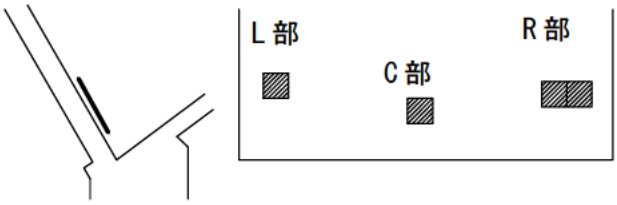
当概要版では、測定を行なった橋梁実構造物の内、M及びNについての測定結果を記載し考察した。それ以外の構造物の測定結果については報告書本体を参照されたい。

５．２　構造物Mの結果

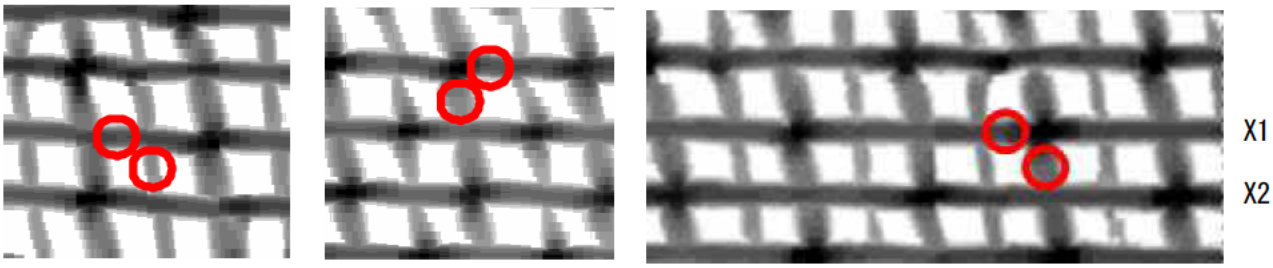
測定は垂直材内面、主桁側面（左右両側）、フーチングヘッドの 3 部位で行なった。

5.2.1 垂直材内面

測定は図－5.2.1 に示すＬ部、Ｃ部、Ｒ部の 3 箇所で行ない、その探査結果を図－5.2.2 に、解析結果を表－5.2.1 にそれぞれ示す。



図－5.2.1 測定位置



図－5.2.2 探査結果

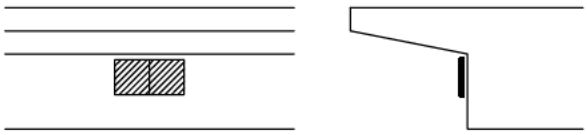
○ コア抜き実測部

表－5.2.1 解析結果

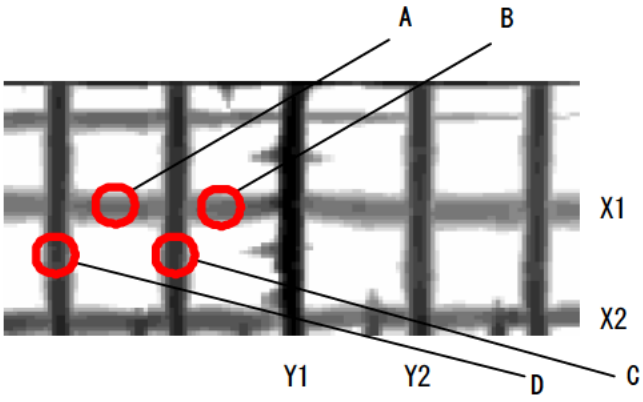
位置	縦・横	鉄筋径	鉄筋ピッチ (mm)		かぶり厚さ (mm)			
					ｺｱ実測値	測定値	差	比
L 部	縦筋	D19	Y1-Y2	143	64.3	－	－	－
	横筋	D13	X1-X2	155	50.0	48.0	-2.0	-4.0%
C 部	縦筋	D19	Y3-Y4	166	67.0	－	－	－
	横筋	D13	X1-X2	154	54.0	45.0	-9.0	-16.7%
R 部	縦筋	D19	Y5-Y6	123	71.0	66.0	-5.0	-7.0%
	横筋	D13	X1-X2	156	56.2	43.0	-13.2	-23.5%

5.2.2 主桁側面・中央部

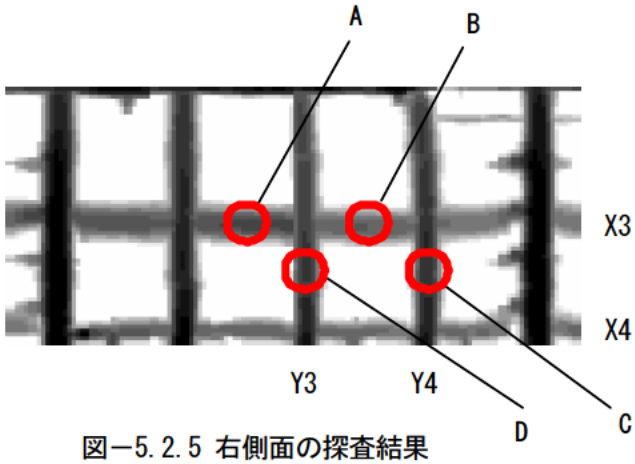
測定は図－5.2.3 に示す範囲を行ない、左右両側面の探査結果を図－5.2.4、図－5.2.5 に、解析結果を表－5.2.2、表－5.2.3 にそれぞれ示す。



図－5.2.3 測定位置



図－5.2.4 左側面の探査結果



図－5.2.5 右側面の探査結果

表－5.2.2 左側面の解析結果

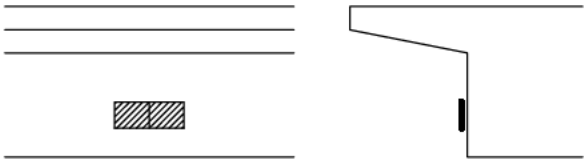
縦・横	鉄筋径	鉄筋ピッチ (mm)	位置	かぶり厚さ (mm)			
				ｺｱ実測値	測定値	差	比
横筋	D13	X1-X2 255	A 部	57.6	56.0	-1.6	-2.8%
			B 部	59.3	55.0	-4.3	-7.3%
縦筋	D13	Y1-Y2 262	C 部	44.4	45.0	0.6	1.4%
			D 部	47.7	47.0	-0.7	1.5%

表－5.2.3 右側面の解析結果

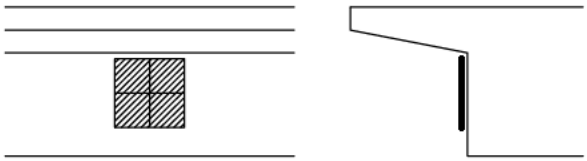
縦・横	鉄筋径	鉄筋ピッチ (mm)	位置	かぶり厚さ (mm)			
				ｺｱ実測値	測定値	差	比
横筋	D13	X3-X4 263	A 部	64.1	53.0	-11.1	-17.3%
			B 部	62.7	50.0	-12.7	-20.3%
縦筋	D13	Y3-Y4 245	C 部	50.5	41.0	-9.5	-18.8%
			D 部	51.2	41.0	-10.2	-19.9%

5.2.3 主桁側面・垂直材上部

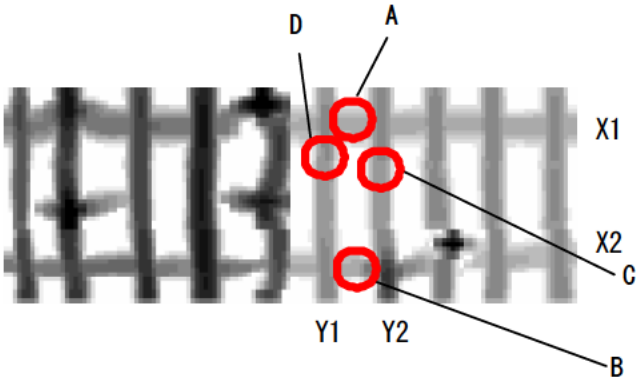
測定は中央部と同様に図－5.2.6 及び図－5.2.7 に示す範囲を行ない、左右両側面の探査結果を図－5.2.8、図－5.2.9 に、解析結果を表－5.2.4、表－5.2.5 にそれぞれ示す。



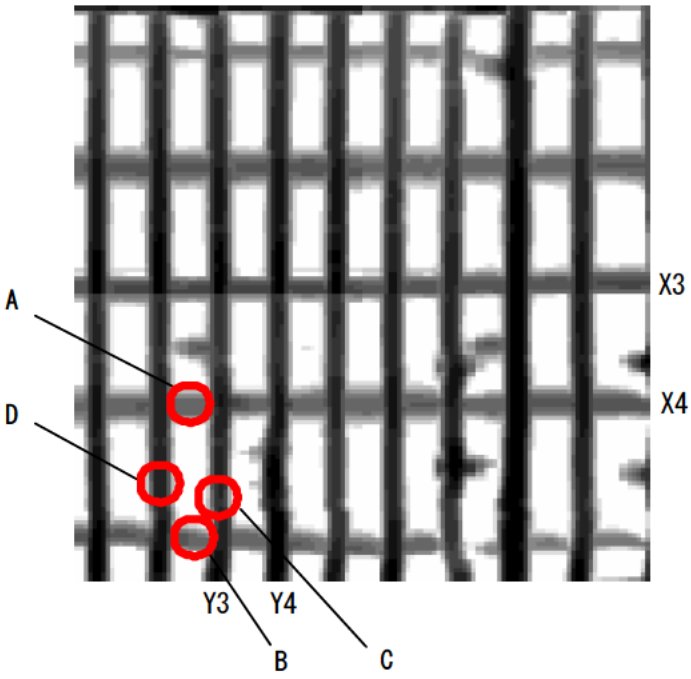
図－5.2.6 左側面の測定位置



図－5.2.7 右側面の測定位置



図－5.2.8 左側面の探査結果



図－5.2.9 右側面の探査結果

表－5.2.4 左側面の解析結果

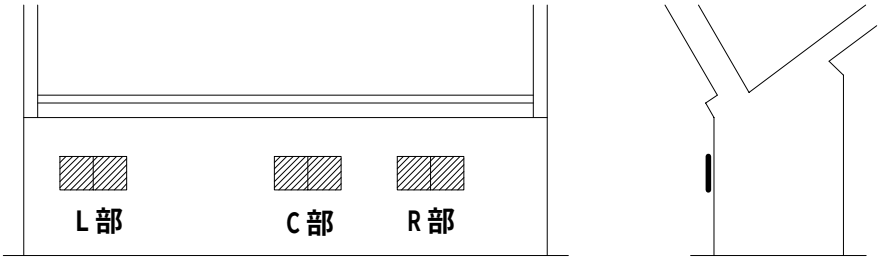
位置	鉄筋径	鉄筋ピッチ (mm)		位置	かぶり厚さ (mm)			
					ｺｱ実測値	測定値	差	比
横筋	D13	X1-X2	279	A 部	58.1	57.0	-1.1	-1.9%
				B 部	64.5	55.0	-9.5	-14.7%
縦筋	D13	Y1-Y2	120	C 部	43.9	45.0	1.1	2.5%
				D 部	44.8	43.0	-1.8	-4.0%

表－5.2.5 右側面の解析結果

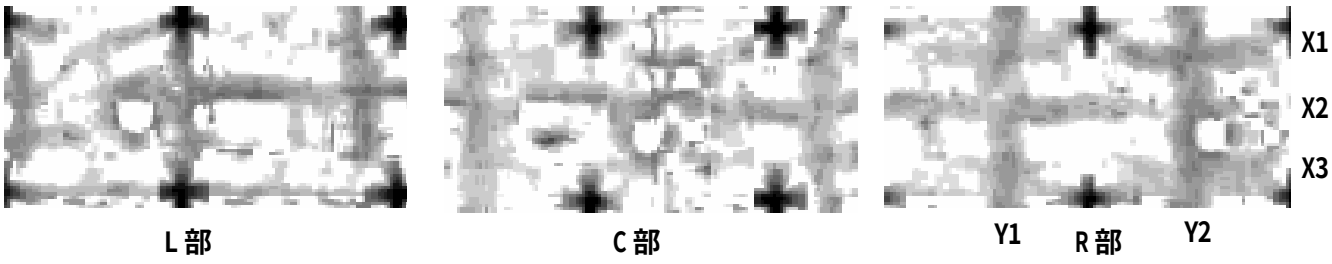
位置	鉄筋径	鉄筋ピッチ (mm)		位置	かぶり厚さ (mm)			
					ｺｱ実測値	測定値	差	比
横筋	D13	X3-X4	277	A 部	54.2	51.0	-3.2	-5.9%
				B 部	58.2	49.0	-9.2	-15.8%
縦筋	D13	Y3-Y4	125	C 部	38.2	43.0	4.8	12.6%
				D 部	40.6	40.0	-0.6	-1.5%

5.2.4 フーチングヘッド

測定は**図－5.2.10** に示すL 部、C 部、R 部の 3 箇所で行ない、その探査結果を**図－5.2.11** に、解析結果を**表－5.2.6** にそれぞれ示す。



図－5.2.10 測定位置



図－5.2.11 探査結果

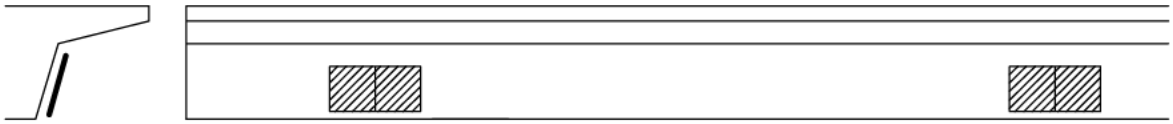
表-5.2.6 解析結果

位置	縦・横	鉄筋ピッチ（mm）	
R部	横筋	X1-X2	157
		X2-X3	186
	縦筋	Y1-Y2	531

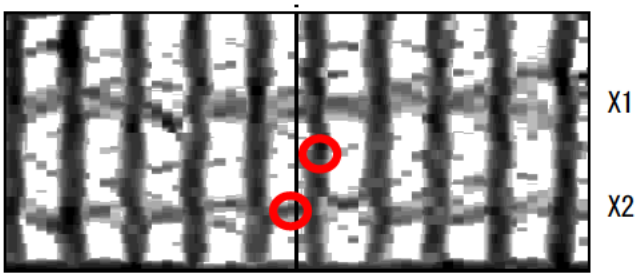
５．３　構造物Ｎの結果

5.3.1 桁側面

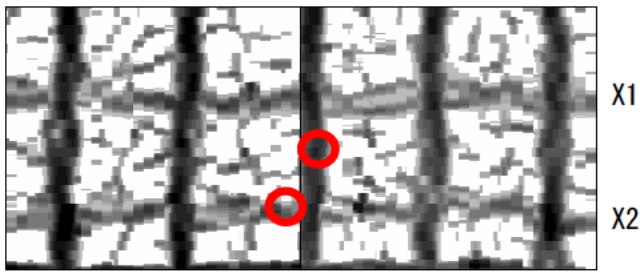
測定は図－5.3.1に示す桁側面の長手方向端部と桁中央部の2箇所を行ない、その探査結果を図－5.3.2、図－5.3.3に、解析結果を表－5.3.1、表－5.3.2にそれぞれ示す。



図－5.3.1 探査位置



図－5.3.2 桁端部の探査結果



図－5.3.3 桁中央部の探査結果

表－5.3.1 桁端部の解析結果

桁端部	鉄筋径	鉄筋ピッチ（mm）			かぶり厚さ（mm）			
	設計値	設計値	測定値		ｺｱ実測値	測定値	差	比
縦筋	D16	125	Y1-Y2	133	48.5	51	2.5	5%
横筋	D13	250	X1-X2	260	67.9	60	-7.9	-12%

表－5.3.2 桁中央部の解析結果

桁中央部	鉄筋径	鉄筋ピッチ（mm）			かぶり厚さ（mm）			
	設計値	設計値	測定値		ｺｱ実測値	測定値	差	比
縦筋	D16	250	Y3-Y4	265	50.2	50	-0.2	-0.4%
横筋	D13	250	X1-X2	260	66.6	57	-9.6	-14%

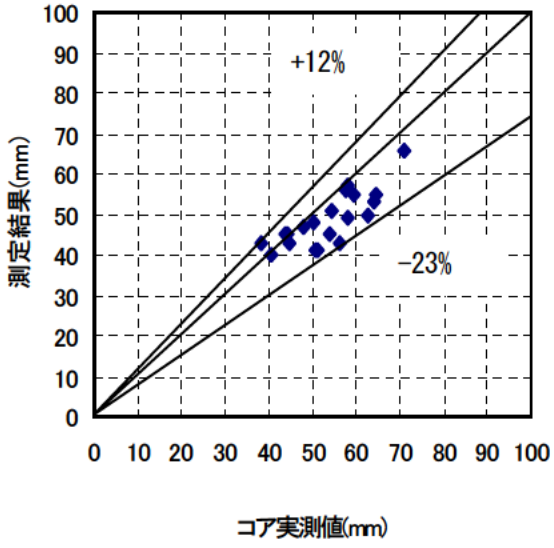
５．４　考察

5.4.1 かぶり厚さの測定精度

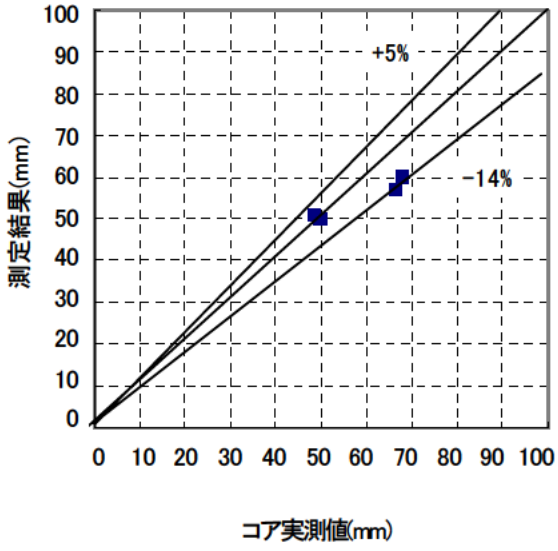
構造物 L～Q において、特に上部工でかぶり厚さの解析結果が得られた構造物M、Nについて精度をまとめた。結果を図－5.7.1、図－5.7.2 にそれぞれ示す。

コア抜きによるかぶり厚さの実測値と測定結果を比較すると、－23～＋12%の範囲で分布しており、かぶり厚さが大きくなるに従って誤差も大きくなる傾向が確認できる。

またかぶり厚さの推定が困難な場合でも鉄筋の配置状態は確認することができ、これに伴って配筋ピッチや本数などの設計図書との対比確認をすることは可能である。



図－5.4.1 構造物Mの測定精度



図－5.4.2 構造物Ｎの測定精度

5.4.2 誤差要因

電磁誘導法による探査では、かぶり厚さが深くなるに従って構造物表面から鉄筋までの間に存在する不純物（骨材に含有する鉄分など）の影響を若干受ける性質を持っており、かぶり厚さの誤差も大きくなることが考えられる。測定精度に影響を与える要因として注意が必要である。

5.4.3 まとめ

コンクリート構造物に埋設されている鉄筋の配筋状態、かぶり厚さ、鉄筋径を探査する方法として電磁誘導法を用いて実験を行なってきた。結論として、かぶり厚さが 100mm 前後となる範囲については、誤差の大きさの課題はあるものの適用できるものと考えられる。また、かぶり厚さが 100mm を超える範囲について、かぶり厚さの推定が困難な場合でも鉄筋の配筋ピッチや本数を確認することは可能である。

今後の課題として、精度向上のための装置改良には限界があるため、より信頼性の高い解析結果を得るための補正方法を検討する必要がある。

６章　パルス電磁力音響法によるかぶり厚の測定

6. 1　実験概要

パルス電磁力による鉄筋かぶり厚の測定には、図-6.1.1 に示すように鉄筋より発生した音響がセンサーに到達するまでの時間と、距離との関係より導き出すものとした[1)]。

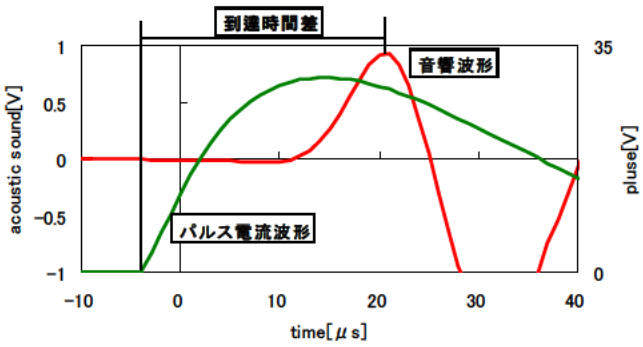


図-6.1.1 到達時間

予備実験として図-6.1.2 に示すテストブロックを作成し図中メッシュ部にて鉄筋より発生した音響の伝播経路を調査した。測定箇所は図に示すように、座標軸に置き換えて考えることとする。躯体はセメントペーストである。

鉄筋より発生した音響がコンクリート表面に伝播する経路は図-6.1.3 に示す２つの経路が考えられる。

１つはコンクリートのみを伝播して到達する経路（以降 経路①）、もう１つは鉄筋を経由して到達する経路である。（以降 経路②）

センサーに最短で到達する経路は部位によって、経路①と経路②の到達領域に分かれる。また、両経路が同時に到達する部位も存在する。計算で求めた経路分布を図-6.1.4 に示す。条件は作成したテストブロックと同様とした。

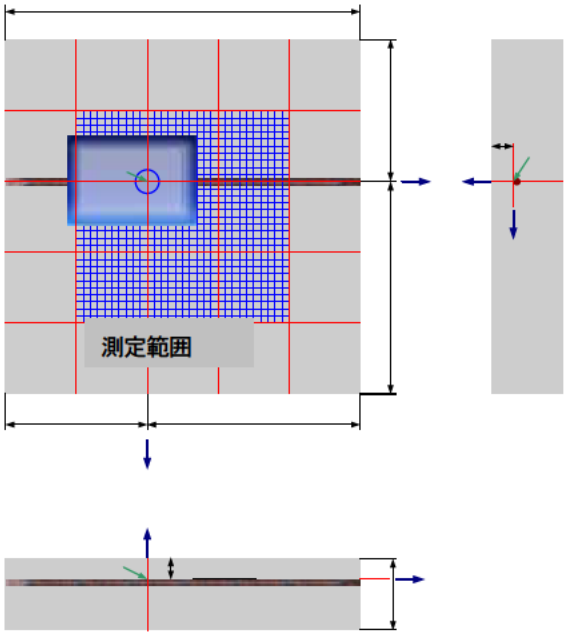


図-6.1.2 テストブロック外観

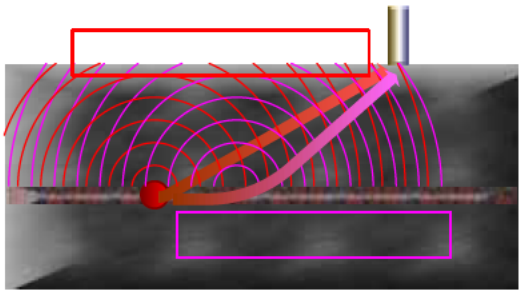


図-6.1.3 音響の伝播経路

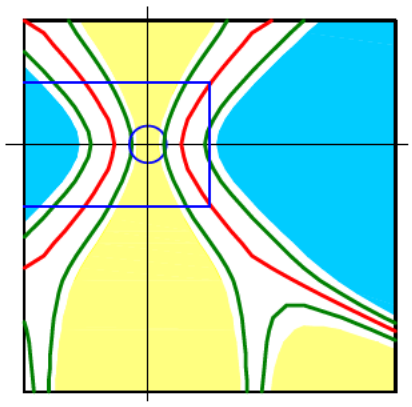


図-6.1.4 経路分布理論値

実際に測定した波形は到達後のピークが上向きのもの(図-6.1.5(a))、到達後のピークが下向きのもの(図-6.1.5(b))、読取り不可波形(図-6.1.5(c))の3種類が確認されそれぞれの分布は図-6.1.6に示すようになった。

図-6.1.4と図-6.1.6を比較し図-6.1.5(a)の波形は経路②、図-6.1.5(b)の波形は経路①での波形であると考えられる。

まず、経路①での到達時間より鉄筋かぶり深さを測定しようとした場合、鉄筋より発生する音源の位置は図-6.1.7に示すように鉄筋軸上に広がりを持ったものとして考えられる。したがって、鉄筋に対して垂直方向で採取した波形、すなわち経路①での到達時間よりかぶり深さを求めることは現状困難であると考えられる。

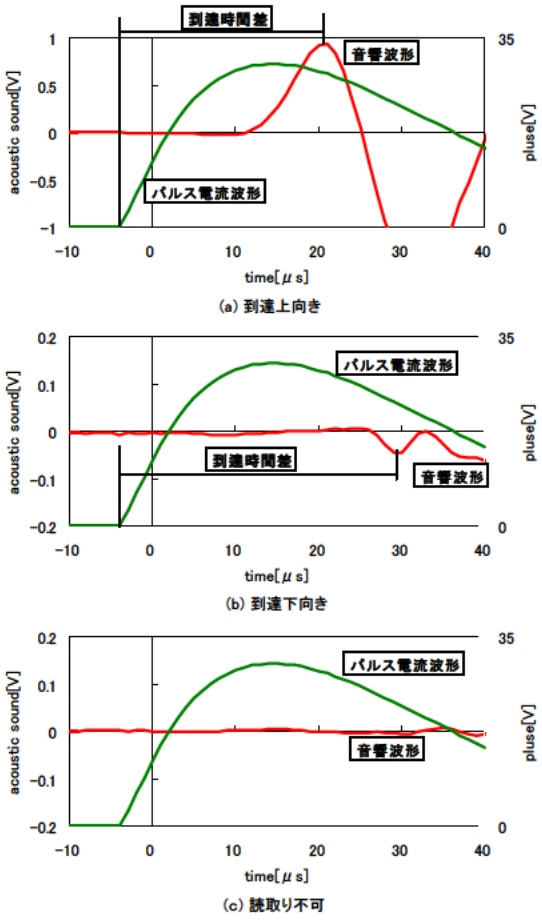


図-6.1.5 採取波形

そこで経路②での到達領域よりかぶり深さの算出を行うこととする。まず、図-6.1.8に示すように鉄筋軸上で考えたときに、経路②における到達時間 T_{yi} は式-6.1.1で表わされる。ここでセンサーに最短時間で到達するときの角度 θ は式-6.1.2で求められるように、コンクリート音速と鉄筋音速との比で表わされる。また、鉄筋軸上においてセンサーを移動させたときの到達時間と移動距離との関係は鉄筋の音速を表わしていることが分かる。

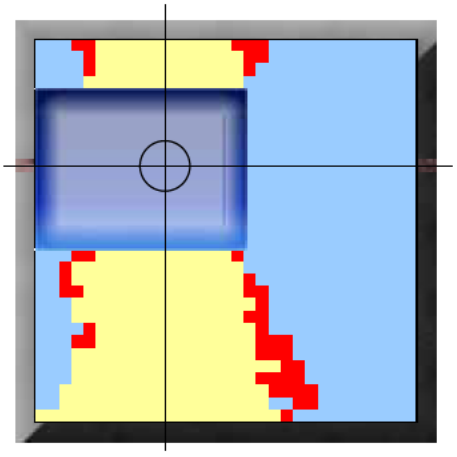


図-6.1.6 経路分布

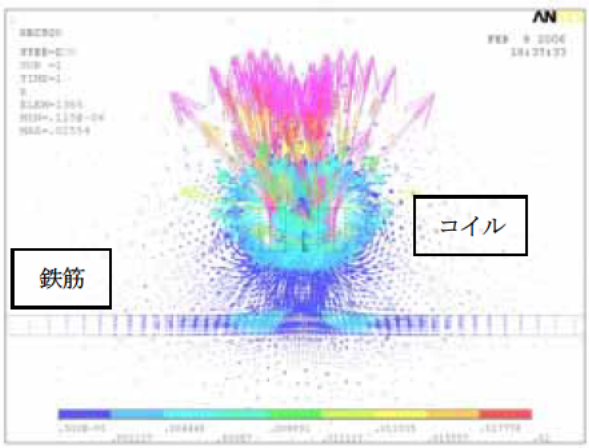


図-6.1.7 磁束分布

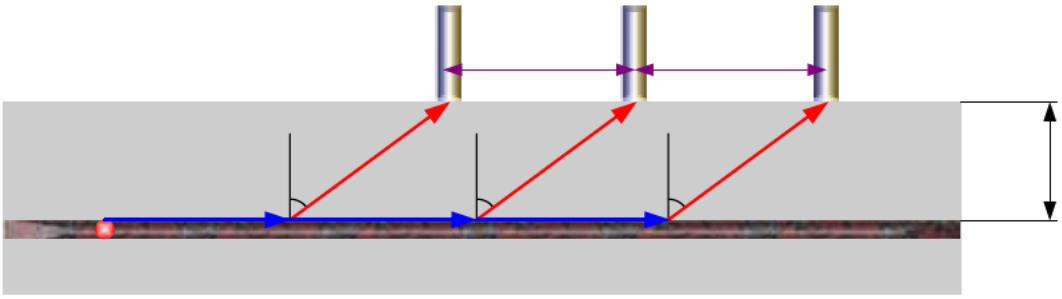


図-6.1.8 鉄筋軸上での音響到達イメージ

$$T_{yi}=\frac{Y_R}{V_R}+\frac{\sqrt{x^2+(z+r)^2}-r}{V_c}$$ ・・・式-6.1.1　Y_R：鉄筋通過長　r：鉄筋半径

$$\theta=\sin^{-1}(\frac{V_c}{V_R})$$ ・・・式-6.1.2　V_c：コンクリート縦波音速　V_R：鉄筋縦波音速

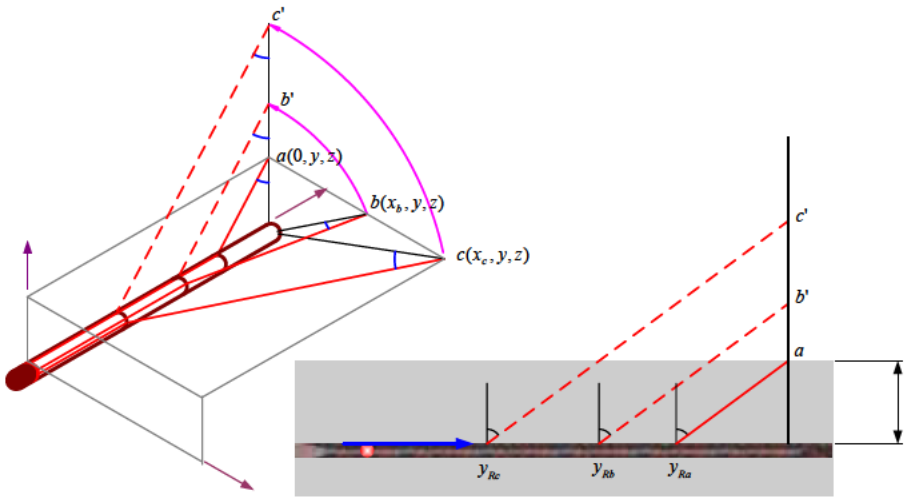


図-6.1.9 経路②到達イメージ

次に、図-6.1.9 に示すように a～c 点での経路②での到達は、鉄筋軸上に置き換えて考えられる。それぞれの到達時間差との関係式は一例として式-6.1.3 で表わされる。

$$\frac{T_c-T_b}{T_b-T_a}=\frac{\sqrt{x_c^2+D^2}-\sqrt{x_b^2+D^2}}{\sqrt{x_b^2+D^2}-\sqrt{x_a^2+D^2}}$$ ・・・式-6.1.3　$D=z+r$（かぶり＋鉄筋半径）

表-6.1.1 初期到達時間結果

到達時間(μs)			
x-position(mm)	y-position(mm)		
	150	170	190
0	34.65	38.08	41.86
50	40.09	43.69	47.08
70	43.39	46.95	51.02
100	49.49	52.58	56.79

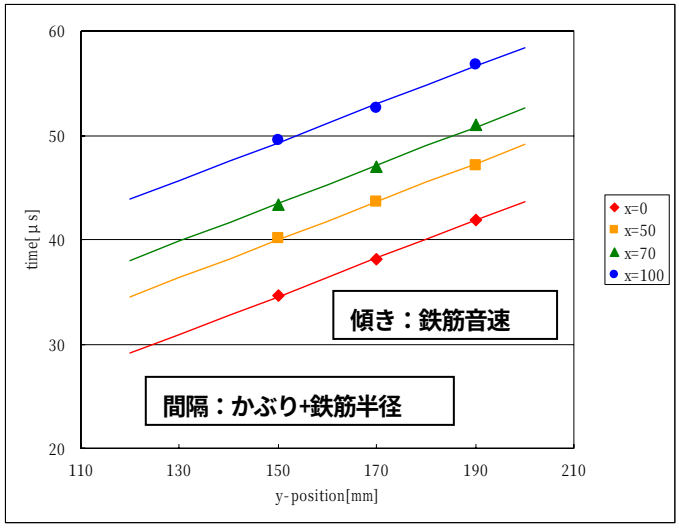


図-6.1.10 y 位置と到達時間との関係

測定点より 12 点をピックアップし読み取った初期到達時間を**表-6.1.1** で表わす。この値を y 軸の位置を基準とした到達時間との関係で表わすと**図-6.1.10** のグラフのようになる。このグラフでのそれぞれの近似曲線の傾きは鉄筋の音速を、各近似曲線間の間隔はかぶり深さと鉄筋半径の合計値(D 値)との関係を表わしている。

かぶり厚の算出は以下に示す手順にて行った。

① 測定点の決定・・・測定点(12 点程度)を決定。

② 到達時間の読取り・・・パルス電磁力音響法にて波形を採取しその初期到達時間を読み取る。

③ 到達時間の補正・・・x=一定としたときの近似曲線を求め、近似曲線より到達時間の補正を行う。また近似曲線より鉄筋中の音速が求められる。**(図-6.1.10)**

④ **式-6.1.3** 左辺の算出・・・③より各到達時間差を求め、到達時間差比をそれぞれ算出する。(例えば近似曲線を 4 本引いたときの組み合わせは 15 通りとなる)

⑤ **式-6.1.3** 右辺の算出・・・ ④で求めた各時間差比にもっとも近い D 値をそれぞれ算出しその平均値を求めそれを D 値とする。**(図-6.1.11)**

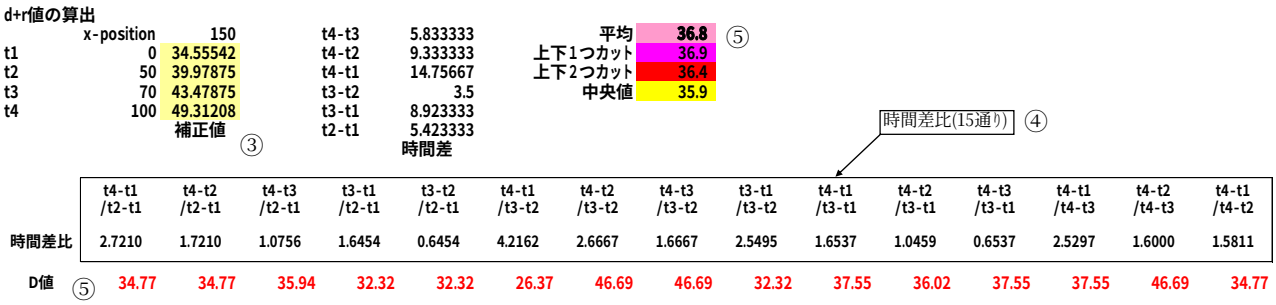


図-6.1.11 D 値算出手順

⑥コンクリート音速の算出・・・鉄筋音速、D 値が決定するので各ライン間の到達時間差よりそれぞれ最適なコンクリート音速を算出し(例えば近似曲線 4 本の場合は 6 通り)、その平均値をコンクリート中の音速とする。**（図-6.1.12）**

コンクリート音速算出

D値	d(z)=	36.82	mm				
鉄筋音速	Vr=	5493	m/s				
C縦波音速	Vc=	3589	m/s				
最短到達角度	θ =	0.71212	rad				
	y=	150					
	x =	0	50	70	100		average
	time	34.55542	39.97875	43.47875	49.31208		3589
	Z	36.82133333	62.09517363	79.09368235	106.5636457		
		13.55192989	22.85385573	29.11008215	39.22028143		
	Vc	3554	3587	3583	3638	3599	3575
	t2-t1	5.423	8.923	14.757	3.500	9.333	5.833
	x間隔	0-50	0-70	0-100	50-70	50-100	70-100

図-6.1.12 コンクリート平均音速算出手順

⑦ 鉄筋半径(かぶり)の算出・・・鉄筋音速、D 値、コンクリート音速が算出されるので、実際の到達時間より鉄筋半径を算出することができる。(ただし、初期到達の読取りにピークを使用していること、かぶり深さに応じて音源位置が変化することを考慮しなければならず、鉄筋半径の算出にはデータの蓄積が必要である。今回の算出にはかぶり深さに応じた音源位置補正の実験式を使用し、到達時間の読取り補正を行った。**（図-6.1.14）**(ただし補正値に代入するかぶり深さには D 値を代入せざるを得ず、あくまでもおよその値となる。) **（図-6.1.13）**

鉄筋半径算出

D値	d(z)=	36.82	mm					
鉄筋音速	Vr=	5493	m/s	かぶり深さ		36.82		
C縦波音速	Vc=	3589	m/s	y補正		17.99		
最短到達角度	θ =	0.71204	rad					
		補正						
y=	150	17.99	132.0062453					
読取り時間のずれ			0	50	70	100		
		time	34.55541667	39.97875	43.47875	49.31208333		
		補正	3.74	30.81541667	36.23875	39.73875	45.57208333	
				鉄筋半径				平均値
				4.66	4.22	4.63	4.44	4.49

かぶり厚に応じて音源の位置がずれる

図-6.1.13 鉄筋半径算出手順

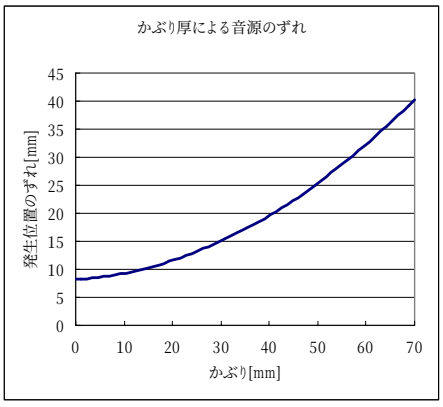


図-6.1.14 かぶり厚による音源のずれ

結果このテストブロックでの算出結果は

鉄筋音速　5483m/s
セメントペースト音速　3589m/s
D 値　36.82mm
鉄筋径　9mm(4.49×2)
かぶり厚　32.32mm

となった。

6. 2　構造物Qの結果

6.2.1　測定位置

構造物Q　パラペット上部

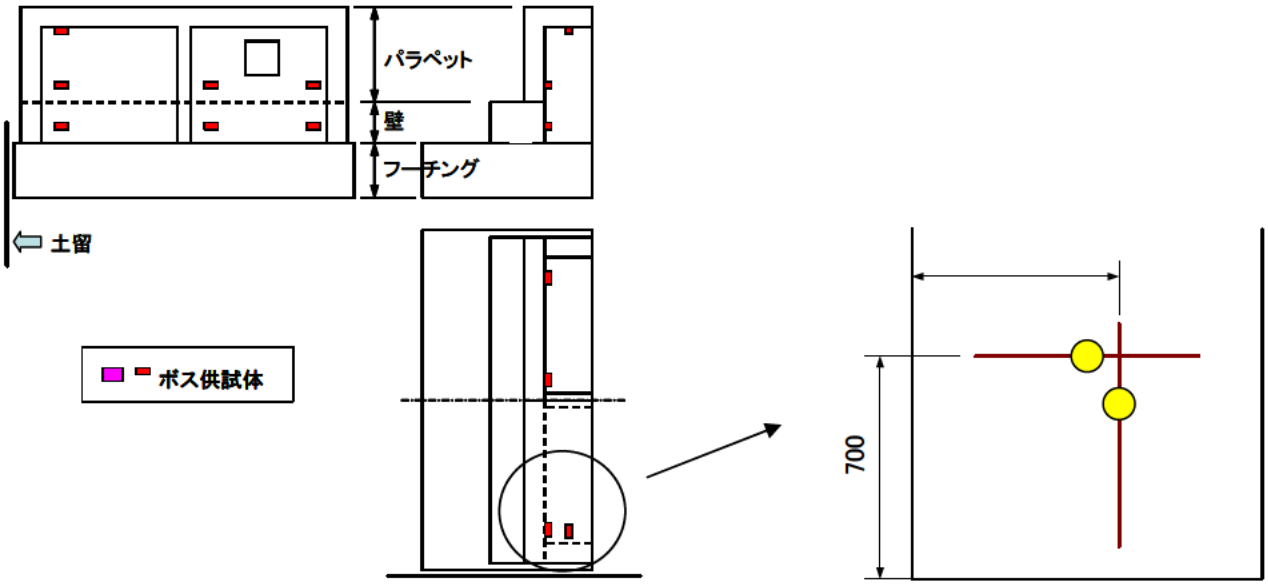


図-6.2.1 構造物Q測定位置図

6.2.2　測定結果

図-6.2.1に示す測定位置①，②について、先の6.1節の手順に従い、(x, y)=(0, 110～200)，(100, 110～200)，(150, 110～200)の測定点でデータを採取し、それぞれの点の初期到達値を図-6.2.2, 図-6.2.3に示す。このデータを基に算出した、D値及びかぶりは表-6.2.1, 表-6.2.2に示す結果となった。

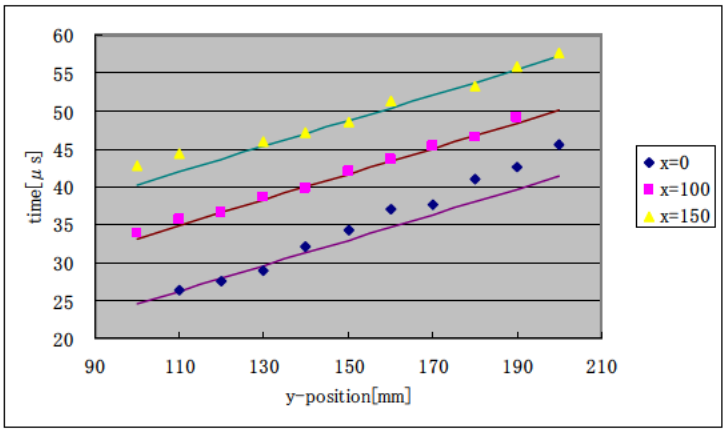


図-6.2.2 測定位置①初期到達時間

表-6.2.1 測定位置①かぶり算出結果

D値	65.7	mm
鉄筋音速	5920	m/s
コンクリート音速	4291	m/s
鉄筋半径	3.35	mm
鉄筋径*	10	mm
かぶり	62.35	mm

*鉄筋は異型鉄筋が入っているものと仮定しr×2値を切上げた鉄筋径とした。

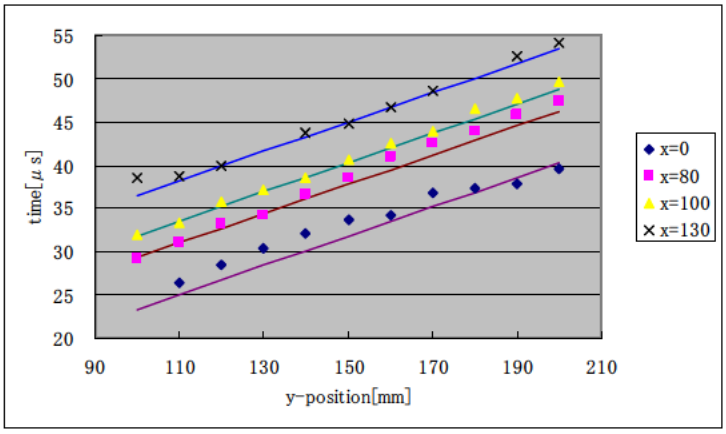


図-6.2.3 測定位置②初期到達時間

表-6.2.2 測定位置②かぶり算出結果

D値	69.8	mm
鉄筋音速	5920	m/s
コンクリート音速	4187	m/s
鉄筋半径	10.1	mm
鉄筋径*	22	mm
かぶり	59.7	mm

*鉄筋は異型鉄筋が入っているものと仮定し
r×2値を切上げた鉄筋径とした。

ここで、実験データと比べ現場に適用した場合、採取データのばらつきが大きくなるため、鉄筋音速を5920m/s として近似曲線をもとめ、D 値の計算を行った。

測定箇所①,②のかぶり実測値結果との比較を表-6.2.3 に示す。

表-6.2.3 かぶり実測値との比較

No.	パルス電磁測定(mm)		実測値(mm)	誤差(%)	
	D値	かぶり	かぶり	D値	かぶり
①	65.7	62.4	75.2	12.6	17.1
②	69.8	59.7	61.1	14.2	2.3

①の場合、鉄筋径設計値 D19 に対して、算出結果は 10mm となった。D 値より設計鉄筋径を用いて算出したかぶりは、56.2mm となり誤差はさらに大きくなる。

②についてはおおむね実測値と合致している値となっている。

6. 3 構造物Nの結果

6.3.1 測定位置

構造物N　高架橋

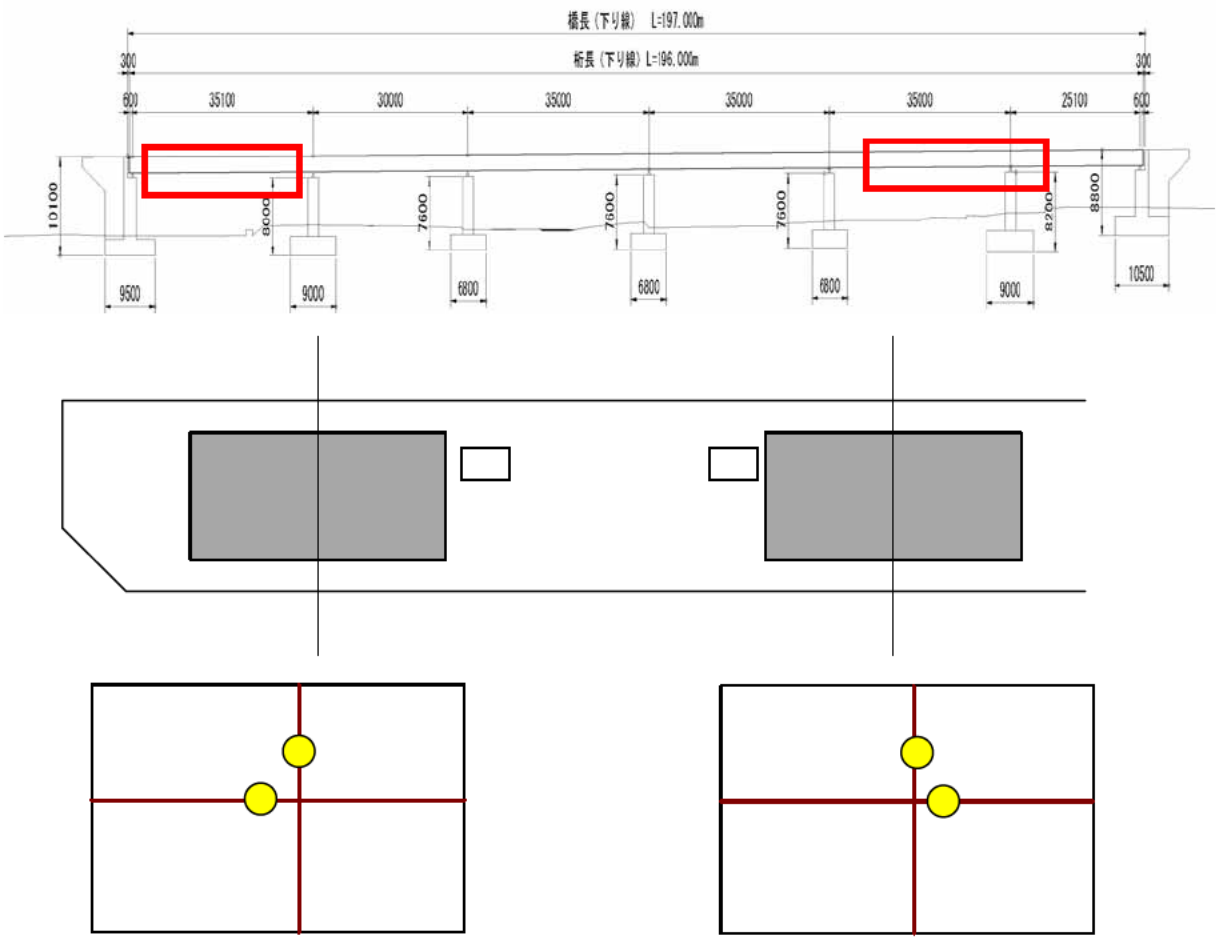


図-6.3.1 構造物N測定位置図

6.3.2 測定結果

図-6.3.1に示す測定位置①～④について、先の6.1節の手順に従い、(x, y)=(0, 110～200），(70, 110～200），(100, 110～200)，(130, 110～200)の測定点でデータを採取し、それぞれの点の初期到達値を**図-6.3.2～5**に示す。このデータを基に算出した、D値及びかぶりは**表-6.3.1～4**に示す結果となった。

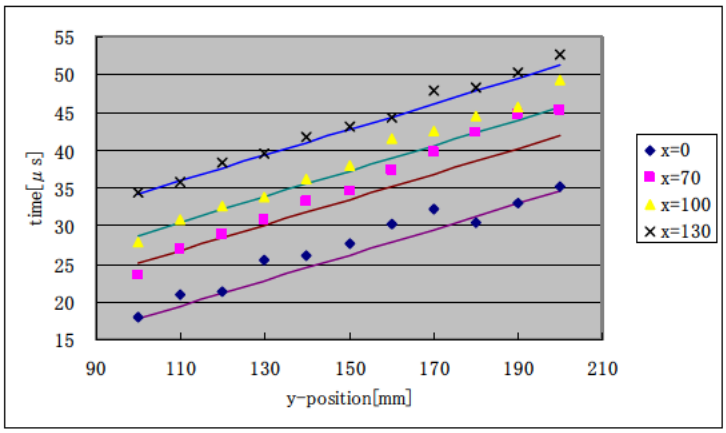


図-6.3.2 測定位置①初期到達時間

表-6.3.1 測定位置①かぶり算出結果

D値	51.6	mm
鉄筋音速	5920	m/s
コンクリート音速	4024	m/s
鉄筋半径	8	mm
鉄筋径*	16	mm
かぶり	43.6	mm

*鉄筋径は計算上算出されなかった為、
設計値を入力

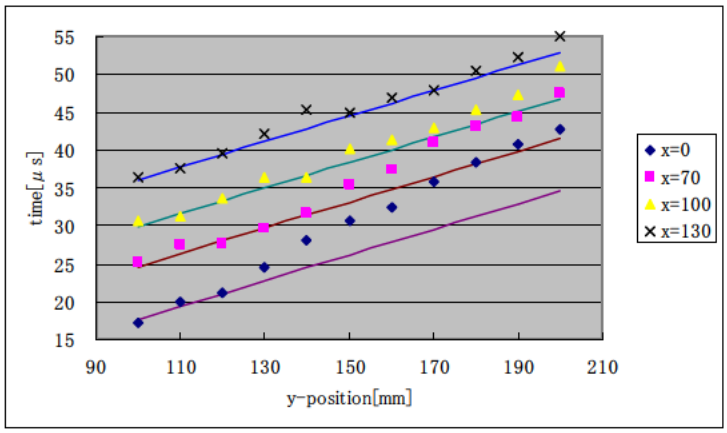


図-6.3.3 測定位置②初期到達時間

表-6.3.2 測定位置②かぶり算出結果

D値	66.2	mm
鉄筋音速	5920	m/s
コンクリート音速	4018	m/s
鉄筋半径	7.5	mm
鉄筋径*	13	mm
かぶり	58.7	mm

*鉄筋径は計算上算出されなかった為、
設計値を入力

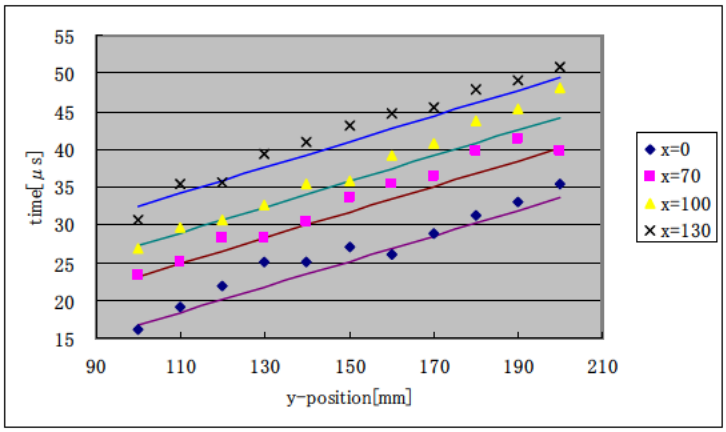


図-6.3.4 測定位置③初期到達時間

表-6.3.3 測定位置③かぶり算出結果

D値	51.0	mm
鉄筋音速	5920	m/s
コンクリート音速	4095	m/s
鉄筋半径	8	mm
鉄筋径*	16	mm
かぶり	43.0	mm

*鉄筋径は計算上算出されなかった為、
設計値を入力

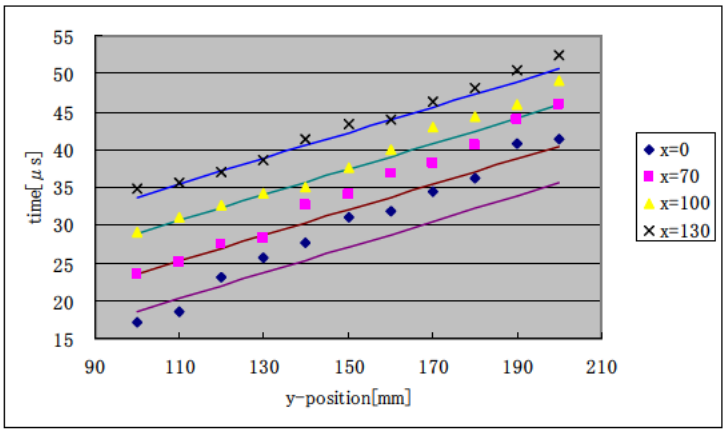


図-6.3.5 測定位置④初期到達時間

表-6.3.4 測定位置④かぶり算出結果

D値	66.7	mm
鉄筋音速	5920	m/s
コンクリート音速	3892	m/s
鉄筋半径	7.5	mm
鉄筋径*	15	mm
かぶり	59.2	mm

*鉄筋径は計算上算出されなかった為、設計値を入力

測定値のばらつきが大きい為、鉄筋音速を 5920m/s に固定し D 値の算出を行った。特に鉄筋上では遠方になるにしたがって、到達が遅くなる傾向が認められた。

それぞれの鉄筋のかぶり実測値との比較を表-6.3.5 に示す。

表-6.3.5 かぶり実測値との比較

No.	パルス電磁測定(mm)		実測値(mm)	誤差(%)	
	D値	かぶり	かぶり	D値	かぶり
①	51.6	43.6	67.9	24.0	35.8
②	66.2	58.7	48.5	36.5	21.0
③	51.0	43.0	50.2	1.6	14.3
④	66.7	59.2	66.6	0.2	11.1

ここでの測定の場合は測定値間のばらつきが大きく、算出したかぶりも誤差の大きいものとなっている。また、到達時間が理論値よりも遅れて到達する傾向にありかぶりを算出する際の誤差要因となっていることが考えられる。

6. 4　構造物Ｌの結果

6.4.1　測定位置

構造物Ｌ　P36、P37 橋脚柱

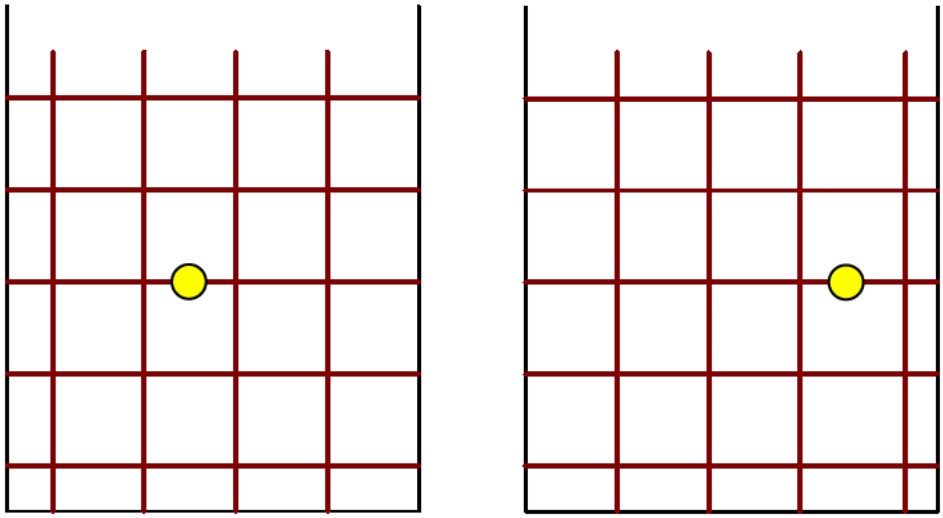


図-6.4.1 構造物Ｌ測定位置図

6.4.2　測定結果

図-6.4.1 に示す測定位置①～②について、先の 6.1 節の手順に従い、(x, y)=(0, 110～200)，(70, 110～200)，(100, 110～200)，(130, 110～200)の測定点でデータを採取し、それぞれの点の初期到達値を図-6.4.2, 図-6.4.3 に示す。このデータを基に算出した、D 値及びかぶりは表-6.4.1, 表-6.4.2 に示す結果となった。

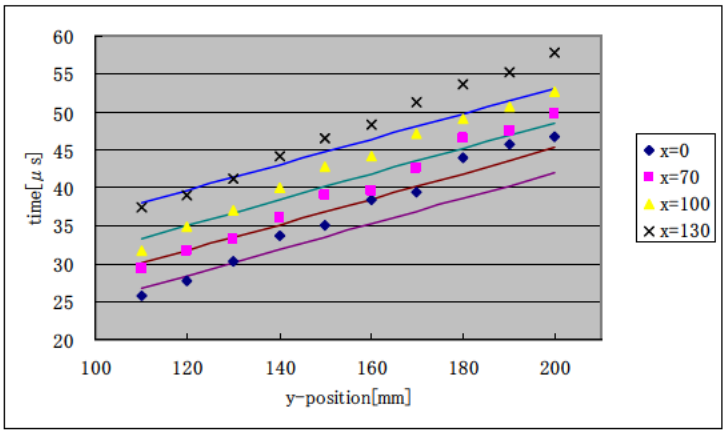


図-6.4.2 測定位置①初期到達時間

表-6.4.1 測定位置①かぶり算出結果

D値	31.5	mm
鉄筋音速	5920	m/s
コンクリート音速	4839	m/s
鉄筋半径	8	mm
鉄筋径*	16	mm
かぶり	23.5	mm

*鉄筋径は計算上算出されなかった為、設計値を入力

①

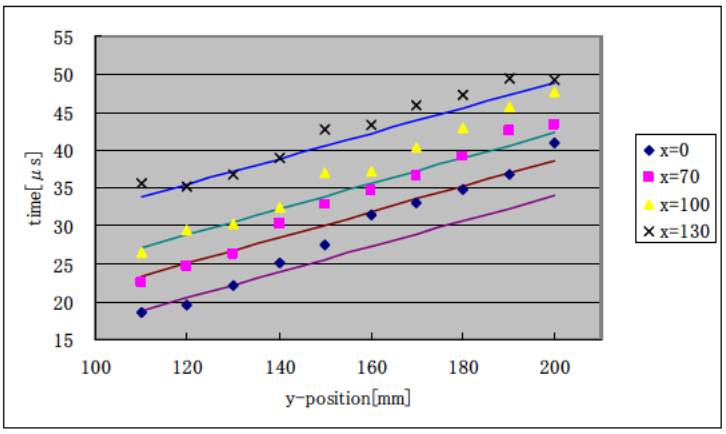


図-6.4.3 測定位置②初期到達時間

表-6.4.2 測定位置②かぶり算出結果

D値	17.2	mm
鉄筋音速	5920	m/s
コンクリート音速	4569	m/s
鉄筋半径	8	mm
鉄筋径*	16	mm
かぶり	9.2	mm

*鉄筋径は計算上算出されなかった為、設計値を入力

それぞれの鉄筋のかぶり実測値との比較を表-6.4.3 に示す。

表-6.4.3 かぶり実測値との比較

No.	パルス電磁測定(mm)		実測値(mm)	誤差(%)	
	D値	かぶり	かぶり	D値	かぶり
①	31.5	23.5	115.0	72.6	79.6
②	17.2	9.2	129.0	86.7	92.9

①の実測かぶり厚は 115mm、②の実測かぶり厚は 129mm であった、算出したかぶりは 10～25mm となり、大幅にかけ離れた値となった。かぶりの算出値は 10～25mm であったが、採取した波形の波高値はかぶり 30mm の時の採取波形と比較して 1/15～1/20 まで減少するため、おそらく鉄筋に十分なパルスエネルギーを与えられていないものと思われる。また、算出したかぶりがコンクリート表層付近であることから、採取波形はコイルより発生された微小な音響信号を受信していた可能性が考えられる。

6．5　結果比較

測定したかぶりと実測値との誤差は**図-6.5.1** に示すようになった。このうち、鉄筋からの音響を捉えていないと思われる、構造物Ｌのデータを除いた結果を**図-6.5.2** に示す。加えて誤差を寸法で示したものを**図-6.5.3** に示す。

パルス電磁法よりコンクリートかぶり厚さを算出する場合、現状の装置構成より算出されるかぶりは60㎜前後までと考えられる。60㎜を超えたあたりで極端に鉄筋より発生した初期到達音響を捉えることが困難になってきていることから、装置励磁コイルの増強を行っていかなければならないと考える。

また、60㎜以下の領域においても誤差で20㎜、10%程度の誤差が認められた。今回の測定では、コイル位置を１箇所に固定して測定した為に、骨材など測定点での影響を受けやすくなると考えられることから、コイル位置を複数箇所に設置して波形を採取することによりばらつきを平均化するような測定手法に変えていくべきであると考える。

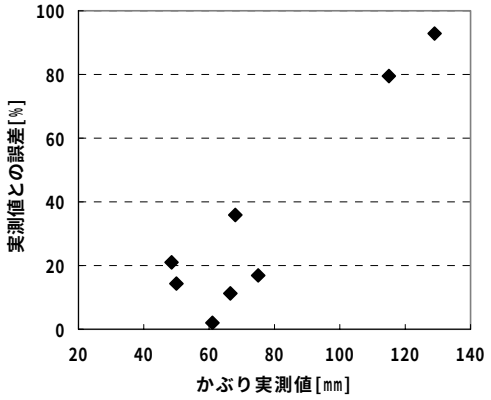


図-6.5.1 実測値との誤差

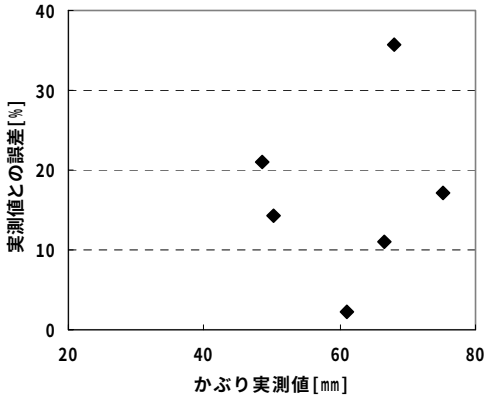


図-6.5.2 実測値との誤差(Q,N)

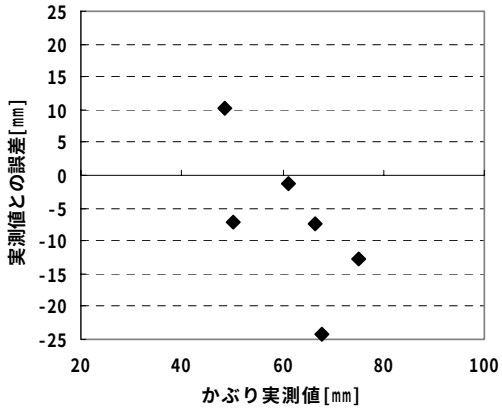


図-6.5.3 実測値との寸法誤差(Q,N)

【参考文献】

1)　高鍋雅則・長岡康之・橋本光男・三田紀行　：パルス電磁力音響法を用いた鉄筋かぶり深さの検討，日本非破壊検査協会第９回表面探傷シンポジウム講演論文集，pp155～158，(2006.2)

7章　超音波法

7．1　実験概要

コンクリート内部の音速分布を推定することによる強度推定、緻密性の評価を、5 つの実構造物によって行なった。緻密性の評価は、これまではφ100mm の標準コアを採取し、半径方向の音速を測定し、そのあと 10mm 程度の厚さに輪切りにし、吸水率または細孔量を測定し、推定した音速分布と比較することによって行なってきた。今回は、凍結融解抵抗性の評価に用いられている空気量、気泡間隔係数との関係について検討した。

測定した構造物は、4 箇所が橋台・橋脚の下部工（フーチング、柱・壁、パラペット）、2 箇所は上部工（主桁）である。使用されたコンクリートは、セメントが 3 種類、呼び強度は 24～36 である。養生は水中または散水であり、養生期間は 1 日から 1 月程度である。これら各種条件の構造物について測定した結果を報告する。

7．2　実験方法

実験を行なった構造物は 5 種類である。測定した部材の養生、測定位置、強度評価方法（円柱供試体以外）は、**表-7.2.1** のとおりである。

超音波伝搬時間の測定は表面走査法であり、探触子間隔は 300mm までは 50mm ずつ広げ、1000mm までは 100mm ずつ広げていった。測線は、鉄筋の影響を避けるために斜めに設けた。

強度推定するための換算式は次の 2 つの方法で求めた。

① それぞれ測定する位置でコンクリートを打設するときに試料を採取して円柱供試体を作製し、封緘養生したものを材齢 7 日、28 日、91 日で透過法によって音速を測定したあと、強度試験を行い、音速と強度の関係を換算式とした。

② 実際に構造体コンクリートの検査を想定し、測定位置と異なる位置で試料を採取し、①と同様に換算式を求めた。

強度推定結果を評価するために、φ100mm またはφ70mm の標準コア、φ25mm 小径コア、ボス供試体、または封緘養生した円柱供試体の強度試験結果を用いた。コンクリート内部の音速分布推定結果の評価は、φ100mm またはφ70mm の標準コアの半径方向を透過法により、表面から 10mm ずつ測定した。

緻密性を評価するためにφ50mm コアを採取し、気泡、吸水率を測定した。測定方法は、すでに文献 1)に示してあるとおり、気泡の測定は、ASTM C 457 に準拠したリニアトラバース法により、画像解析することにより自動的に求められる装置を用いた。気泡測定後、粗骨材量と吸水率を測定した。粗骨材量は、気泡測定面の粗骨材断面積から求めた。吸水率は、48 時間以上吸水させ表乾質量、水中重量を測定、そのあと 105℃の乾燥炉で 48 時間以上乾燥させ、絶乾質量を測定して求めた。

コア採取（空気量、気泡間隔係数、吸水率測定）位置付近の音速を求めることにより、両者の関係について検討した。緻密性の評価を行なったのは、構造物 L のフーチング（BB27）、M のフーチングヘッド（H36）、P のフーチング（BB24）と、2 年前に作製したボックス供試体の頂版（N30）である 2)。

表-7.2.1　測定した構造物・部材の養生、測定位置、評価方法

構造物	部材	数量	養生方法 養生日数	測定位置・箇所数 測定面	測定位置	箇所数	強度評価方法 （円柱供試体以外）	緻密性 評価
L	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	3(F1～F3)	水中約 1月	F1～3	1面Nの上中下段	各3	標準･小径ｺｱ、ボス供試体	F2
				F1	3面E,S,Wの中段	各3	標準･小径ｺｱ、ボス供試体	―
	柱	3(C1～C3)	散水約 1月	C1～3	上下2箇所ずつ	各4	小径ｺｱ、ボス供試体	―
M	ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍｯﾄﾞ	1	湿布 14日	中段	左L、中C、右R	3	標準･小径ｺｱ、ボス供試体	○
	垂直材	1	湿布 14日	下段	左L、中C、右R	3	小径ｺｱ、ボス供試体	―
	主桁	1	端面脱型　1日 側面脱型　3日	端面	左L、中C、右R	3	小径ｺｱ、ボス供試体	―
				両側面	中央、垂直材上	4	小径ｺｱ	―
N	主桁	2(B1,B2)	端面脱型　1日 側面脱型 10日	B1側面	中央、端部	2	小径ｺｱ	―
				B2側面	桁長の1/3ずつ	3	―	―
				B2端面	左L、中C、右R	3	小径ｺｱ、ボス供試体	―
P	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	1	湿布 7日	側面	4面N,E,S,W	4	標準･小径ｺｱ、ボス供試体	○
Q	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	1	湿布 7日	側面中段	左L、中C、右R	3	標準･小径ｺｱ、ボス供試体	―
	壁	1	湿布 7日	側面中段	左L、中C、右R	3	標準･小径ｺｱ、ボス供試体	―
	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	1	湿布 14日	側面下段	左L、中C、右R	3	標準･小径ｺｱ、ボス供試体	―
				頂版	上下面	2	上面小径ｺｱ	―

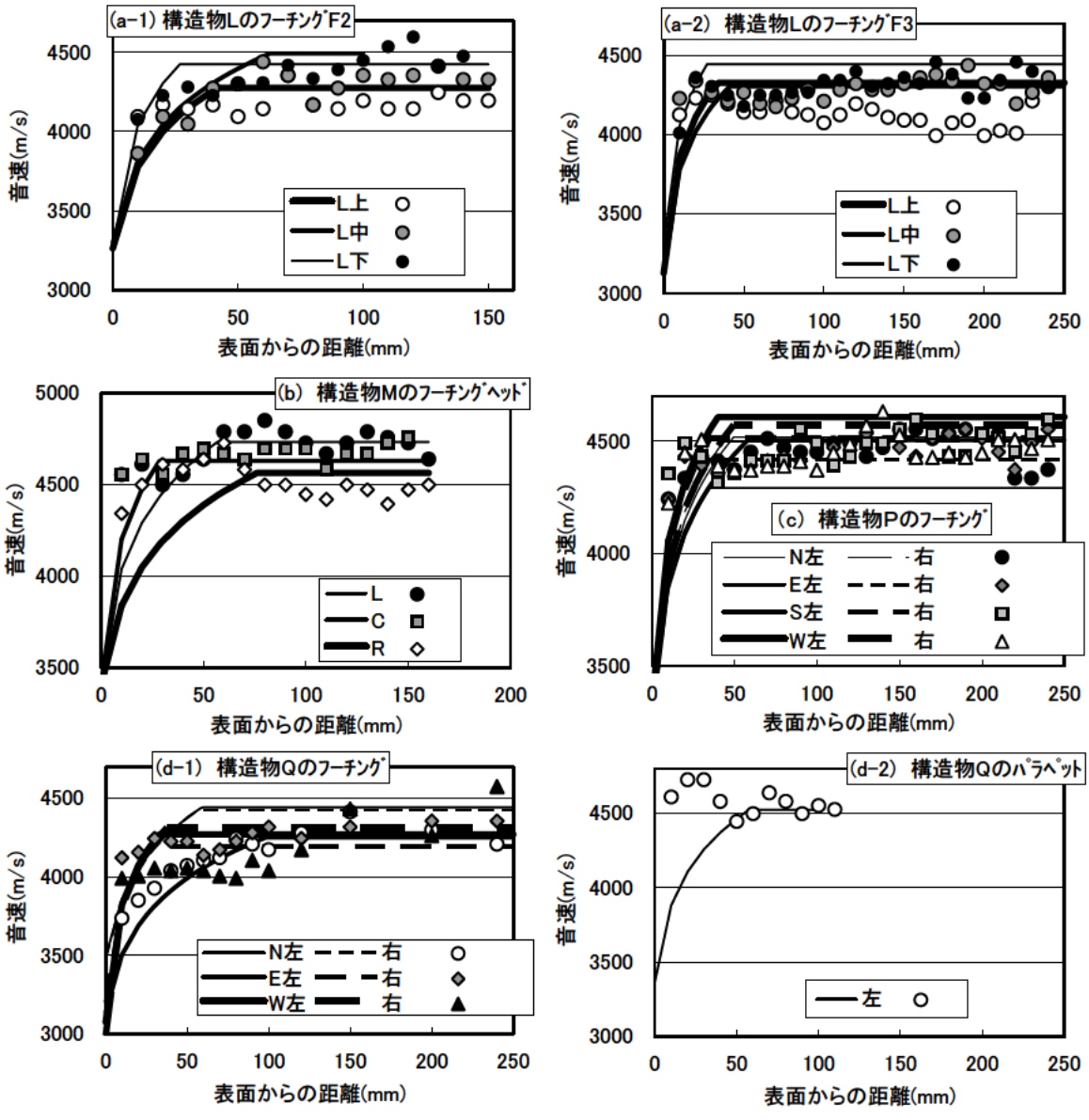


図-7.3.1　コアの音速と構造体コンクリートの推定した音速分布

７．３　音速分布測定結果

標準コアが採取できた位置の音速分布測定結果と、コアの音速測定結果は図-7.3.1 のとおり、両者はほぼ一致しており、コンクリート内部の音速をほぼ推定できている。

７．４　強度推定結果

7.4.1　換算式

強度推定するための換算式を求めるために、円柱供試体の音速と強度の関係を求めた結果の一例を図-7.4.1 に示す。図には、ロットごとに水中、封かん、気乾養生したときの結果、および実際の検査に用いる換算式を試験練りの時などに求めることを想定して、事前に円柱供試体を作製し封かん養生したものの結果も示している。音速は、含水率が高いほど速くなるといわれており、今回の結果もそのような傾向を示している。事前に作製したものは、封かん養生のほぼ上限値を示している。これらの結果のうち、封かん養生の結果を指数関数によって回帰し、換算式を求めた。

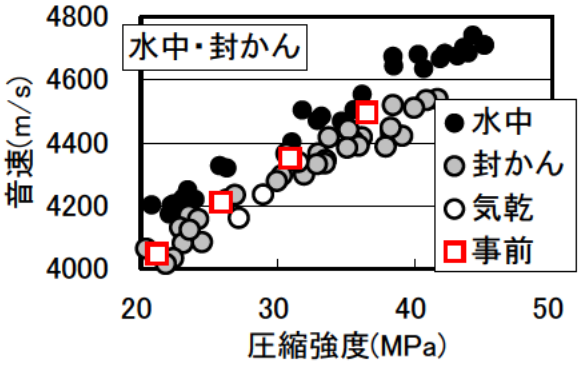
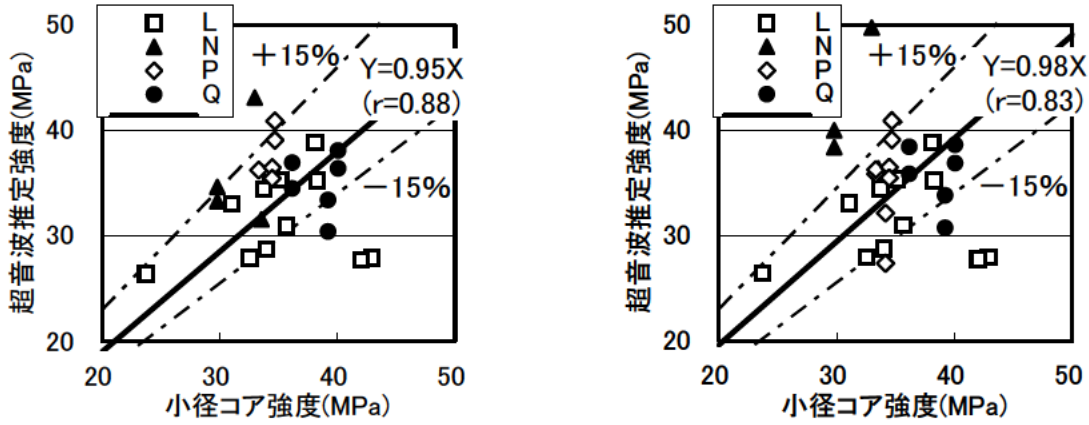


図-7.4.1　音速と強度の関係
（構造物Ｌのフーチング(BB27)）

7.4.2　強度推定結果

強度推定結果は、図-7.4.2 のとおりであった。ほとんどの位置で小径コアを採取したので、小径コア強度と推定強度の関係で示している。(a)図は、ロットごとの換算式によって推定した結果、(b)図は、事前に求めた換算式によって推定した結果である。図中には、回帰結果および小径コア強度の±15%の範囲も示している。



(a)　ロットごとの換算式による推定結果　　(b)　事前に求めた換算式による推定結果

図-7.4.2　強度推定結果

推定結果は、小径コア強度とほぼ 1：1 の関係にあること、多くの結果は±15%の範囲に入っており、提案している超音波法による強度推定はほぼ可能である。ただし、一部の結果は、小径コア強度に対してかなり大きいものや小さいものがあり、原因などの検討が必要である。

(a)図と(b)図を比較するとわかるとおり、換算式がロットごとの場合と、事前に求めた場合の結果に大きな違いはない。バラツキの小さいコンクリートであれば、事前に求めた換算式を使って強度推定することは可能である。

７．５　緻密性評価結果

図-7.5.1～7.5.3 の(a)に表面からの距離と空気量、気泡間隔係数、吸水率の関係を示す。表面から 20mm 程度は粗骨材の分布に大きく影響されるため、空気量、気泡間隔係数はペースト量当たりの結果である。空気量、吸水率は表層が大きくなっており緻密性に劣っている。気泡間隔係数は、配合、養生の違いにより、L、M は P より小さい。

音速と空気量、気泡間隔係数、吸水率の関係を図-7.5.1～7.5.3 の(b)に示す。図-7.5.3(b)の吸水率と音速の関係は、これまでの結果と同様に、表面近くの音速が遅い部分は吸水率が大きく、内部ほど音速が速くなり吸水率が小さくなっている。

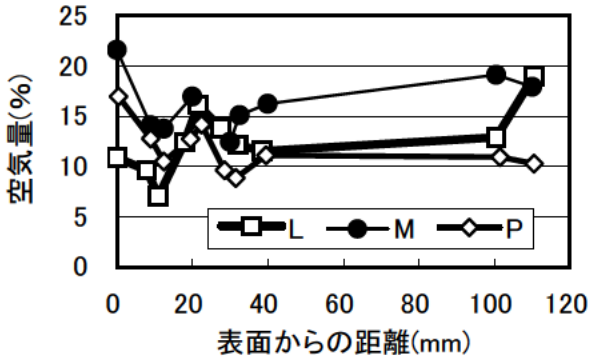
空気量と気泡間隔係数はやや複雑な挙動をしており、モルタル分の多い表面から 20mm 程度とそれより内部では異なった傾向を示している。図-7.5.2(a)の構造物 L の結果が明確であり、モルタルの多い表面近傍は気泡間隔係数が小さく、表面から 20mm 程度で最大になり、それより内部は低下している。(b)の音速との関係は、最大値より内部の結果を実線で結んでおり、音速が速くなると気泡間隔係数は下がる傾向がある。吸水率が一定になるときの音速とほぼ同じ音速の時、空気量、気泡間隔係数もほぼ一定になっている。音速分布を推定することにより凍結融解抵抗性を推定できる可能性があるものと考えられる。

７．６　まとめ

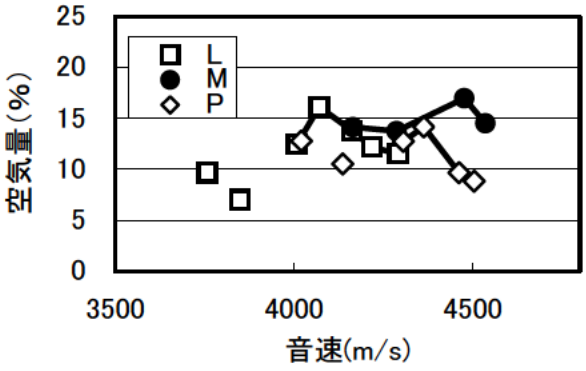
コンクリート構造物の強度、緻密性を、コンクリート内部の音速分布を求める方法により推定することを試みた。強度は±15%程度で推定できることがわかった。音速分布は、凍結融解抵抗性の評価指標である空気量、気泡間隔係数のコンクリート内部の変化とも関係があり、この方法により凍結融解抵抗性を評価できる可能性があることがわかった。

【参考文献】

1) 森濱ほか:非破壊･局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究 共通 その 9 05 年度に実施した 5 構造物の物性試験結果、日本非破壊検査協会平成 18 年度春季大会講演概要集、pp.41-44, 2006.5
2) 土木研究所、日本非破壊検査協会ほか：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(3)、第 309 号、第VI部ボックス供試体、2005.1

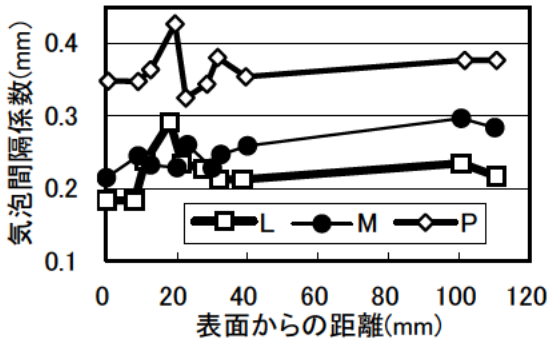


(a)　表面からの距離と空気量の関係

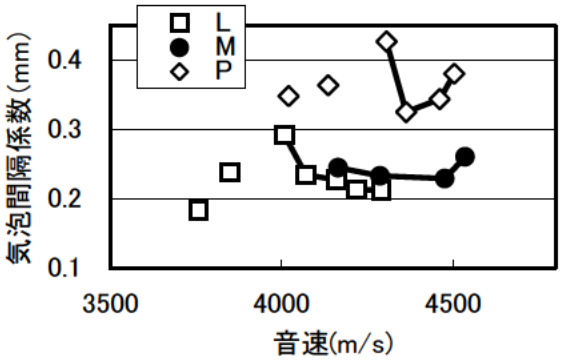


(b)　音速と空気量の関係

図-7.5.1　空気量

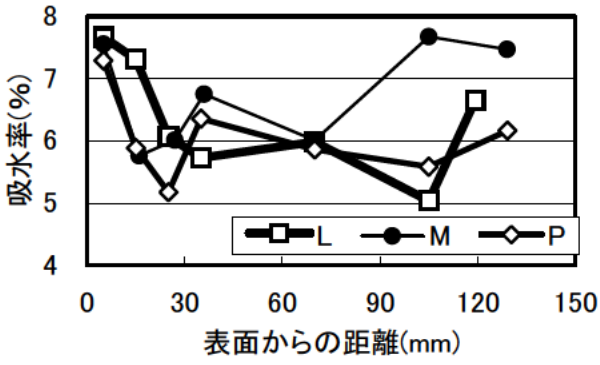


(a)　表面からの距離と気泡間隔係数の関係

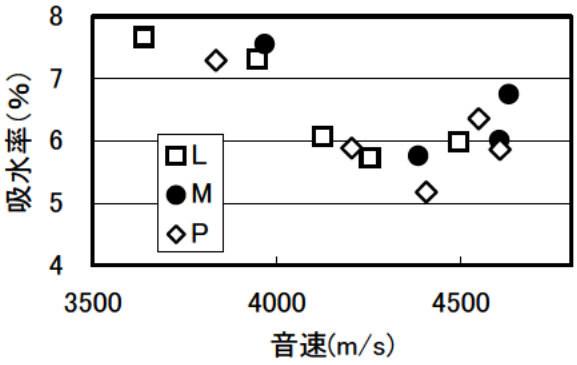


(b)　音速と気泡間隔係数の関係

図-7.5.2　気泡間隔係数



(a)　表面からの距離と吸水率の関係



(b)　音速と吸水率の関係

図-7.5.3　吸水率

８章　衝撃弾性波法（iTECS 法）

８．１ 実験概要

表－8.1.1 実験を実施した構造物，測定内容

構造物		測定部材		コンクリート種類	測定内容
L	橋脚	P35	フーチング	27-8-20BB	圧縮強度，ひび割れ深さ
			柱上段	30-8-20N	圧縮強度
			柱下段	30-8-20N	圧縮強度
		P36	フーチング	27-8-20BB	圧縮強度
			柱上段	30-8-20N	圧縮強度
			柱下段	30-8-20N	圧縮強度
		P37	フーチング	27-8-20BB	圧縮強度
			柱上段	30-8-20N	圧縮強度
			柱下段	30-8-20N	圧縮強度
M	π型ラーメン橋	フーチングヘッド		36-12-20H	圧縮強度
		垂直材		36-12-20H	圧縮強度
		主桁（PCホロー桁）		36-12-20H	圧縮強度
N	PCホロースラブ橋	主桁（PCホロー桁）1：B1		36-8-20H	圧縮強度，内部状況
		主桁（PCホロー桁）2：B2		36-8-20H	圧縮強度
P	橋脚	フーチング		24-8-20BB	圧縮強度，内部状況
Q	橋台	フーチング		27-8-20BB	圧縮強度
		竪壁		27-8-20BB	圧縮強度，内部状況
		パラペット		27-8-20BB	圧縮強度

実験を実施した構造物の概要を**表－8.1.1** に示す。測定内容は全部材について圧縮強度を推定した。また，ひび割れが目視で確認された 1 部材に対してひび割れ深さを測定し，さらに，3 部材に対しては弾性波の反射深さの測定によるコンクリート内部状況の推定を行った。

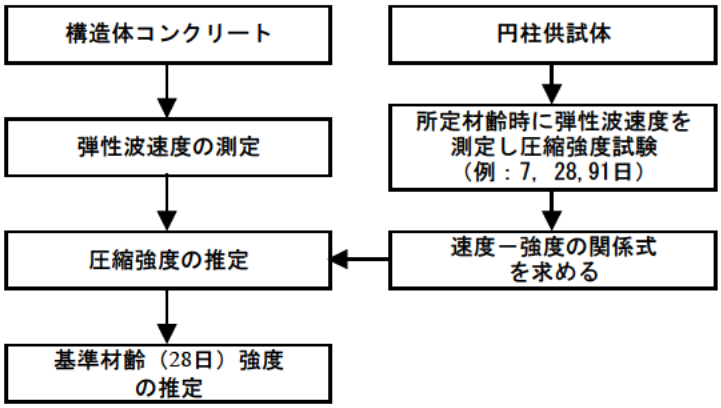
圧縮強度の推定については，これまでの研究により測定手順が確立されており，実構造物の適用に問題が無いかを確認することを目的として実施した。ひび割れ深さの測定については，これまでの供試体での実験等により測定原理が確立されており，実構造物での適用の可能性について検討することを目的として実施した。コンクリート内部状況の推定については，これまでの実験により，本法では弾性波の反射位置を短時間で精度良く測定できることが確認されている。この成果を新設構造物の検査において，どの様に適用することが有効であるか，検討することを目的として実施した。

８．２ コンクリートの圧縮強度推定実験

8.2.1 圧縮強度推定方法

推定手順を**図－8.2.1** に示す。本測定は，①コンクリート中を伝搬する弾性波の速度は，ポアソン比，密度が一定であれば，弾性係数の平方根に比例すること，②弾性係数とコンクリートの圧縮強度には正の相関関係があること，①，②より，弾性波速度と圧縮強度には正の相関関係があることから，両者の関係式を換算式として，構造物自体のコンクリート（構造体コンクリートと呼ぶ）で測定した弾性波速度から圧縮強度を推定するものである。

弾性波速度と圧縮強度の関係式は，これまでの実験でコンクリートの配合等により変化することが確認されている[1)]。そこで，弾性波速度から圧縮強度への換算式は，各部材でコンクリートの打設時に製作した円柱供試体で材齢を変化させて弾性波速度と圧縮強度を測定し，両者の関係を調査して決定することとした。なお，実施した材齢は 7 日～91 日程度まで，養生方法は水中養生，封緘養生，7 日間封緘養生後の乾燥養生の 3 種類である。



図－8.2.1　弾性波速度測定による圧縮強度推定手順

構造体コンクリートでの弾性波速度の測定状況を**写真－8.2.2** に示す。コンクリート表面に鋼球で打撃を与えると，**図－8.2.2** の模式図に示すとおり，内部を球面状に伝搬する弾性波が発生する。入力点，受信点 1,2 を一直線上に設定し，コンクリート表面を伝搬する弾性波の到達時間差を計測して，受信点 1,2 の距離差から弾性波速度を測定した。また，受信点 1,2 の距離差は 200, 300, 400mm と 100mm 間隔で 1000mm まで変えて測定し，全測定結果の平均値から弾性波速度を決定した。

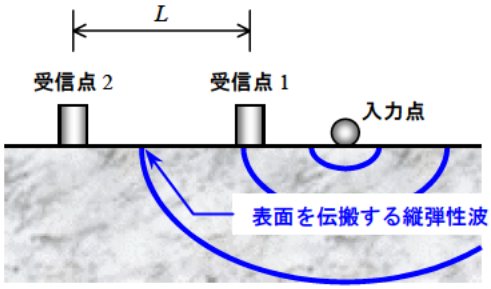


写真－8.2.1 円柱供試体での弾性波速度測定



写真－8.2.2 実構造物での弾性波速度測定

以上のように構造体コンクリートで測定した弾性波速度と，弾性波速度から圧縮強度への換算式により，圧縮強度を推定した。しかし，構造体コンクリートでの測定は工程の都合上，若材齢時に測定を実施した場合があり，この場合では強度発現が十分でないことから，ここで得られた圧縮強度推定結果は構造物の合否判定基準に利用することはできない。そこで，判定基準に利用できる測定結果として，基準材齢（28 日）強度を式(8.2.1)の材齢変化による強度変化の予測式[2)] により推定した。



図－8.2.2 弾性波伝搬模式図

$$f_{C28} = \left(\frac{a+bt}{t \times d}\right) \times f'c(t) \qquad (8.2.1)$$

ここに，t は材齢（日），a,b,d はセメントの種類によって変化する係数である。

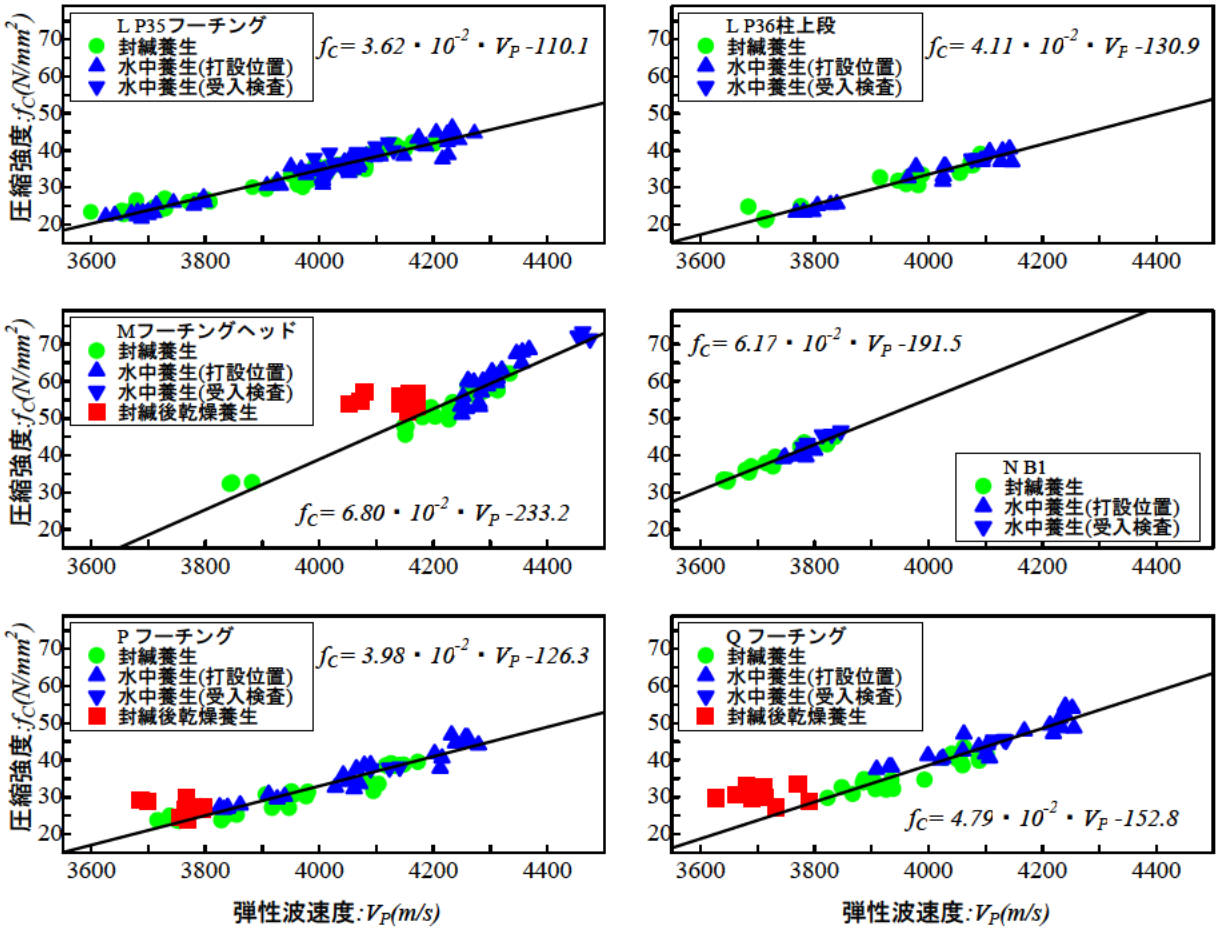
8.2.2 円柱供試体による弾性波速度と圧縮強度の関係調査結果

各構造物，各部材での円柱供試体による弾性波速度と圧縮強度との関係調査結果の一例を**図－8.2.3** に示す。**図－8.2.3** より，以下の傾向が確認された。

①構造物 L P35 フーチング（コンクリート種類：27-8-20BB）での弾性波速度 4000m/s 程度での圧縮強度は 35N/mm^2 程度であるのに対し，構造物 M フーチングヘッド（同：36-12-20H）では 40N/mm^2 程度，構造物 N

B1（同：36-8-20H）では 50N/mm^2 以上などとなり，コンクリートの配合によって弾性波速度と圧縮強度の関係は異なることが分かる。

②乾燥養生した円柱供試体での測定結果は，同程度の圧縮強度となる他の養生方法での測定結果と比べて弾性波速度が遅くなり，弾性波速度と圧縮強度の関係は他の養生方法とは異なることが分かる。一方，封緘養生と水中養生の両養生方法を混在させて最小二乗法により回帰直線を求めた結果を**図－8.2.3** 中の直線に示すと，この両養生方法での測定結果は回帰直線との誤差が小さく，同一直線上の関係を示していることが分かる。



図－8.2.3 弾性波速度と圧縮強度の関係調査結果例

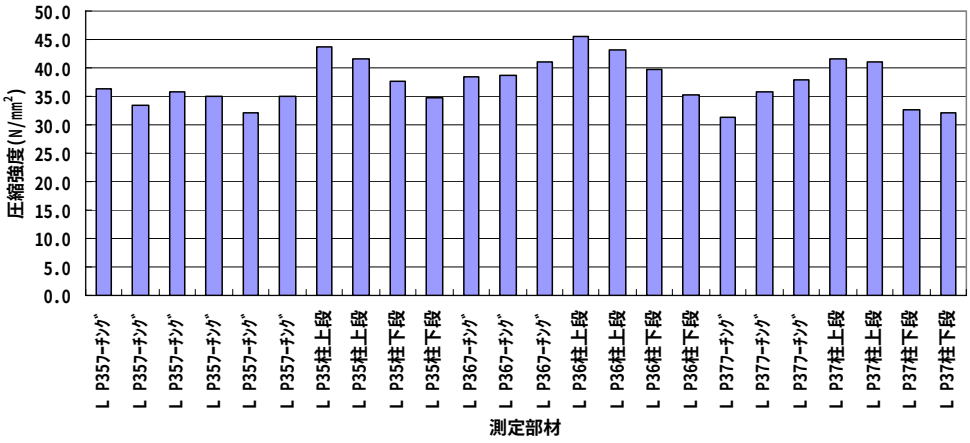
これから，弾性波速度から圧縮強度への換算式は，円柱供試体で測定した弾性波速度 V_P とコンクリートの圧縮強度 f_C の式(8.2.2)に示す関係式を，最小二乗法により，各構造物の部材毎に封緘養生と水中養生の両養生方法を混在させて求め，決定した。各構造物で式(8.2.2)に示す関係式を求めた結果を**表－8.2.1** に示す。

$$f_C = a\,V_P + b \quad (a,\ b：係数) \qquad (8.2.2)$$

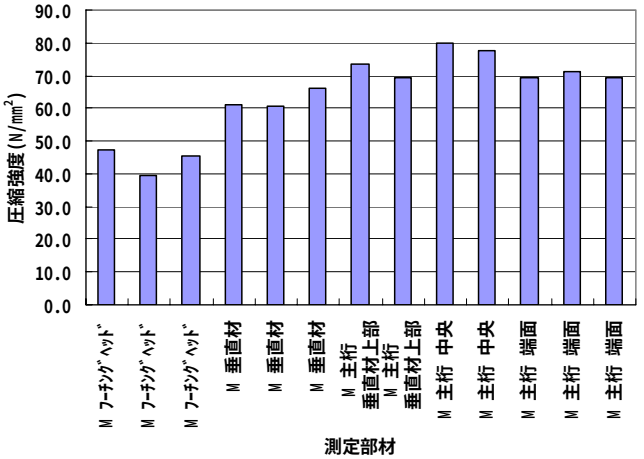
表－8.2.1 弾性波速度と圧縮強度の関係式

測定部材	コンクリート種類	関係式係数,相関係数		
		係数a	係数b	相関係数
L P35フーチング	27-8-20BB	3 62E-02	-110 1	0 97
L P35柱上段	30-8-20N	4 40E-02	-141 4	0 97
L P35柱下段	30-8-20N	3 52E-02	-106 9	0 94
L P36フーチング	27-8-20BB	3 62E-02	-108 7	0 99
L P36柱上段	30-8-20N	4 11E-02	-130 9	0 96
L P36柱下段	30-8-20N	3 78E-02	-117 3	0 97
L P37フーチング	27-8-20BB	3 66E-02	-111 5	0 98
L P37柱上段	30-8-20N	4 06E-02	-125 5	0 97
L P37柱下段	30-8-20N	3 87E-02	-117 8	0 96
M フーチングヘッド	36-12-20H	6 80E-02	-233 2	0 95
M 垂直材	36-12-20H	8 72E-02	-311 6	0 89
M 主桁（PCホロー桁）	36-12-20H	5 37E-02	-172 4	0 95
N B1	36-8-20H	6 17E-02	-191 5	0 97
N B2	36-8-20H	5 01E-02	-148 3	0 96
P フーチング	24-8-20BB	3 98E-02	-126 3	0 96
Q フーチング	27-8-20BB	4 79E-02	-152 8	0 97
Q 竪壁	27-8-20BB	5 00E-02	-160 6	0 98
Q パラペット	27-8-20BB	4 83E-02	-155 5	0 98

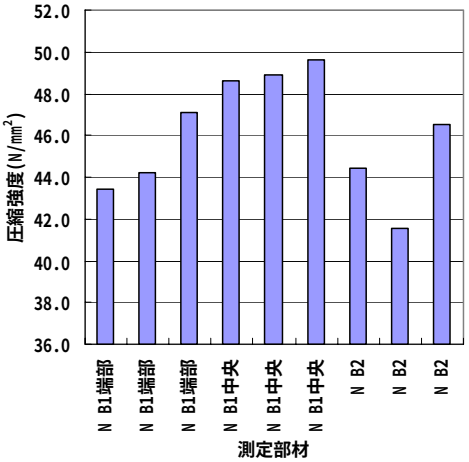
8.2.3 構造体コンクリートでの圧縮強度推定結果



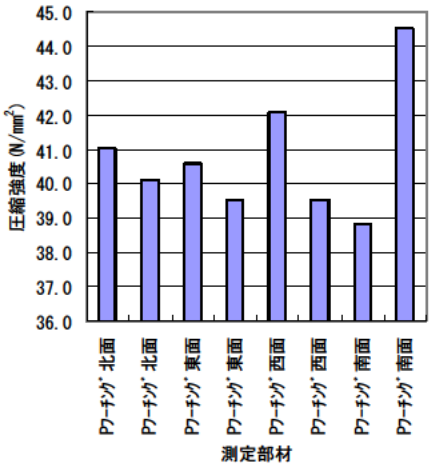
図－8.2.4 構造物 L 実構造物での圧縮強度推定結果



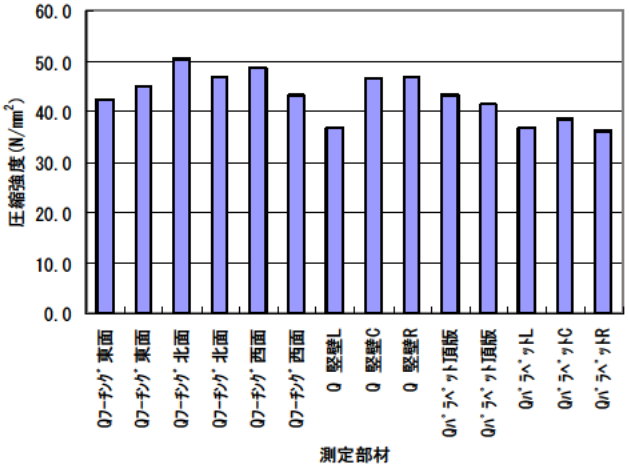
図－8.2.5 構造物 M 実構造物での圧縮強度推定結果



図－8.2.6 構造物 N 実構造物での圧縮強度推定結果



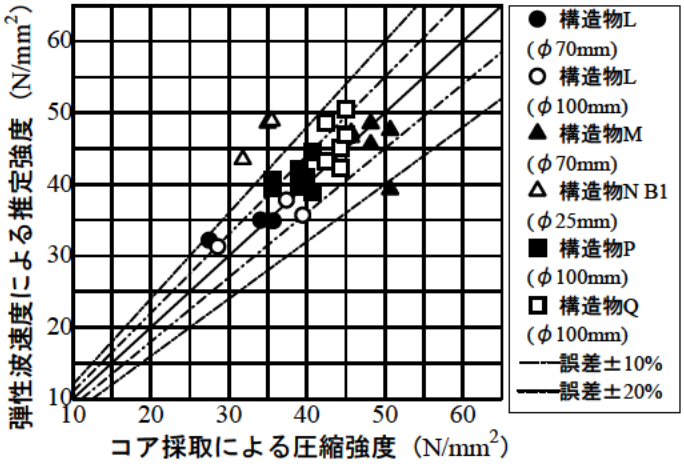
図－8.2.7 構造物 P 実構造物での圧縮強度推定結果



図－8.2.8 構造物 Q 実構造物での圧縮強度推定結果

各構造物，部材の構造体コンクリートで弾性波速度を測定し，換算式から圧縮強度を推定した。この推定結果を図－8.2.4～図－8.2.8 に示す。なお，材齢 28 日以前に本測定を実施した場合には，式(8.2.1)により材齢 28 日時点での強度を予測したものである。

一部の部材で直径 25mm，70mm，100mm のコアを採取して実施した圧縮試験結果と比較した結果を図－8.2.9 に示す。図－8.2.9 より，弾性波速度による推定結果とコア採取による圧縮試験結果との誤差は，直径 25mm のコアによる圧縮試験結果である構造物 N B1 では 20%以上と大きくなったが，その他の構造物については，概ね±10%程度以内の誤差となった。



図－8.2.9 コア採取による圧縮試験結果との比較

8.2.4 簡易な換算式設定方法の検討



写真－8.2.3 簡易法で用いた円柱供試体状況（左：封緘養生，右：水中養生）

8.2.2 項で得られた弾性波速度から圧縮強度への換算式により，構造体コンクリートにおいて概ね±10%程度以内の誤差で圧縮強度が推定できることが確認され，一定の成果が確認された。しかし，円柱供試体による弾性波速度と圧縮強度の関係調査方法には改善点があると考えられる。8.2.2 項での調査方法（通常法と呼ぶ）では，材齢毎に弾性波速度と圧縮強度の両者を測定する必要があり，さらに，調査回数を 3 回とすれば，1 回に用いる円柱供試体の本数が 3 体であることから，9 体の円柱供試体が必要となるように，多くの円柱供試体を必要とする。

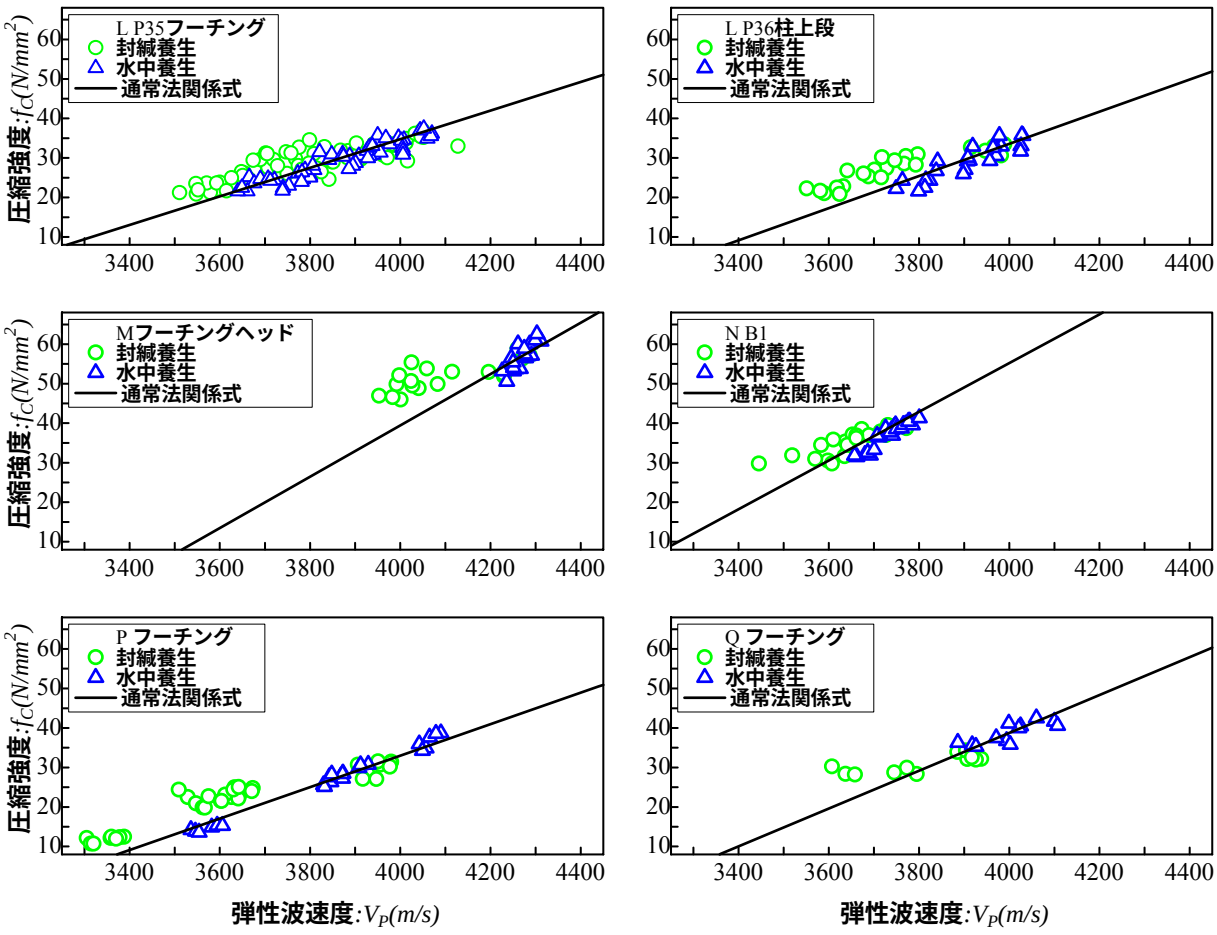
そこで，圧縮試験を材齢 28 日の 1 回のみとし，3 体の円柱供試体のみで両者の関係を調査する方法（簡易法と呼ぶ）を検討した。以下にその手順を示す。①円柱供試体を 3 体製作する。②養生期間中である材齢 7 日，14 日，21 日に弾性波速度を測定する（**写真－8.2.3**）。③材齢 28 日に弾性波速度測定と圧縮試験を行う。④ ③での圧縮試験結果 f_{C28} から材齢 7 日，14 日，21 日での圧縮強度 $f_C(t)$を式(8.2.3)により予測する。⑤ ②～④から得られた弾性波速度と圧縮強度の関係を調査する。

$$f'_C(t)=\left(\frac{t}{a+bt}\right)\times d\times f_{C28} \quad (t：材齢（日），a,b,d：セメント種類で変化する係数) \tag{8.2.3}$$

以上の簡易法を封緘養生と水中養生で実施し，**8.2.2** 項で得られた結果と比較した。

各構造物での円柱供試体による弾性波速度と圧縮強度との関係調査について，通常法による調査結果と簡易法による調査結果の比較の一例を**図－8.2.10** に，簡易法で得られた弾性波速度と圧縮強度の相関係数，簡易法で得られた関係式と通常法で得られた関係式との寄与率を**表－8.2.2**，**図－8.2.11** に示す。

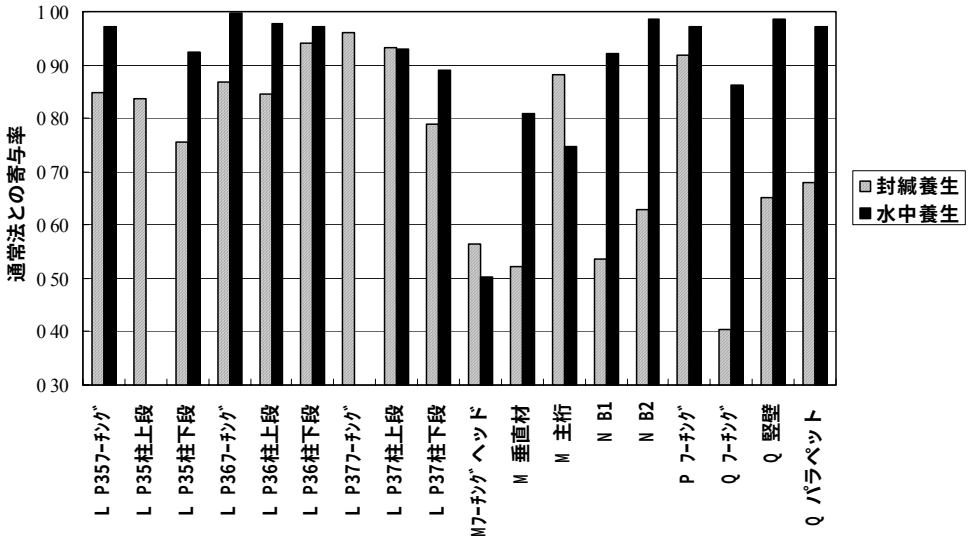
図－8.2.10，**表－8.2.2**，**図－8.2.11** より，簡易法の養生方法は封緘養生と水中養生の 2 種類あるが，簡易法では養生方法によって関係が異なった。簡易法（水中養生）は通常法と近い関係を示し，通常法との寄与率の平均値は 0.90 となったが，簡易法（封緘養生）では通常法と比較すると同一強度で測定される弾性波速度が遅くなり，通常法との寄与率の平均値は 0.75 となった。



図－8.2.10 簡易法による弾性波速度と圧縮強度の関係調査結果と通常法の比較例

表－8.2.2 全構造物での通常法による関係調査結果と簡易法による関係調査結果との比較

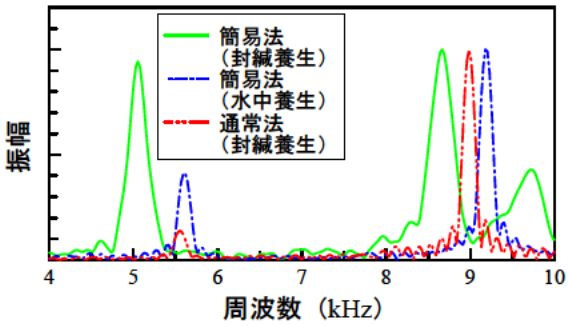
測定部材	コンクリート種類	簡易法（封緘養生）		簡易法（水中養生）	
		相関係数	通常法との寄与率	相関係数	通常法との寄与率
L P35フーチング	27-8-20BB	0.85	0.85	0 93	0.97
L P35柱上段	30-8-20N	0.93	0.84	－	－
L P35柱下段	30-8-20N	0.74	0.75	0.82	0.92
L P36フーチング	27-8-20BB	0.82	0.87	0 98	1.00
L P36柱上段	30-8-20N	0.90	0.85	0.90	0.98
L P36柱下段	30-8-20N	0.92	0.94	0.97	0.97
L P37フーチング	27-8-20BB	0.87	0.96	－	－
L P37柱上段	30-8-20N	0.97	0.93	0.98	0.93
L P37柱下段	30-8-20N	0.92	0.79	0.99	0.89
M フーチングヘッド	36-12-20H	0.75	0.57	0.82	0.50
M 垂直材	36-12-20H	0.77	0.52	0.92	0.81
M 主桁（PCホロー桁）	36-12-20H	0.73	0.88	0.75	0.75
N B1	36-8-20H	0.84	0.54	0.94	0.92
N B2	36-8-20H	0.85	0.63	0.87	0.99
P フーチング	24-8-20BB	0.95	0.92	0.99	0.97
Q フーチング	27-8-20BB	0.78	0.40	0.80	0.86
Q 竪壁	27-8-20BB	0.94	0.65	0.95	0.99
Q パラペット	27-8-20BB	0.91	0.68	0.96	0.97
平均値		0.86	0.75	0.91	0.90



図－8.2.11 全構造物での通常法による関係調査結果と簡易法による関係調査結果との寄与率

簡易法（封緘養生）で測定される弾性波速度が遅くなる原因は，測定方法の問題が考えられる。ここでは**写真－8.2.3** に示すとおり，容器から脱型せずに，梱包したままの状態で弾性波速度を測定したが，コンクリート背面に材料が密着している状態では，周波数解析結果に影響が生じる [2)]。周波数解析結果の例を**図－8.2.12** に示すと，縦弾性波の多重反射による周波数は 9kHz 付近であるが，他の方法では 1 周波数成分のみで卓越したのに対し，簡易法（封緘養生）では 2 成分で卓越し，さらに，周波数が低く変化した。これから，正確な周波数が測定されずに，測定上の弾性波速度が遅くなったものと考えられる。

以上から，脱型せずに，梱包したままの円柱供試体用いて測定した弾性波速度は信頼性が低く，さらに，実際の弾性波速度よりも遅く測定されることから，ここで得られた関係式を用いれば，実構造物で正確な弾性波速度を測定した場合には強度を過大に評価することとなり，適用には課題がある。精度向上には容器から脱型する等の改善が必要と考えられる。一方，簡易法（水中養生）の結果では，通常法との差は微小であることから，弾性波速度と圧縮強度の関係式を得る方法として，水中養生中の円柱供試体による簡易法が適用できるものと期待される。



図－8.2.12 各条件での周波数解析結果例（L P36）

８．３ 弾性波の反射深さの測定によるコンクリート内部状況の測定

8.3.1 測定原理

(1)弾性波の反射深さの測定

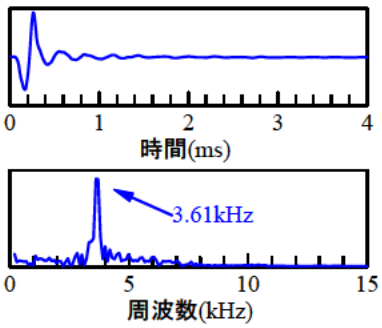
弾性波の反射深さ D は8.2.1項に示した方法により測定する弾性波速度 V_P と，縦弾性波の多重反射により生成される周波数 f_0 から，式(8.3.1)により測定した。

$$D=V_P/(2f_0) \qquad (8.3.1)$$

多重反射により生成される周波数 f_0 の測定方法および弾性波の反射深さの測定原理を以下に示す。コンクリート表面に加速度センサーを設置し，その近傍を鋼球で打撃して，発生する振動を測定する（**写真－8.3.1**）。コンクリート表面を鋼球で打撃すると内部を球面状に伝搬する縦弾性波が発生する。縦弾性波はコンクリートと音響インピーダンス（密度と弾性波速度の積）が異なる材質との境界面を反射面として反射することから，入力面と反射面で多重反射を繰り返すこととなる（**図－8.3.1**）。


写真－8.3.1 弾性波の反射深さ測定状況


図－8.3.1 多重反射する縦弾性波模式図



図－8.3.2 測定波形（上図）と
周波数解析結果（下図）の例

コンクリート表面に設置した加速度センサーでは，縦弾性波が往復して表面に到達する毎に振動が観測される。これから，この多重反射により周期性が生成されることとなる。そこで，加速度センサーの測定波形に対して周波数解析を行ない，振幅が最大となる周波数から周波数 f_0 を決定すると（**図－8.3.2**），この周波数は縦弾性波の往復時間の逆数であることから，式(8.3.1)により弾性波の反射深さを求めることができる。

(2)コンクリート内部状況の判断方法

各コンクリート状況での縦弾性波の多重反射の模式図を**図－8.3.3**に示す。(1)により測定した弾性波の反



図－8.3.3 各コンクリート状況での弾性波の多重反射模式図

射深さは，コンクリートが健全であれば，縦弾性波はコンクリートの背面で多重反射することから実際の厚さと一致する。これに対し，コンクリート内部に空洞等の反射面が存在する場合では，縦弾性波は欠陥部との境界面で反射することから，弾性波の反射深さは実際の厚さよりも薄くなる。また，完全な空洞には至らないまでも，ジャンカ等のセメント硬化体が脆弱化している場合では，縦弾性波は脆弱部を迂回して伝搬経路が長くなることや，脆弱部の影響により弾性波速度が低下することから，弾性波の往復時間が長くなり，測定される弾性波の反射深さは実際の厚さよりも厚くなる。

以上のとおり，測定される弾性波の反射深さはコンクリートの状況により変化することから，実際の厚さや設計上の厚さと比較することにより，コンクリート内部の状況を判断することが可能となる。



写真-8.3.2 フーチング測定状況

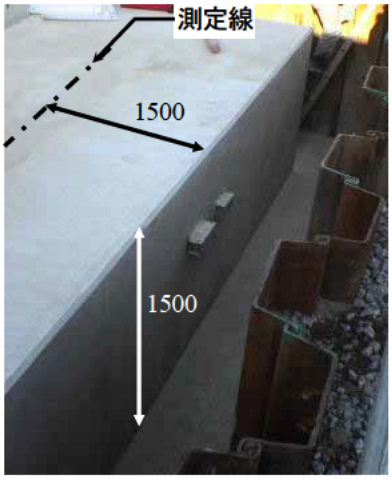


図-8.3.4 フーチング測定位置

8.3.2 測定結果

(1)構造物 P フーチング厚さ測定

構造物 P の厚さ 1500mm のフーチング上面から弾性波の反射深さを測定した。測定点は**図－8.3.4** に示すとおり，端面から 1500mm の位置を測定線として，500mm 間隔で 8 点とした。測定に用いた鋼球の直径は 76mm（質量 1795g）である。測定結果を**図－8.3.5** に示す。**図－8.3.5** は縦軸に弾性波の反射深さ，横軸に測定点を示し，弾性波の反射強さをコンター表示した結果である。**図－8.3.5** より，測定したフーチングの厚さは 1500mm であるのに対し，全測定点とも深さ 1500mm～1600mm で反射する弾性波が強く測定された。弾性波の反射深さが実際の厚さよりも薄くならなかったことから，コンクリート内部に空洞等の反射面は存在していないと判断される。また，弾性波の反射深さが実際の厚さよりも厚くなったが，これはコンクリート背面が捨てコンに密着していることから，弾性波は音響インピーダンスが 0 に近似していない材料で反射する場合では生成される周波数が低く変化する性質があることによるもので[2)]，ジャンカ等の影響ではないと判断される。

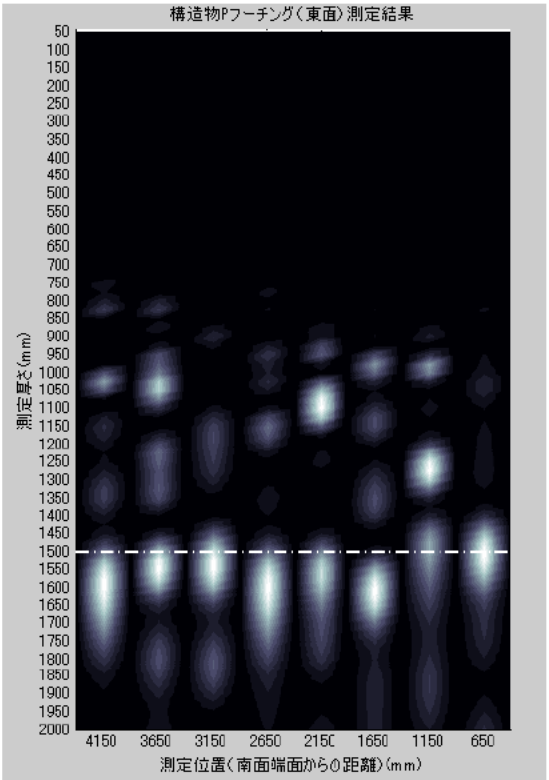


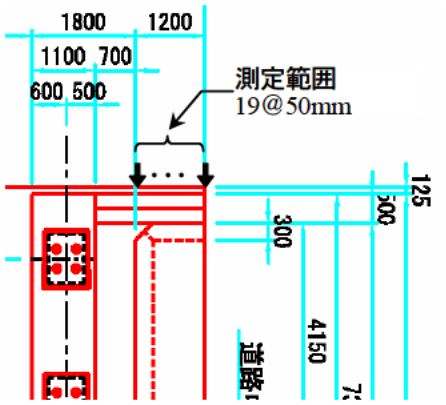
図-8.3.5 フーチングでの測定結果

(2)構造物 Q 橋台壁部

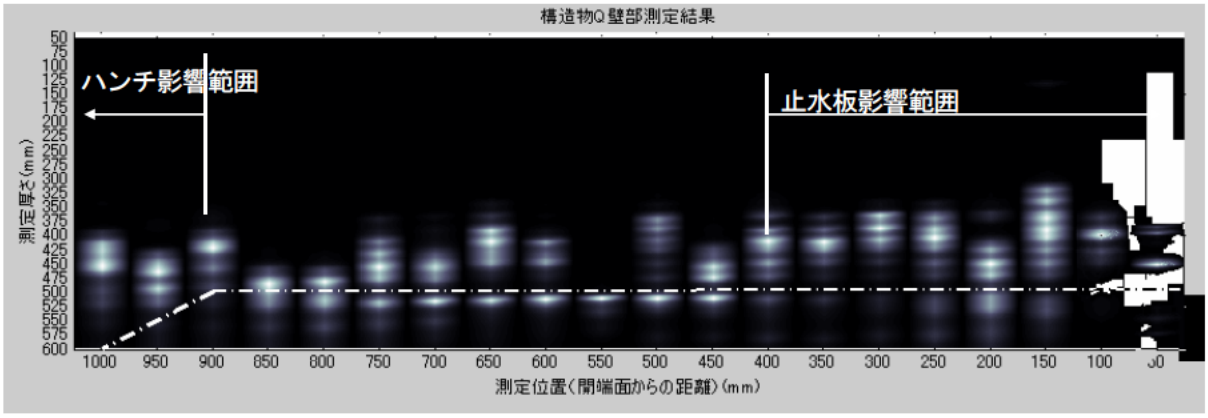
構造物 Q の厚さ 500mm の壁面で弾性波の反射深さを測定した。測定点は**図－8.3.6** に示すとおり，端面から 50mm～1000mm の範囲の 20 点（50mm 間隔）とした。測定に用いた鋼球の直径は 15mm（質量 14g）である。測定結果を**図－8.3.7** に示す。測定した壁部の厚さは 500mm であるのに対し，測定位置 50mm～400mm では深さ 400mm 程度で



写真－8.3.3 測定実施構造物（橋台）



図－8.3.6 橋台での測定位置



図－8.3.7 橋台での弾性波反射深さ測定結果

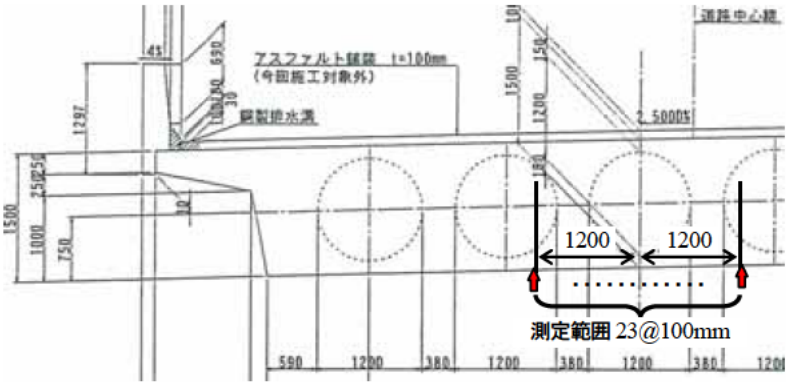
反射する弾性波が強く測定され，弾性波の反射深さが実際の厚さよりも薄くなった。これは深さ 250mm に埋設された止水板の影響であり，位置 400mm まで止水板が埋設されていると判断できる。また，止水板までの深さと弾性波の反射深さは一致しないが，これは前述の音響インピーダンスが 0 に近似していない材料での影響である。

位置 900mm～1000mm では，深さ 450mm 程度で反射する弾性波が強く測定され，実際の構造物の状況とは異なる結果となった。これは背面のハンチにより，背面形状が斜めになっていることから，弾性波の多重反射に影響が生じ，正確な周波数が生成されなかったものと考えられる。

(3)構造物 N PC ホロースラブ

構造物 N の厚さ 1500mm のホロースラブ下面から弾性波の反射深さを測定した。測定点は図－8.3.8 に示すとおり，ホロースラブの中空位置を横断する方向を測定線として，100mm 間隔で 24 点とした。測定に用いた鋼球の直径は 20mm（質量 33g），63mm（質量 1022g）である。測定結果を図－8.3.9 に示す。鋼球直径は 20mm では設計上ホロースラブが中空とされる位置である測定位置 5500mm～6700mm では，中空の設計形状と一致して弾性波の反射深さが変化していることが確認される。これから，測定した範囲では，ホロースラブ内は設計通りに中空とされたことが確認できる。また，中空以外の測定点については，ホロースラブの厚さ 1500mm で反射される弾性波は測定されなかった。これは直径 20mm の鋼球で入力した弾性波は深さ 160mm 程度の中空位置では多重反射するが，深さ 1500mm 程度のホロースラブ背面では多重反射するには波長が短いことから，ホロースラブ背面での多重反射による周波数は生成されなかったものと考えられる。

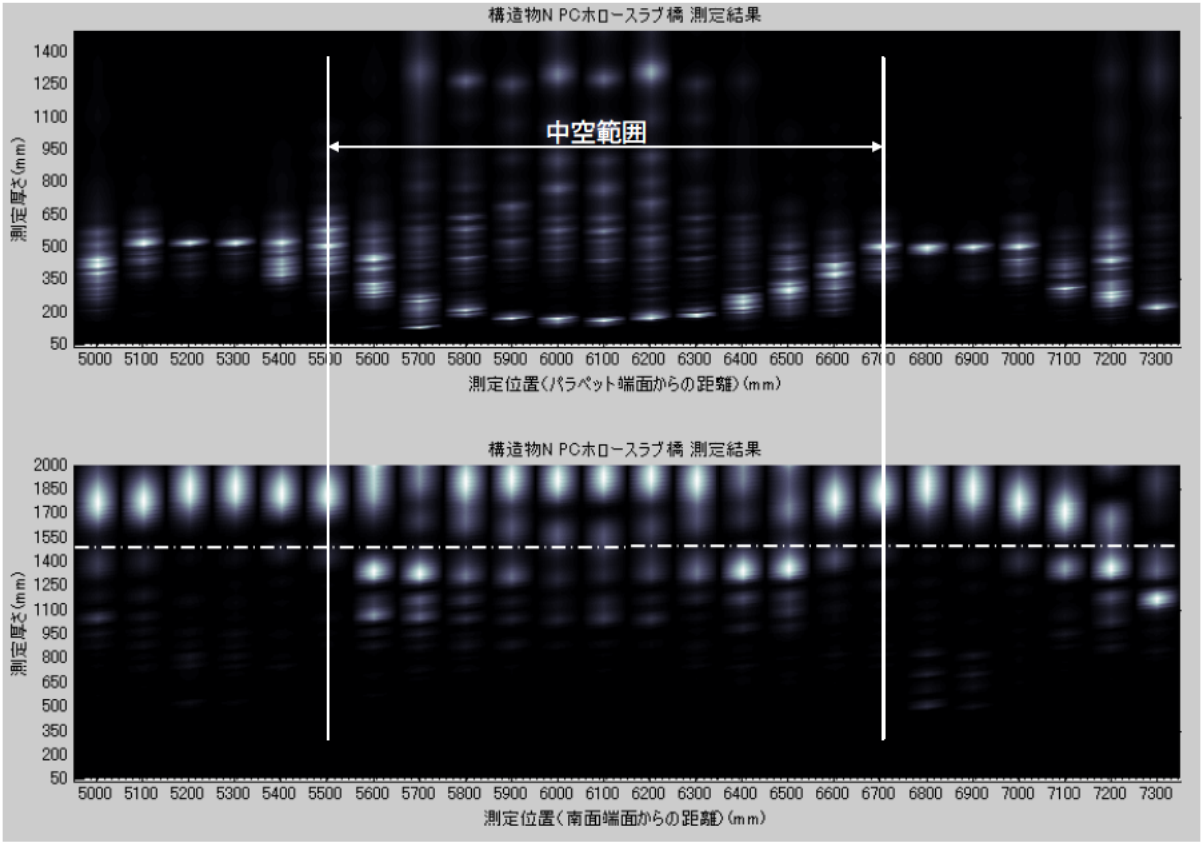
鋼球直径は 63mm では，全測定位置においてホロースラブの設計上の厚さ 1500mm 以上で反射される弾性



図－8.3.8 PC ホロースラブでの測定位置



写真－8.3.4 測定実施構造物
(PC ホロースラブ)



図－8.3.9 PC ホロースラブ下面での弾性波反射深さ測定結果

波が測定され，設計上ホロースラブが中空とされる位置である測定位置 5500mm～6700mm では，測定上の厚さが設計上の厚さよりもさらに厚く変化した。これは中空部により，弾性波の伝搬速度が変化する影響や伝搬経路が迂回する影響により，測定上の厚さが厚く変化したものと判断される。測定点の直下が中空でない測定位置においても測定上の厚さが厚く変化した原因については，**図－8.3.8** に示すとおり中空でない範囲は 380mm 程度であるのに対し，直径 63mm の鋼球で入力した弾性波は波長が長いことから直下が中空でなくとも，中空部の影響を受けたものと考えられる。



写真-8.4.1 測定状況例

８． ４ ひび割れ深さの測定

8.4.1 測定方法，測定原理

測定状況の例を**写真－8.4.1** に示す。受信点，ひび割れ中心部，打撃点

が一直線上になり，かつ，受信点と打撃点の中点がひび割れ中心部になるように受信点と打撃点を設定した。この状況で発生する縦弾性波の模式図を図－8.4.1 に示す。縦弾性波は圧縮波としてコンクリート内部に伝搬し，ひび割れ先端を回折することとなる。縦弾性波がひび割れ先端を回折するときの角度 θ は距離 L によって異なるが，受信点に最初に到達する縦弾性波は θ＜臨界角では引張波，θ＞臨界角では圧縮波となる。また，受信点に最初に引張波が到達した場合と最初に圧縮波が到達した場合では測定波形は変化し，受信点に加速度計を設置する本法では，引張波が到達した場合では下に凸形状，圧縮波が到達した場合では上に凸形状となる。

以上から，受信点で最初に測定される波形は，θ＜臨界角の場合では下に凸形状，θ＞臨界角の場合では上に凸形状となる。従って，L を徐々に長く変化させて，受信点で最初に測定される波形に着目すれば，上に凸形状となる L の最小値が θ＝臨界角となる距離 L_0 であると判断できる。

コンクリートでの臨界角は約 90° であることから，以上のように距離 L_0 を求め，ひび割れ深さ D を式(8.4.1)により測定した。

$$D=L_0/2 \qquad (8.4.1)$$

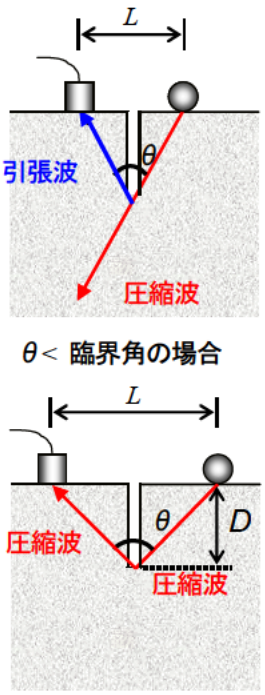


図-8.4.1 ひび割れ部での弾性波模式図

8.4.2 測定結果

構造物 L P35 フーチング側面の南面 2 点，東面 1 点，北面 1 点の計 4 点でひび割れ深さを測定した。測定結果の一例として南面①と東面での結果を図－8.4.2 に示す。図－8.4.2 より，入力・受信点間距離 L を徐々に長く変化させると，最初に測定される波形は，ある距離を境に下に凸形状から上に凸形状へと変化した。

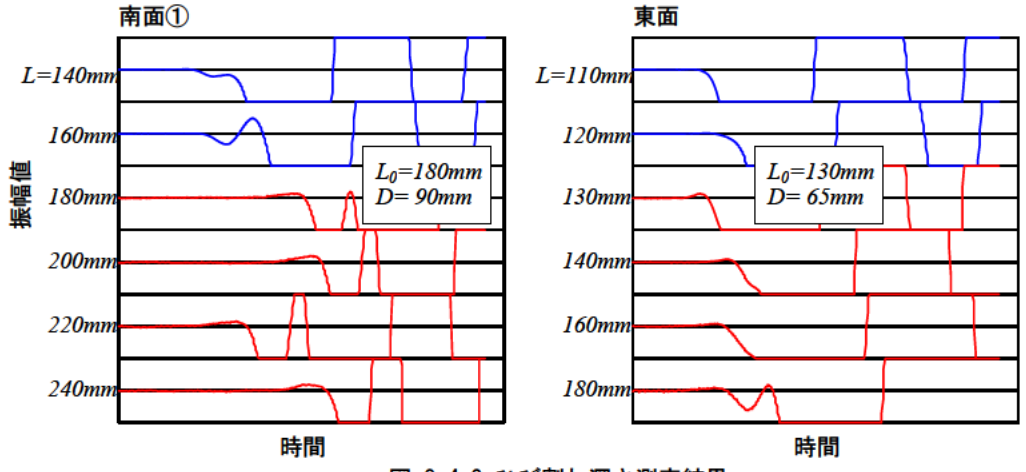
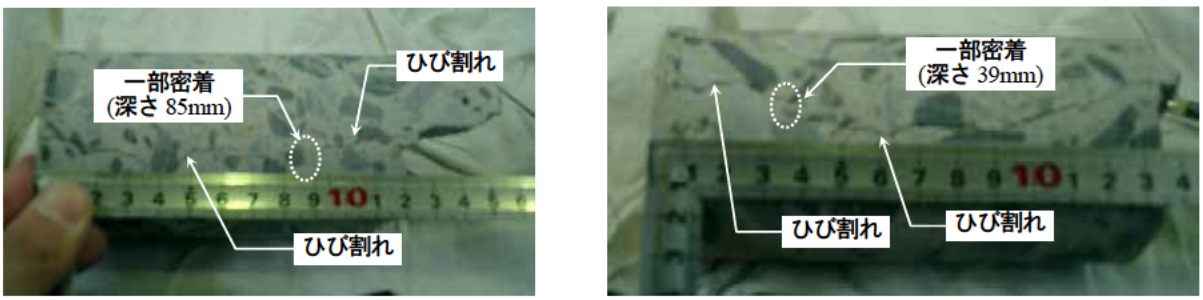


図-8.4.2 ひび割れ深さ測定結果



図－8.4.3 ひび割れ位置で採取したコアの状況（左図：南面①，右図：東面）

これから，式(8.4.1)によりひび割れ深さを測定すると，65mm～130mm となった。実際のひび割れ状況を確認するため，測定した 4 点でコアを採取した。コアの状況の一例として，南面①と東面で採取した結果を**図－8.4.3** に示すと，コアは深さ約 100mm まで採取したが，ひび割れ深さは採取したコアの深さ以上であった。しかし，このひび割れは採取したコアを完全に分断するものではなく，側面でも南面①では深さ 85mm，東面では深さ 39mm と密着する点が確認されるように，内部では所々に密着していると推測される。側面で確認された密着位置までの深さと測定結果との比較を**表－8.4.1** に示すと，両者は近い結果となった。これから，今回の測定方法，原理では，測定点からひび割れが密着する位置までの最短距離が測定されたものと考えられる。

表－8.4.1 ひび割れ深さ測定結果とコア状況との比較

測定位置	コア側面での密着位置の深さ	衝撃弾性波法での測定深さ
南面①	85mm	90mm
南面②	110mm**以上**	130mm
東面	39mm	65mm
北面	69mm	80mm

８．５ まとめ

新設構造物において，衝撃弾性波法により圧縮強度の推定，弾性波の反射深さの測定による内部状況の推定，ひび割れ深さの測定を行い，新設構造物での衝撃弾性波法の適用方法について検討した。今回の実験で得られた見解を以下に示す。

①構造体コンクリートで弾性波速度を測定した結果から圧縮強度を推定した。その結果，材齢 28 日までの円柱供試体で測定した弾性波速度と圧縮強度の関係から換算式を決定することにより，コア採取による圧縮試験結果と概ね 10%程度以内の誤差で圧縮強度を推定できることが確認された。本手法は新設構造物の構造体コンクリートの強度を直接で評価する方法として利用できるものと期待される。

②弾性波の反射深さを測定することにより，コンクリート内部の状況を推定する実験を行った。その結果，コンクリート内部に空洞やジャンカ等が存在していないことや，また，止水板の設置状況やホロースラブの中空位置の確認が可能であることが示された。しかし，コンクリート背面の状況や測定する鋼球の直径（入力波長）によって，測定結果は変化することに留意する必要があるといえる。

③コンクリート表面にひび割れが存在する場合，表面から入力した弾性波はひび割れ先端で回折し，さらに回折角度によって性質が異なることに着目してひび割れ深さを測定した。その結果，今回の測定方法，原理では測定点からひび割れが密着する位置までの最短距離が，ひび割れ深さとして測定されることが確認された。本法は，この現象を把握したうえで適用することが必要であると考えられる。

衝撃弾性波法は，簡便な測定方法であることからより多くの測定結果が得られることや，波長の長い弾性波を利用することから，減衰の影響や内部の鉄筋，骨材の影響を受けずに適用範囲が広いことが特長となることから，コンクリート構造物の維持管理において有効に利用できるものと期待される。

参考文献

１）岩野聡史,森濱和正,境友昭，極檀邦夫：衝撃弾性波法による新設供試体でのコンクリートの圧縮強度の推定,土木学会第 60 回年次学術講演概要集第 V 部,pp.49-50,2005.9

２）岩野聡史，森濱和正，極檀邦夫，境友昭：縦弾性波の反射面の材質による振動数変化について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26，No.1，pp.1887-1892，2004.6

９章　衝撃弾性波法（表面２点法）

９．１　実験概要

本章では、５つの構造物において、表面２点法による強度測定を実施した。表面２点法による強度測定方法は 2.7 節に、構造物の概要は 3.2 節に、コンクリートの配合は 3.3 節にそれぞれ述べられている。

各構造物の強度測定に先駆けて、測定する部位のコンクリート打設時に作製した円柱供試体の弾性波速度測定および圧縮強度試験を行うことにより、それぞれの圧縮強度推定式を作成した。構造体コンクリートの弾性波速度測定を行い、構造体内部の弾性波速度として補正を加えて補正弾性波速度を算定し、それぞれの部位に対応する圧縮強度推定式を用いて強度を推定した。また、推定強度の精度を確認するため、推定強度とコア強度（同位置から採取した主に小径コアの圧縮強度試験値）とを比較した。本方法による推定強度とコア強度との材齢が等しい場合は、コア強度としてそのものを用い、異なる場合は、材齢 28 日のコア強度から土木学会コンクリート標準仕様書に記載の式を参考にした式 9.1 により測定材齢時推定強度を算定した。

$$f_c'(t)=\{t/(a+bt)\}f_c(28) \qquad (9.1)$$

ここに、$f_c'(t)$は測定日材齢ｔ日におけるコンクリートの圧縮強度（N/mm²）、$f_c(28)$は材齢 28 日のコア強度、ｔは測定日までの材齢（日）である。なお、**表-9.1** に円柱供試体の強度・材齢関係から設定したセメントの種類ごとの測定材齢時強度推定式 9.1 の係数 a，b を示す。

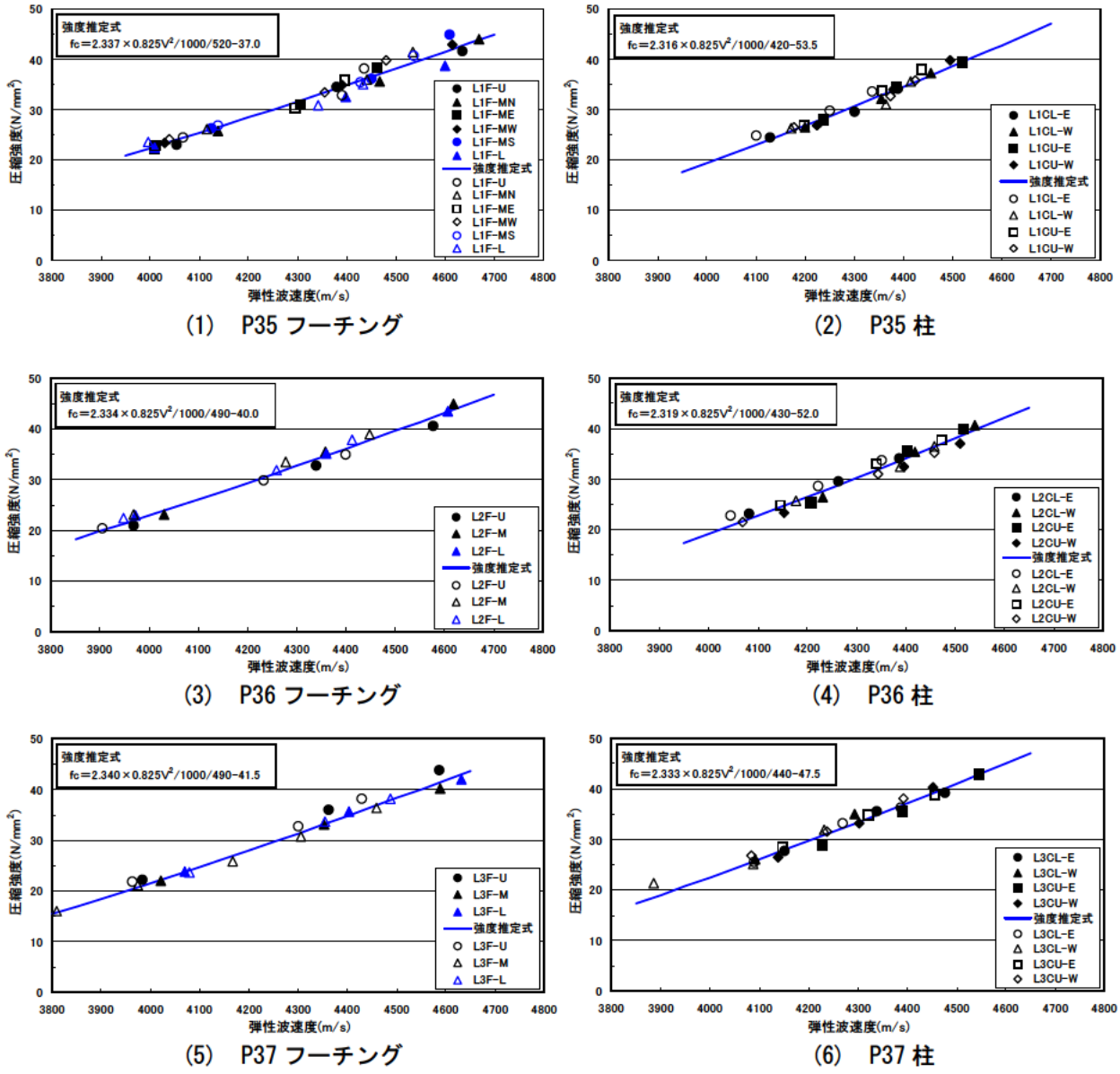
表-9.1　測定材齢時強度推定式の係数

強度推定式の係数	a	b
普通ポルトランドセメント	4.050	0.891
早強ポルトランドセメント	1.375	0.951
高炉セメント B 種	4.000	0.857

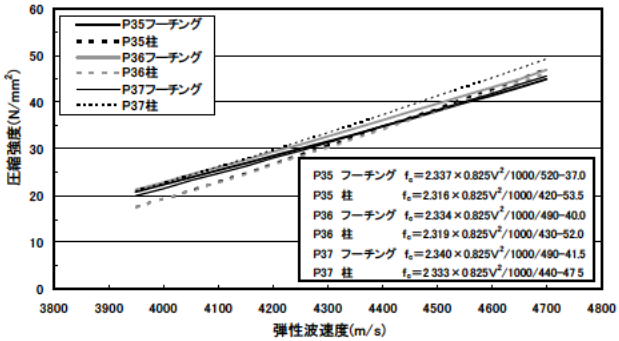
９．２　構造物 L

9.2.1 圧縮強度推定式

材齢７，28 および 91 日に円柱供試体の弾性波速度測定および圧縮強度試験を行い、フーチングおよび柱の部位別に弾性波速度と圧縮強度との関係を整理し、圧縮強度推定式を回帰させて式の係数を決定した。構造物および部位別の弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式を**図-9.1** に示す。なお、黒(青)抜き記号は標準養生、白抜き記号は封緘養生のものである。また、圧縮強度推定式の係数を**表-9.2** に、構造物および部位別の圧縮強度推定式を**図-9.2** に示す。弾性波速度と圧縮強度との関係には多少のバラツキがあるため、構造物および部位別



図−9.1　構造物および部位別の弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式



図−9.2　構造物および部位別の圧縮強度推定式

の圧縮強度推定式の係数の値は異なるが、図−9.2 のように、式の形はほぼ一致している。しかしながら、フーチングと柱では圧縮強度推定式の勾配が若干異なり、フーチングの方がわずかに緩い。この違いはセメントの種類によるものと思われる。フーチングと柱を別々に見れば、構造物ごとの圧縮強度推定式は平行関係にあり、フーチングの分布幅は 2N/mm² であるのに対し、柱の分布幅は 4N/mm² 程度である。同一調合のコンクリートにおいてもこの程度の違いが生ずることを把握した。

表-9.2　圧縮強度推定式の係数

圧縮強度推定式の係数		ρ (g/cm³)	a	b (N/mm²)	c
フーチング	P35	2.337	1/520	-37.0	0.825
	P36	2.334	1/490	-40.0	0.825
	P37	2.340	1/490	-41.5	0.825
柱	P35	2.316	1/420	-53.5	0.825
	P36	2.319	1/430	-52.0	0.825
	P37	2.333	1/440	-47.5	0.825

9.2.2 測定方法

フーチングの強度測定状況を**写真-9.1** に示す。鉄筋の影響を排除するため、測線が縦筋に対して 45 度になるように測定した。



写真-9.1　フーチングの強度測定状況

9.2.3 強度測定結果および考察

(1) 測定結果一覧

フーチングおよび柱の強度測定結果一覧表を**表-9.3** に示す。測定は２回に分けて行った。柱に打ち継があるため、測定時の材齢はフーチング、柱下段および柱上段は異なっていた。

コア強度は、柱は全て小径コアであり、フーチングは P35 が 70㎜ コア、P36 が小径コア、P37 が 100㎜ コアによるものである。

(2) 推定強度とコア強度との比較

測定した圧縮強度の精度を確認するために、推定強度とコア強度との関係を**図-9.3** に示す。推定強度とコア強度とは比較的高い相関性を示した。相関関係の誤差は、柱ではほぼ±10%以内であるが、フーチングでは推定強度が低い方に偏る傾向が見られたため、ほぼ±15%以内であった。

9.2.3 まとめ

本節では、フーチングが高炉セメント B 種、柱が普通ポルトランドセメントによるコンクリートを用いた道路橋下部工の強度測定を行った。推定強度のコア強度に対する誤差範囲は、柱が±10%以内、フーチングがほぼ±15%以内であった。

表-9.3　フーチングおよび柱の強度測定結果一覧

構造物	測定部位	測定位置		材齢（日）	弾性波速度(m/s)			圧縮強度(N/mm^2)	
		名称	記号		測定値	補正率(%)	平均値	推定強度	コア強度
P35	フーチング	上段	F50	28日	4181.9	2.94	4304.8	31.7	34.7
		中段	F125		4076.1	3.28	4209.7	28.7	35.5
		下段	F235		4116.1	3.15	4245.7	29.8	34.3
		西面中段	FW		4017.8	3.47	4157.1	27.1	27.5
		南面中段	FS		4238.4	2.76	4355.3	33.3	35.7
		東面中段	FE		4179.3	2.95	4302.5	31.6	34.1
	柱	東面上段	CUE	10日	4201.3	2.88	4322.3	31.5	34.6
		西面上段	CUW		4215.5	2.84	4335.2	32.0	32.9
		東面下段	CLE	17日	4116.7	3.15	4246.3	28.5	32.6
		西面下段	CLW		4167.0	2.99	4291.5	30.3	27.7
P36	フーチング	上段	F50	23日	4013.1	3.48	4152.7	27.8	28.2
		中段	F125		4172.9	2.97	4296.8	32.6	38.5
		下段	F235		4214.7	2.84	4334.3	33.8	36.9
	柱	東面上段	CUE	7日	4002.9	3.52	4143.7	24.4	28.6
		西面上段	CUW		3962.0	3.65	4106.6	23.0	23.1
		東面下段	CLE	15日	4097.6	3.21	4229.1	27.6	28.8
		西面下段	CLW		3990.7	3.55	4132.3	24.0	27.5
P37	フーチング	上段	F50	30日	4111.3	3.17	4241.6	29.4	28.6
		中段	F125		4253.4	2.71	4368.7	33.7	39.5
		下段	F235		4237.2	2.77	4354.5	33.2	37.4
	柱	東面上段	CUE	9日	3997.9	3.53	4139.0	27.4	29.4
		西面上段	CUW		3993.6	3.55	4135.4	27.3	28.5
		東面下段	CLE	23日	3990.3	3.56	4132.4	27.2	27.6
		西面下段	CLW		4022.6	3.45	4161.3	28.2	28.7

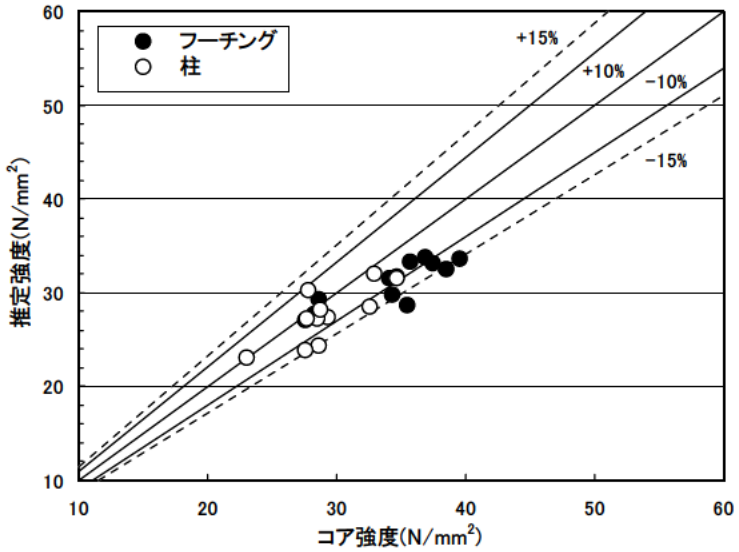


図-9.3　推定強度とコア強度との関係

９．３　構造物Ｍ

9.3.1 圧縮強度推定式

材齢７，28 および 91 日に円柱供試体の弾性波速度測定および圧縮強度試験を行い、フーチングヘッド，斜材および床版の部位別に弾性波速度と圧縮強度との関係を整理し、圧縮強度推定式を回帰させて式の係数を決定した。部位別の弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式を**図-9.4** に示す。なお、黒(青)抜き記号は標準養生、白抜き記号は封緘養生のものである。また、圧縮強度推定式の係数を**表-9.4** に示す。弾性波速度と圧縮強度との関係には多少のバラツキがあった。圧縮強度推定式は、フーチングヘッドと床版とは極めてよく一致していたが、斜材とは圧縮強度と共に大きく異なっていた。このため、セメントの種類は早強ポルトランドセメントであるが、フーチングヘッドと斜材とは調合が異なる可能性がある。

表-9.4　圧縮強度推定式の係数

圧縮強度推定式の係数	ρ (g/cm³)	a	b (N/mm²)	c
フーチングヘッド	2.378	1/320	-77.5	0.825
垂　直　材	2.397	1/220	-136.0	0.825
床　版	2.381	1/320	-77.0	0.825

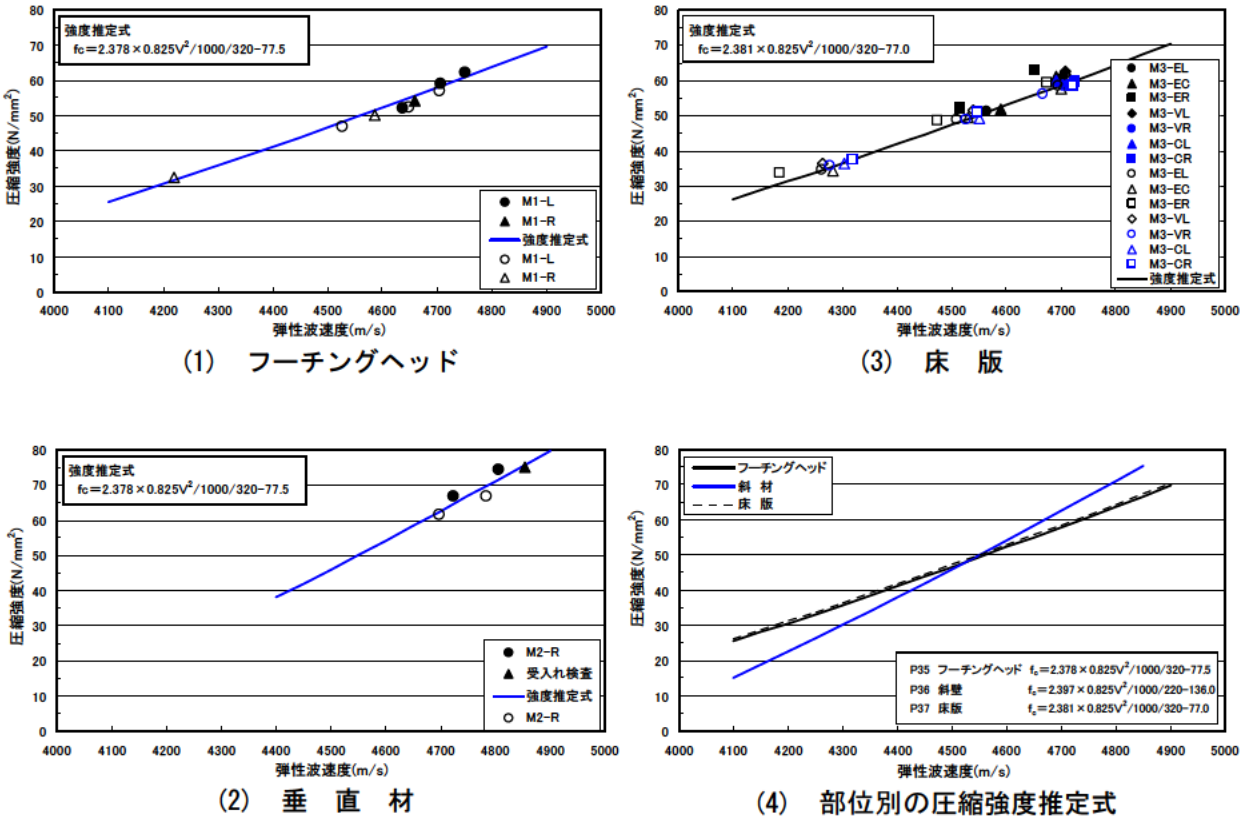


図-9.4　部位別の弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式

9.3.2 測定方法

床版側面の強度測定状況を**写真-9.2** に示す。写真のように、測線が縦筋に対して 45 度になるように測定を行った。



写真-9.2　床版側面の強度測定状況

9.3.3 強度測定結果および考察

(1) 測定結果一覧

フーチングヘッド，斜材および床版の強度測定結果一覧表を**表-9.5** に示す。測定は２回に分けて行い、測定時の材齢はフーチングヘッドが 54 日、斜材が 20 日、床版が４日であった。

コア強度は、フーチングヘッドが 75㎜ コア，斜材がボス供試体，床版端面が小径コアの試験結果であるが、床版側面は封緘養生による円柱供試体の材齢 28 日強度を基にした材齢４日の推定強度である。このため、床版側面のコア強度の精度は十分とは思われない。

表-9.5　フーチングヘッド，斜材および床版の強度測定結果一覧

測定部位	測定位置		材齢(日)	弾性波速度(m/s)			圧縮強度(N/mm^2)	
	名称	記号		測定値	補正率(%)	平均値	推定強度	コア強度
フーチングヘッド	左側	M1-L	54日	4609.0	1.58	4681.8	56.9	48.2
	中央	M1-C		4469.4	2.02	4559.7	50.0	50.7
	右側	M1-R		4407.3	2.22	4505.2	46.9	45.7
垂直材	左側	M2-L	20日	4591.2	1.63	4666.0	59.7	61.1
	中央	M2-C		4529.6	1.83	4612.5	55.2	59.7
	右側	M2-R		4735.4	1.17	4790.8	70.3	62.7
床版端面	左側	M3-EL	4日	4455.3	2.07	4547.6	49.9	49.0
	中央	M3-EC		4515.0	1.88	4599.8	52.9	49.2
	右側	M3-ER		4420.3	2.18	4516.7	48.2	45.8
床版側面	中央左側	M3-CL	4日	4428.4	2.15	4523.6	48.6	45.4 *
	中央右側	M3-CR		4505.4	1.91	4591.4	52.4	45.2 *
	鉛直材上部左	M3-VL		4372.3	2.33	4474.2	45.9	47.6 *
	鉛直材上部右	M3-VR		4333.5	2.46	4440.1	44.0	43.4 *

*印は封緘養生による円柱供試体の28日強度から推定

(2) 推定強度とコア強度との比較

測定した圧縮強度の精度を確認するために、推定強度とコア強度との関係を**図-9.5** に示す。推定強度とコア強度とは高い相関性を示したが、全般的には推定強度がコア強度よりも若干高い傾向が見られた。相関関係の誤差は、+10%～+15%ものもあるが、ほとんどは±10%以内に分布していた。

9.3.3 まとめ

本節では、早強ポルトランドセメントによるコンクリートを用いた道路橋上下部工の強度測定を行った。推定強度のコア強度に対する推定誤差の範囲は、一部が±15%以内であったが、ほとんどは±10%以内であった。

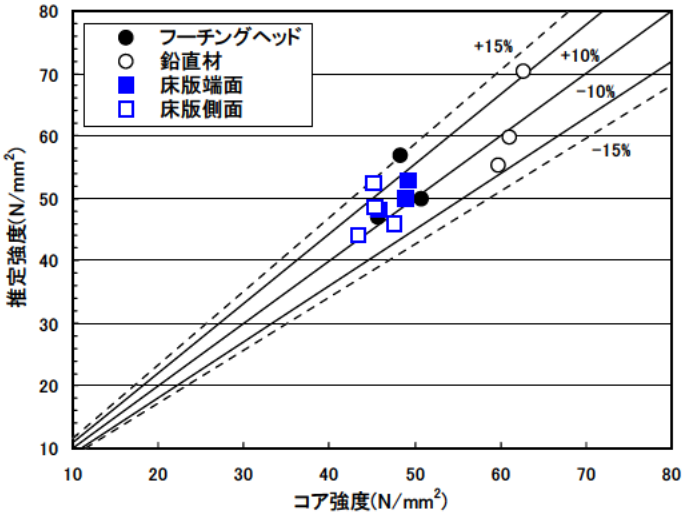


図-9.5　推定強度とコア強度との関係

9．4　構造物 N

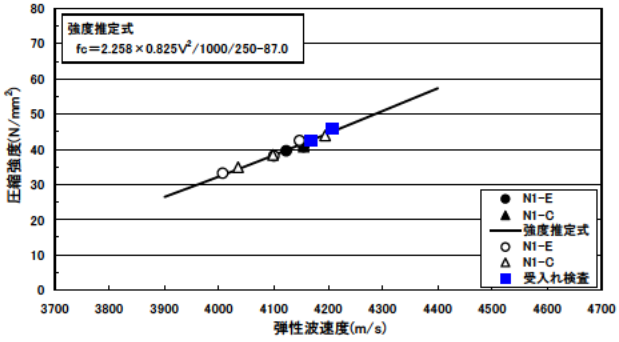
9.4.1 圧縮強度推定式

現場で作製した円柱供試体の材齢 7，28 および 91 日に弾性波速度測定および圧縮強度試験を行い、部位別に弾性波速度と圧縮強度との関係を整理し、それに圧縮強度推定式を回帰させて式の係数を決定した。部位は、N1 が第 1 径間、N2 が第 5，第 6 径間の測定場所を示し、C が中央，E が端部，L が向かって左側，R が向かって右側の測定位置を示す。部位別の弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式を図-9.6 に示す。なお、黒(青)抜き記号は標準養生、白抜き記号は封緘養生のものである。また、圧縮強度推定式の係数を表-9.6 に示す。

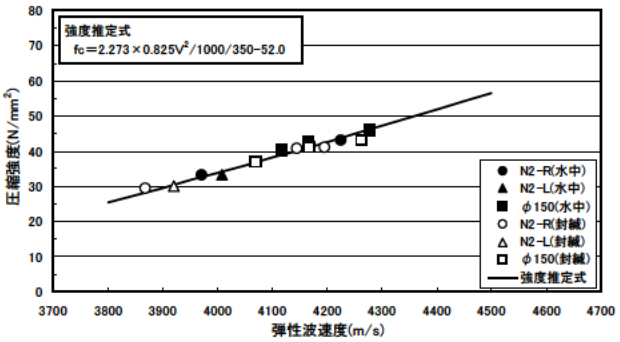
表-9.6　圧縮強度推定式の係数

係数	ρ (g/cm³)	a	b (N/mm²)	c
N1-C, E	2.258	1/250	-87.0	0.825
N2-L, R	2.273	1/350	-52.0	0.825

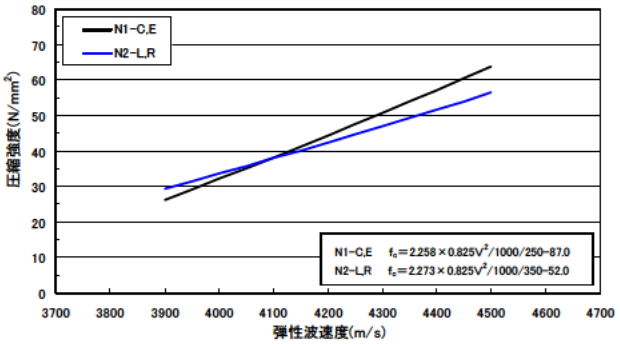
弾性波速度と圧縮強度との関係においてバラツキは比較的少ないが、N1 と N2 の相関関係が異なるため、図-9.6(3)に見られる



(1)　N1-C, E



(2)　N2-L, R



(3)　部位別の圧縮強度推定式

図-9.6　部位別の弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式

ように、圧縮強度推定式は異なっていた。この明確な理由は不明であるが、他のコンクリートに比較して、両者ともに圧縮強度の割に弾性波速度は遅く、コンクリートの密度は 0.1g/cm³ 程度小さい傾向が見られたが、この理由は粗骨材によるものと推測される。

9.4.2 強度測定結果および考察

(1) 測定結果一覧

強度測定結果一覧表を**表-9.7** に示す。測定は２回に分けて行い、測定時の材齢は N1 が９日、N2 が 30 日であった。なお、コア強度のうち、N1 の場合は小径コアの試験結果であるが、N2 の場合は封緘養生による円柱供試体の材齢 28 日強度を基にした材齢 30 日の推定強度である。

(2) 推定強度とコア強度との比較

測定した圧縮強度の精度を確認するために、推定強度とコア強度との関係を**図-9.7** に示す。推定強度とコア強度とは高い相関性を示した。相関関係は、全体的に推定強度が高い方に偏る傾向が見られるが、ほぼ±10%以内に分布した。

前項 9.3.1 で述べたように、このコンクリートは圧縮強度に比較して弾性波速度が遅い傾向が見られた。この理由として粗骨材の弾性波速度が遅いことが考えられる。この推測が正しければ、同種の圧縮強度を有するコンクリートに比べ、弾性波速度の補正率が過大となったため、推定強度が高い傾向を示したと考えられる。

表-9.7　強度測定結果一覧

測定部位	測定位置		材齢(日)	弾性波速度(m/s)			圧縮強度(N/mm²)	
	名称	記号		測定値	補正率(%)	平均値	推定強度	コア強度
N1	中央	M1-C	9日	3897.4	3.85	4047.4	35.1	35.3
	端部	M1-E		3895.8	3.86	4046.1	35.0	31.8
N2	中央	M2-C	30日	3991.6	3.55	4133.3	39.5	40.6 *
	左側	M2-L		4037.7	3.40	4175.0	41.4	40.6 *
	右側	M2-R		4130.0	3.11	4258.4	45.2	40.6 *

*印は封緘養生による円柱供試体の28日強度から推定

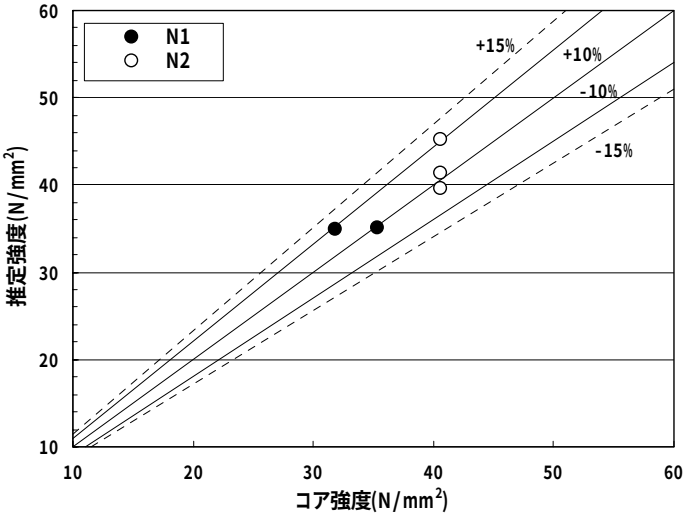


図-9.7　推定強度とコア強度との関係

9.4.3 まとめ

本節では、早強ポルトランドセメン

トによるコンクリートを用いた道路橋上部工の強度測定を行った。推定強度のコア強度に対する推定誤差範囲はほぼ±10%以内であり、実用的な精度で強度推定ができたと思われる。

９．５　構造物Ｐ

9.5.1 圧縮強度推定式

現場で作製した円柱供試体の材齢７，28 および 91 日に弾性波速度測定および圧縮強度試験を行い、フーチングに打設したコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を作成した。この相関関係に圧縮強度推定式を回帰させて式の係数を決定した。フーチングの弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式を図-9.8 に示す。なお、黒(青)抜き記号は標準養生、白抜き記号は封緘養生のものである。また、圧縮強度推定式の係数を表-9.8 に示す。弾性波速度と圧縮強度との関係は、比較的バラツキが少なく、圧縮強度推定式との相関係数は極めて高く、0.993 であった。

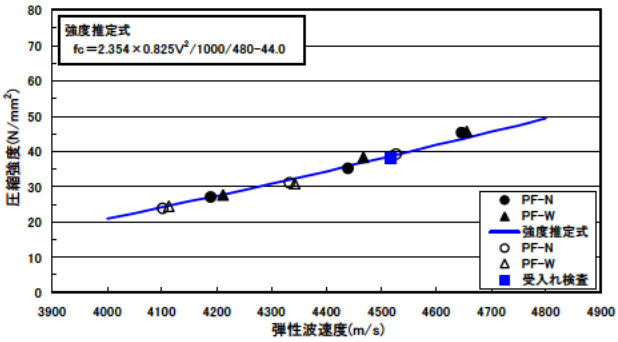


図-9.8　フーチングの弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式

表-9.8　圧縮強度推定式の係数

圧縮強度推定式の係数	ρ (g/cm³)	a	b (N/mm²)	c
フーチング	2.354	1/480	-44.0	0.825

9.5.2 強度測定結果および考察

(1) 測定結果一覧

フーチングの強度測定結果一覧表を表-9.9 に示す。測定時の材齢は 14 日であった。コア強度は小径コアのものである。

(2) 推定強度とコア強度との比較

表-9.9　フーチングの強度測定結果一覧

測定部位	測定位置		材齢 (日)	弾性波速度(m/s)			圧縮強度(N/mm²)	
	名称	記号		測定値	補正率(%)	平均値	推定強度	コア強度
フーチング	東面	PF-E	14日	4190.8	2.91	4312.8	31.3	32.4
	南面	PF-S		4229.3	2.79	4347.3	32.5	32.0
	西面	PF-W		4222.1	2.81	4340.8	32.2	32.1
	北面	PF-N		4206.6	2.86	4326.9	31.7	31.3

測定した圧縮強度の精度を確認するために、推定強度とコア強度との関係を図-9.9 に示す。推定強度とコア強度とは極めて高い相関性を示した。相関関係の偏りはほとんどなく、±4%以内に分布していた。

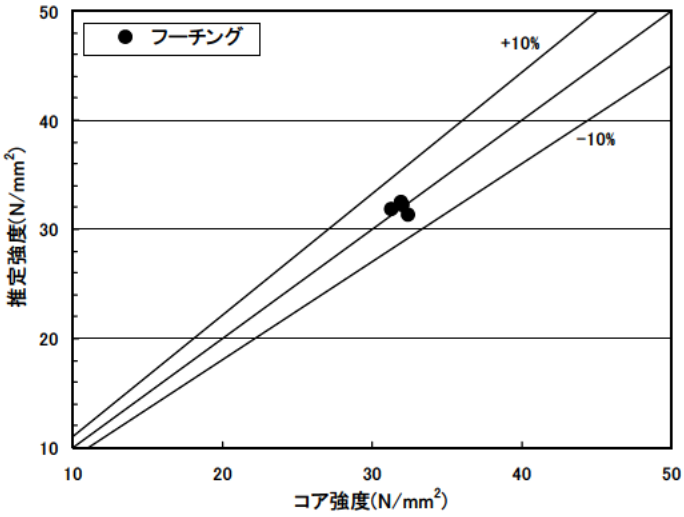


図-9.9　推定強度とコア強度との関係

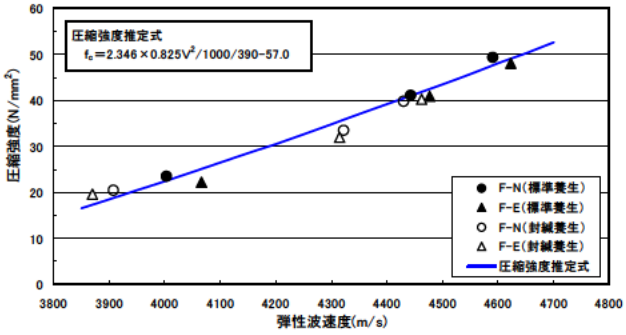
9.5.3 まとめ

本節では、高炉セメントＢ種によるコンクリートを用いた道路橋下部工の強度測定を行った。推定強度のコア強度に対する推定誤差の範囲は±4%以内であり、実用的な精度を確保していることが確認された。

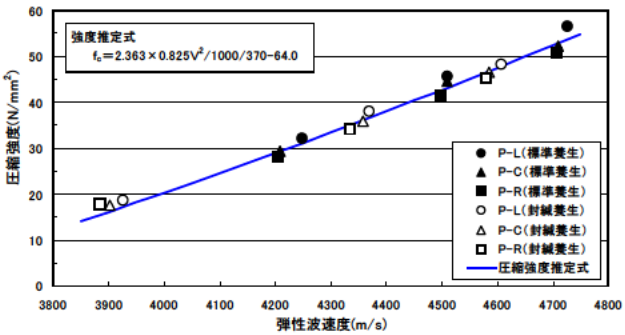
９．６　構造物Ｑ

9.6.1 圧縮強度推定式

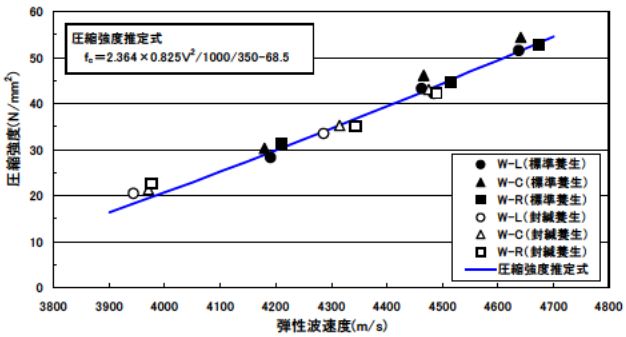
材齢７，28 および 91 日に円柱供試体の弾性波速度測定および圧縮強度試験を行い、フーチング，竪壁およびパラペットの部位別に弾性波速度と圧縮強度との関係を整理し、それに圧縮



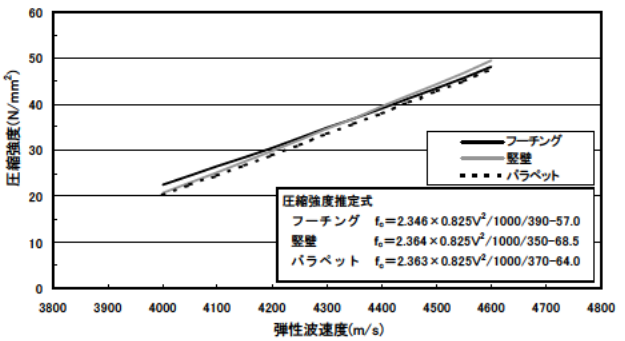
(1)　フーチング



(3)　パラペット



(2)　竪　壁



(4)　部位別の圧縮強度推定式

図-9.10　部位別の弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式

強度推定式を回帰させて式の係数を決定した。部位別の弾性波速度と圧縮強度との関係および圧縮強度推定式を**図-9.10** に示す。なお、黒(青)抜き記号は標準養生、白抜き記号は封緘養生のものである。また、圧縮強度推定式の係数を**表-9.10** に示す。弾性波速度と圧縮強度との関係には多少のバラツキがあるため、部位別の圧縮強度推定式の係数値は異なるが、**図-9.10(3)**に示すように、式の形はほぼ一致している。構造物 L と同様に、その分布幅は 2N/mm^{2}程度あり、同一調合のコンクリートにおいてもこの程度の違いが生ずることを把握した。

表-9.10　圧縮強度推定式の係数

圧縮強度推定式の係数	ρ (g/cm^3)	a	b (N/mm^2)	c
フーチング	2.346	1/390	-57.0	0.825
竪　壁	2.364	1/350	-68.5	0.825
パラペット	2.363	1/370	-64.0	0.825

9.6.2 強度測定結果および考察

(1) 測定結果一覧

フーチング，竪壁およびパラペットの強度測定結果一覧表を**表-9.11** に示す。測定は 2 回に分けて行い、測定時の材齢はフーチングが 9 日、竪壁が 46 日、パラペットが 26 日であった。このため、フーチングの強度は、材齢が小さいので他に比べ、10N/mm^{2}程度低い値になっていた。コア強度はいずれも小径コアの強度試験結果を用いた。

(2) 推定強度とコア強度との比較

測定した圧縮強度の精度を確認するために、推定強度とコア強度との関係を**図-9.11** に示す。推定強度とコア強度とは比較的高い相関性を示し、特にフーチングの相関性が高い。全体的に

表-9.11　フーチング，竪壁およびパラペットの強度測定結果一覧

測定部位	測定位置		材齢 (日)	弾性波速度(m/s)			圧縮強度(N/mm^2)	
	名称	記号		測定値	補正率(%)	平均値	推定強度	コア強度
フーチング	北面	F-N	9	4044.1	3.38	4180.8	29.6	31.9
	西面	F-W		4099.0	3.21	4230.5	31.7	32.1
	東面	F-E		4060.0	3.33	4195.1	30.2	29.6
竪壁	右側	W-R	46	4332.2	2.46	4438.8	41.3	44.8
	中央	W-C		4418.1	2.19	4514.9	45.1	47.0
	左側	W-L		4369.7	2.34	4471.9	42.9	39.5
パラペット	右側	P-R	26	4347.8	2.41	4452.6	40.5	35.7
	中央	P-C		4321.2	2.50	4429.2	39.4	39.1
	左側	P-L		4412.2	2.21	4509.7	43.2	39.8
	天井	P-S		4284.1	2.62	4396.3	37.8	35.4

相関関係の偏りはなく、ほぼ±10%以内に分布していた。

9.6.3 まとめ

本節では、高炉セメントB種によるコンクリートを用いた道路橋下部工の強度測定を行った。推定強度のコア強度に対する推定誤差の範囲はほぼ±10%以内であり、実用的な精度を確保していると思われる。

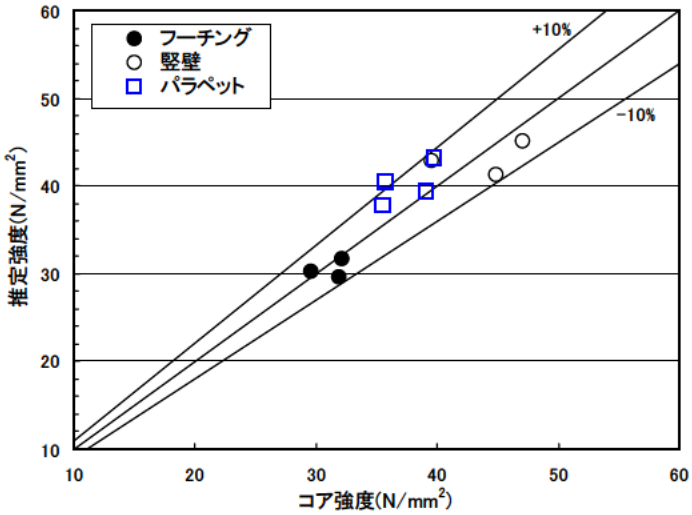


図-9.11　推定強度とコア強度との関係

９．７　まとめ

本章では、５つの道路橋構造物のフーチングを中心に上下部工の部位において、衝撃弾性波による表面２点法の強度測定結果を述べた。図-9.12 に全ての測定位置の推定強度とコア強度との関係をまとめて示す。この結果、推定強度のコア強度に対する推定誤差の範囲は、構造物により多少異なり、構造物Ｐでは±4%以内であるが、全般的にはほぼ±10%～±15%以内であった。これにより、衝撃弾性波法を用いた非破壊試験による新設コンクリート構造物の強度測定の妥当性が認められると共に、表面２点法は実用的な精度を確保していることが確認された。

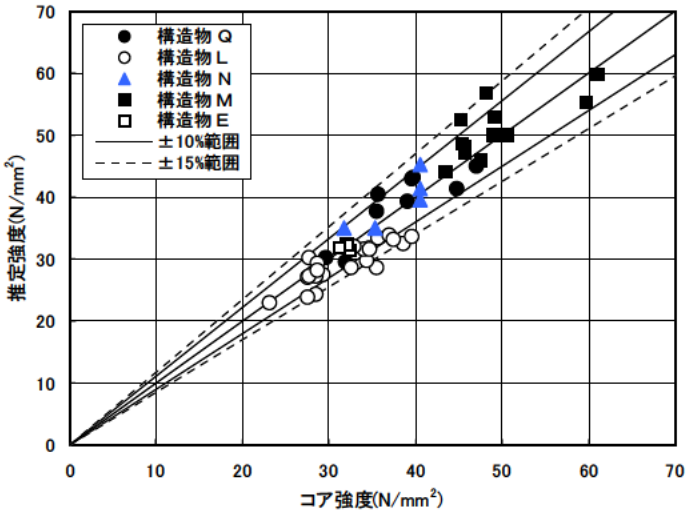


図-9.12　全ての測定位置の推定強度とコア強度との関係

１０章　ボス供試体

１０．１　実験概要

10.1.1　実験方法

ボス供試体の作製方法と圧縮試験方法は、日本非破壊検査協会規格 NDIS3424：2005「ボス供試体の作製方法及び圧縮試験方法」に準じて実施した。なお強度試験材齢前に採取したボス供試体は、現場でボス型枠を解体せずに、ビニールにより封かん養生を行い、戸田建設（株）技術研究所（茨城県つくば市）へ運搬し、試験材齢まで外気温で養生を行った。

実験に使用したボス供試体は（加圧面）100mm×100mm×（高さ）200mm（以下「□100」）と（加圧面）75mm×75mm×（高さ）150mm（以下「□75」）の 2 種類である。ボス型枠を**写真-10.1.1** に示す。



写真-10.1.1　ボス型枠（左：□100　　右：□75）

10.1.2　実験条件及び供試体数量

本実験で対象とした構造物の実験条件と、ボス供試体数量を以下に示す。

表-10.1.1　実験条件と供試体数量

対象構造物	部材	コンクリート	ボス供試体（個）		採取材齢	試験材齢	養生方法	打設時期
			□75	□100				
構造物 L（橋脚 3 基）	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	27-8-20BB	12	12	22～29	28～35	水中	10 月上旬～下旬
	柱	30-8-20N	12	—	6～21	27～28	堪水及び散水	10 月下旬～12 月上旬
構造物 M	ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍｯﾄﾞ	36-12-20H	3	3	55	62	シート	12 月下旬
	垂直材		3	—	21	28	シート	1 月下旬
	主桁		6	—	5	7, 28	シート	3 月上旬
構造物 N	主桁	36-8-20H	6	—	2	7, 28	シート	1 月中旬
構造物 P	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	27-8-20BB	4	4	14	28	シート	11 月上旬
構造物 Q（橋台）	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	27-8-20BB	3	3	8	28	シート	11 月下旬
	躯体		3	—	48	50	シート	12 月上旬
	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ		3	—	26	28	シート	12 月下旬

N:普通ポルトランドセメント　BB:高炉セメント B 種　H:早強セメント

10.1.3　実験項目

本実験では、以下の項目について検証を行い、実構造物を対象とした場合の構造体コンクリート強度をボス供試体により得られた圧縮強度（以下「ボス強度」）で推定することができるかを検証した。

標準コア供試体はφ100mmまたはφ70mmとし、ボス供試体近傍から採取したものを比較対象とした。なお、標準コアの採取が困難であった箇所については、小径コアによる圧縮強度を比較の対象とした。

①ボス強度と構造体コンクリート強度（　コア供試体強度）の比較

②供試体採取高さによる圧縮強度への影響

③供試体採取材齢による圧縮強度への影響

④強度発現経過の検証

10.2　構造物Ｌの結果

10.2.1 圧縮強度試験結果

構造物Ｌでのフーチング、柱部のボス供試体による圧縮強度試験結果をそれぞれ**表-10.2.1** 及び**表-10.2.2** に示す。なお、使用したコンクリートの呼び強度はフーチングが 27N/mm^2、柱部が 30N/mm^2 である。

なお、**表－10.2.1** 中、P35 北面－中段の供試体は、供試体内部に粗骨材がほとんどなかった。これは、コンクリート打設時に分離した材料がノロとなってボス型枠内に充填されてしまったものと考えられ、□75、□100 ともに他と著しく異なるため棄却した。

本構造物はスランプ 8cm で打設されたが、上記以外でボス供試体の充填不良に伴うボス供試体による圧縮強度（以下「ボス強度」）への影響は見られなかった。従って、適切な打設作業が行われれば、スランプ 8cm でも、ボス供試体への成型は問題なく実施できる。

表-10.2.1　圧縮強度試験結果一覧（フーチング）

橋脚	採取位置	採取高さ (mm)	採取材齢 (日)	試験材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)		橋脚	採取位置	採取高さ (mm)	採取材齢 (日)	試験材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	
					□75	□100						□75	□100
P35	北－下段	450	24	32	38.9	36.9	P36	北－下段	450	22	28	44.3	39.3
	北－中段※	1250			26.2※	26.0※		北－中段	1250			32.3	33.1
	北－上段	2350			34.5	32.5		北－上段	2350			31.2	26.9
	西－中段	1250			30.5	29.0	P37	北－下段	450	29	35	40.3	38.0
	南－中段	1250			35.9	36.2		北－中段	1250			35.2	35.5
	東－中段	1250			42.5	34.6		北－上段	2350			26.9	29.0

※棄却した供試体

表-10.2.2　圧縮強度試験結果一覧（柱部）

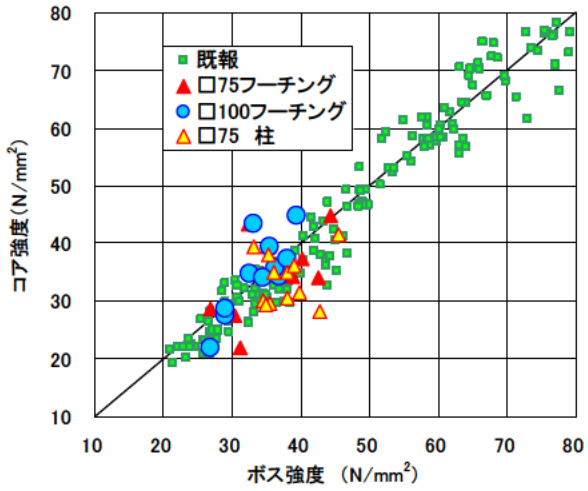
橋脚	採取位置	採取高さ (mm)	採取材齢 (日)	試験材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm²) □75	橋脚	採取位置	採取高さ (mm)	採取材齢 (日)	試験材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm²) □75
P35	西－下部	2050	16	28	35.5	P37	西－下部	2250	21	28	34.9
	東－下部	2050			38.0		東－下部	2250			42.8
	西－上部	1750	6	28	33.1		西－上部	2100	10	28	36.0
	東－上部	1750			45.5		東－上部	2100			39.0
P36	西－下部	2250	14	28	34.5						
	東－下部	2250			39.8						
	西－上部	2100	10	27	38.0						
	東－上部	2100			35.2						

10.2.2 ボス強度とコア供試体強度の比較

図-10.2.1 にボス供試体の圧縮強度とコア供試体の圧縮強度の関係を示す。柱部のボス強度は、標準コアを採取していないため、小径コアより得られた構造体コンクリート強度との対比させている。また、比較のため過去の圧縮強度試験結果 [1)~4)] より得られたデータを併記する。

図より、実構造物に適用してもボス強度とコア強度は、過去の試験結果と同様、ほぼ 1：1 の相関関係を認めることができる。

また、表-10.2.3 から、フーチングについての標準偏差を比較すると□100＜□75＜標準コアの順にばらつきが拡大しており、既報の結果と一致する傾向が認められた。



図－10.2.1　ボス強度とコア強度の関係

表－10.2.3　各供試体圧縮強度の平均値と標準偏差

部位	圧縮強度（平均値）(N/mm²)			標準偏差 (N/mm²)		
	□75	□100	標準コア	□75	□100	標準コア
ﾌｰﾁﾝｸﾞ	35.7	33.7	34.8	5.37	4.03	6.45
柱	37.7	—	—	3.64	—	—

10.2.3 ボス供試体採取高さによる圧縮強度への影響

本構造物のフーチングは、採取高さを変更して圧縮強度試験を実施した。

ボス供試体と標準コア供試体の採取高さと圧縮強度の関係を図-10.2.2 に示す。

□75、□100 および標準コアともに、構造体下段から採取した供試体の強度が、上段から採取した強度よりも 8.6～10.4N/mm^2 大きくなった。これは、部材下層に打設されたコンクリートが圧密効果によって密実となり、圧縮強度が増加したことが理由と考えられる。

また、表-10.2.4 は各供試体の圧縮強度の平均値と標準偏差を示したものである。表-4.8.2 より標準偏差については、各供試体とも下段では、ばらつきが小さく中・上段においてばらつきが拡大する傾向を示した。

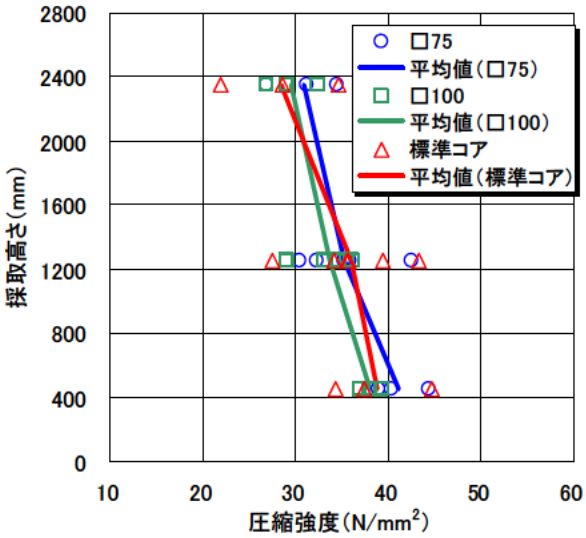


図-10.2.2　採取高さと圧縮強度の関係

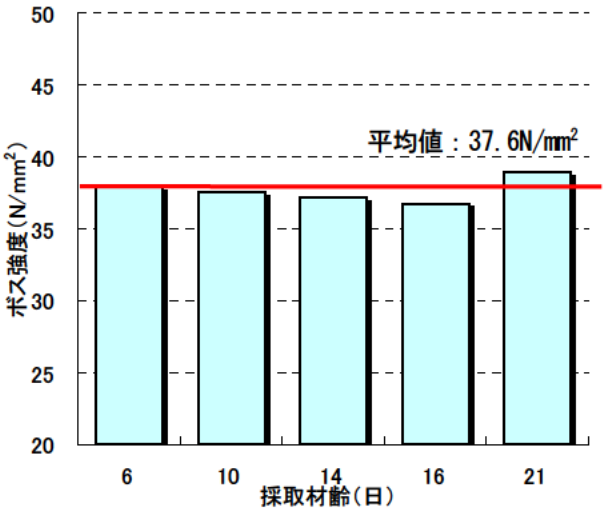
表-10.2.4　採取高さ別の圧縮強度（平均値）と標準偏差

採取高さ (mm)		圧縮強度（平均値） (N/mm²)			標準偏差 (N/mm²)		
		□75	□100	標準コア	□75	□100	標準コア
上段	2350	30.9	29.5	28.4	3.81	2.82	5.69
中段	1250	35.3	33.7	35.9	4.59	2.86	5.07
下段	450	41.2	38.1	38.8	2.82	1.21	4.75
全体		35.7	33.7	34.8	5.37	4.03	6.45

10.2.4 供試体採取時期による圧縮強度への影響

実構造物の施工では埋戻しなどの理由により、ボス供試体を試験材齢まで構造物に取り付けたまま養生することができない場合が想定される。図－10.2.3 は同一配合の構造物 L の柱部で、採取材齢を変えた材齢 28 日ボス強度を示している。なお、早期に採取したボス供試体は、NDIS3424 に準じ、試験材齢までボス型枠を脱型せず、構造物近傍にて封かん養生を行った。

図より、どの採取材齢においても 28 日ボス強度は、ほぼ同等の値を示している。平均値は 37.6N/mm^2、標準偏差は 0.81N/mm^2 であり、ばらつきは小さなものであった。実構造物の工事工程に支障をきたさぬよう、ボス供試体を早期に採取しても、ボス強度への影響は極めて小さい。



図－10.2.3　ボス供試体の採取材齢と材齢 28 日ボス強度の関係

10.3　構造物 M の結果

10.3.1 圧縮強度試験結果

構造物 M の圧縮強度試験結果を表-10.3.1 に示す。コンクリートの呼び強度は全部材とも 36N/mm^2 であり、呼び強度を大きく上回る結果が得られた。

垂直材は鉛直面に対して 30°の傾きを持った面にボス型枠を設置した。今回のケースのように傾斜面の構造体型枠にボス型枠を設置しても、適切な打設作業が行われれば、ボス供試体の成型は可能であることが確認できた。

各打設ロット（部材ごと）によるボス強度のばらつきは小さかった。

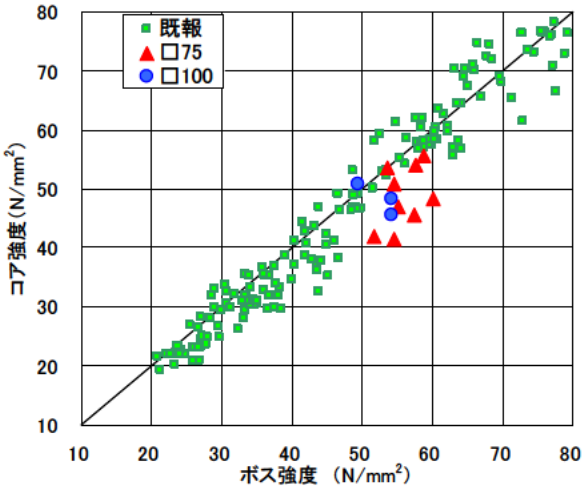
表-10.3.1　圧縮強度試験結果一覧（構造物 M）

部材	ボス供試体	採取位置	採取材齢（日）	試験材齢（日）	圧縮強度 (N/mm^2) ボス強度	圧縮強度 (N/mm^2) 平均値	標準偏差 (N/mm^2)
ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍｯﾄﾞ	□75	L	55	62	60.0	57.3	2.8
		C			54.5		
		R			57.3		
	□100	L	55	62	54.0	52.1	3.3
		C			48.3		
		R			54.1		
垂直材	□75	L	21	28	62.3	62.4	2.1
		C			60.9		
		R			63.9		
主桁	□75	L	5	7	51.6	53.8	1.9
		C			54.6		
		R			55.1		
		L	5	28	57.7	56.7	2.7
		C			53.7		
		R			58.8		

10.3.2 ボス強度とコア供試体強度の比較

図-10.3.1 にボス供試体の圧縮強度とコア供試体の圧縮強度の関係を示す。本構造物では、垂直材、主桁については、標準コアを採取していないため、小径コアより推定した構造体コンクリート強度と対比させた。また、比較のため過去の圧縮強度試験結果より得られたデータを併記する。

図より、ボス強度とコア強度を各供試体ごとに比較すると、□75 で平均 7.3N/mm^2、□100 で 3.9N/mm^2 ボス強度の方が大きい値となった。

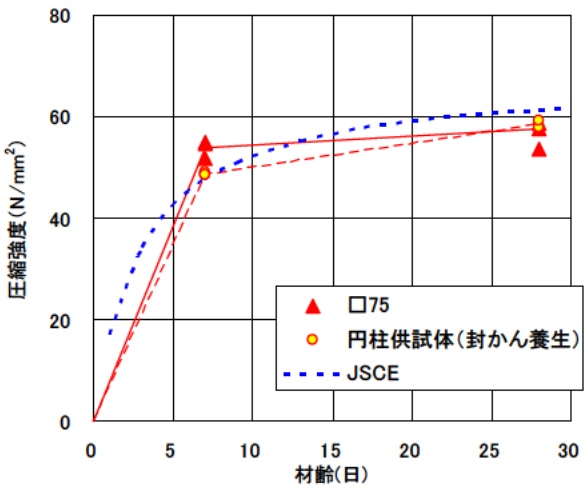


図－10.3.1　ボス強度とコア強度の関係

10.3.3 材齢と圧縮強度の関係

本構造物の主桁では、材齢 7 日、28 日でボス強度を測定した。試験材齢と圧縮強度の関係を図-10.3.2 に示す。図中には比較のため封かん養生した円柱供試体の強度と土木学会コンクリート標準示方書による圧縮強度推定式を併せて示した。

ボス供試体と円柱供試体はほぼ同様の強度発現経過を示しており、圧縮強度推定式ともよい対応関係が得られた。従って、若材齢のボス強度から、所定材齢の構造体コンクリート強度を推定する場合にも適用可能と考えられる。



図－10.3.2　各供試体の圧縮強度と材齢の関係

10.4　構造物 N の結果

10.4.1 圧縮強度試験結果

構造物 N の圧縮強度試験結果を表-10.4.1 に示す。

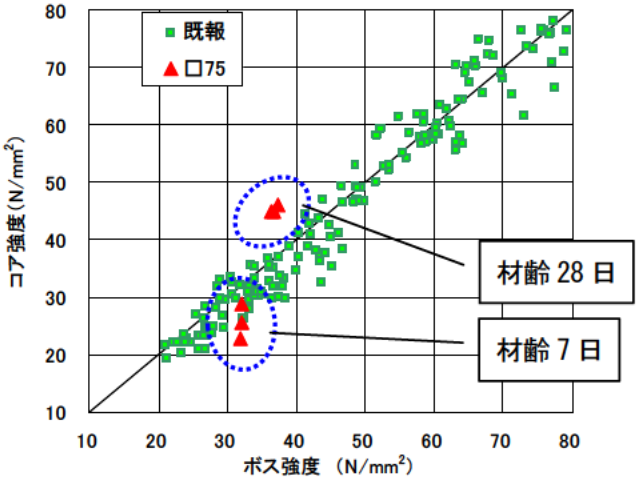
表-10.4.1　圧縮強度試験結果一覧（構造物 N）

部材	ボス供試体	採取位置	採取材齢（日）	試験材齢（日）	圧縮強度 (N/mm²) ボス強度	圧縮強度 (N/mm²) 平均値	標準偏差 (N/mm²)
主桁	□75	L	2	7	31.8	32.0	0.2
		C			32.2		
		R			32.0		
		L	2	28	37.4	36.9	0.5
		C			36.8		
		R			36.4		

10.4.2 ボス強度とコア供試体強度の比較

図-10.4.1 にボス供試体の圧縮強度とコア供試体の圧縮強度の関係を示す。本構造物は、標準コアを採取していないため、小径コアより得られた構造体コンクリート強度との対比させている。また、比較のため過去の圧縮強度試験結果より得られたデータを併記する。

図より、材齢により傾向が異なる結果となった。これは、材齢 2 日でボス供試体、コア供試体の採取を行っており、採取後の養生温度がその後の強度発現に大きく影響を与えたものと考えられる。



図－10.4.1　ボス強度とコア強度の関係

10.5　構造物 P の結果

10.5.1 圧縮強度試験結果

構造物 P の圧縮強度試験結果を表-10.5.1 に示す。この構造物の呼び強度は 27N/mm^2 であり、全供試体から、呼び強度以上であることが確認された。

表-10.5.1　圧縮強度試験結果一覧（構造物 P）

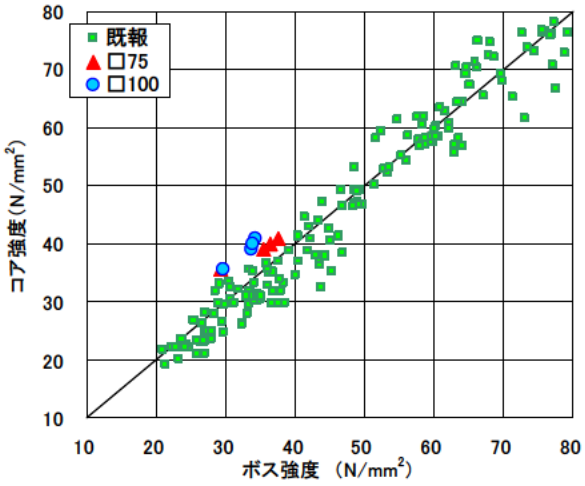
部材	ボス供試体	採取位置	採取材齢（日）	試験材齢（日）	圧縮強度 (N/mm^2)		標準偏差 (N/mm^2)
					ボス強度	平均値	
フーチング	□75	北	14	28	36.4	34.7	3.7
		西			35.5		
		南			37.5		
		東			29.2		
	□100	北	14	28	33.9	32.9	2.1
		西			33.7		
		南			34.4		
		東			29.7		

10.5.2 ボス強度とコア供試体強度の比較

図-10.5.1 にボス供試体の圧縮強度とコア供試体の圧縮強度の関係を示す。また、比較のため過去の圧縮強度試験結果より得られたデータを併記する。

ボス強度の平均が□75 で 34.7N/mm^2、□100 で 32.9N/mm^2 に対しコア強度の平均は 38.8N/mm^2 と全体的にボス強度がコア強度をやや下回る結果であった。

過去の実験結果では、ボス供試体は上面の透気性シートの影響を受け、コア強度より 1～3N/mm^2 程度強度が大きくなる傾向を示しており、これまでの傾向と異なる結果となった。



図－10.5.1　ボス強度とコア強度の関係

上記の要因としては、フーチングのように打設範囲が広い構造物では、バイブレータによる横移動などにより、分離したコンクリート材料がボス供試体に混入したことが、ボス強度の低下を引き起こしたと考えられる。このため、ボス供試体の作製にあたっては、適切な施工が求められる。

10.6　構造物Qの結果

10.6.1 圧縮強度試験結果

構造物Pの圧縮強度試験結果を表-10.6.1 に示す。この構造物の呼び強度は 27N/mm^2 であり、全供試体が呼び強度以上であることが確認された。

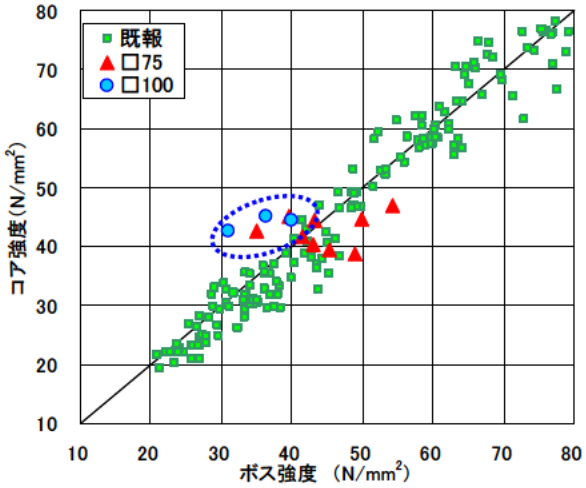
表-10.6.1　圧縮強度試験結果一覧（構造物Q）

部材	ボス供試体	採取位置	採取材齢（日）	試験材齢（日）	圧縮強度 (N/mm^2) ボス強度	圧縮強度 (N/mm^2) 平均値	標準偏差 (N/mm^2)
フーチング	□75	北	8	28	39.6	39.3	4.2
		西			43.2		
		東			34.9		
	□100	北	8	28	36.3	35.7	4.4
		南			39.9		
		東			31.0		
壁	□75	L	48	50	49.9	49.8	4.5
		C			54.3		
		R			45.3		
パラペット	□75	L	26	28	41.4	44.4	4.0
		C			48.9		
		R			42.9		

10.6.2 ボス強度とコア供試体強度の比較

図-10.6.1 にボス供試体の圧縮強度とコア供試体の圧縮強度の関係を示す。また、比較のため過去の圧縮強度試験結果より得られたデータを併記する。

図中点線で示した箇所については、ボス強度が低く測定された。この部分は、フーチングにおける測定結果であり、構造物Nで見られた寒冷期（11月28日打設）における若材齢（材齢8日）での供試体採取の条件に当てはまり、コア供試体よりも寒い養生温度環境に置かれたため、強度発現が低減されたものと考えられる。



図－10.6.1　ボス度とコア強度の関係

その他の測定結果は、採取材齢が48日、26日と十分に強度が発現した後に供試体を採取し圧縮強度試験を実施しているため、従来の試験結果（ボス強度＞コア強度）と同様の傾向を示している。

ボス供試体を若材齢で採取した場合、構造体と同様の環境下で養生することは、正確な構造体コンクリート強度を推定する上で重要であると言える。

10.7　考察

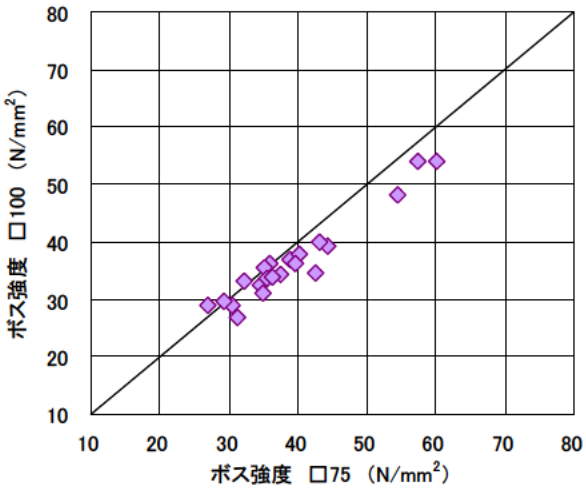
10.7.1 ボス供試体の寸法による圧縮強度への影響

構造物 L、M、P、Q で同一箇所に配置した□75 と□100 のボス強度の対比を図-10.7.1 に示す。

□75 のボス強度の方□100 のボス強度より大きくなった。

この原因は、ボス型枠上面に設置した透気性シートにより、ブリーディング水が排出されシートに接するコンクリート表層部分の水セメント比が減少し、組織が緻密化された部分が現われる。この組織が改質されたコンクリートが加圧面積に占める割合が□100 よりも□75 の方が大きいためであると考えられ、過去の研究成果[5)]と同様の傾向である。

なお、□75 と□100 の差は平均で 2.5N/mm^2 であった。



図－10.7.1　□75 と□100 のボス強度の比較

10.7.2 ボス強度と構造体コンクリート強度の比較

今回の 5 構造物を対象として得られた、ボス強度と構造体コンクリート強度の関係を過去の実験結果とともに図-10.7.2 に示す。

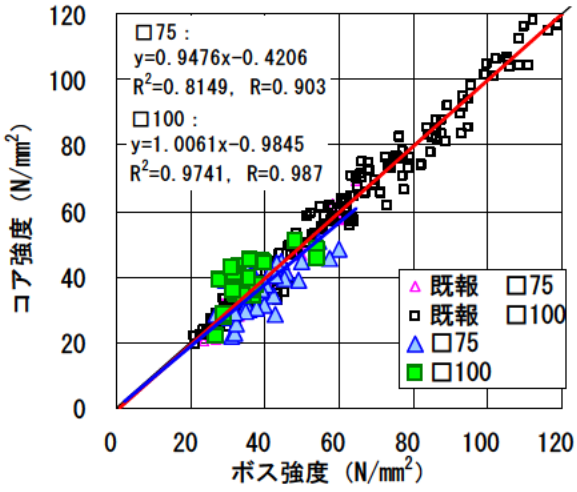


図-10.7.2　ボス強度とコア強度の関係

また、図中には□75 および□100 の回帰直線を示した。□75 のボス強度と構造体コンクリート強度の間には相関係数で R=0.903、□100 とのボス強度と構造体コンクリート強度の間には相関係数で R=0.987 と高い相関関係が認められた。これにより、ボス供試体により実構造物のコンクリート強度を推定することは可能であることが確認できた。

10.7.3 まとめ

実構造物を対象とした本実験では、以下の結果が得られた。

（1）ボス強度と構造体コンクリート強度（　コア強度）の間には、□75 で相関係数 R=0.903、□100 で R=0.987 と高い相関が得られた。ボス供試体により構造体コンクリート強度を推定することは十分可能である。

（2）採取高さとボス強度の関係から、構造物の下部から採取したボス供試体の強度は、上部より採取したものよりも大きい結果であった。

（3）ボス供試体を早期に採取しても、材齢 28 日圧縮強度に与える影響は小さいものであった。ただし、採取後は構造体と同等の環境で供試体を養生することが重要である。

（4）試験材齢とボス強度の関係は、円柱供試体による試験材齢と圧縮強度の関係や土木学会の強度推定式とよい対応を示していることから、若材齢のボス強度から、所定材齢の構造体コンクリート強度を推定することは可能であると考えられる。

（5）本実験で使用したコンクリート（最大粗骨材径 20mm スランプ 8～12cm）の範囲において、□75 および□100 ボス供試体の成型は、十分可能であることが実証できた。ただし、ボス供試体の成型に当たっては、適切な施工が求められる。

※本章の結果には、比較検討用として小径コアグループの試験結果から引用したデータと土木研究所が行った圧縮強度試験結果から引用した現場封かん養生供試体のデータも示した。

【参考文献】

1)篠崎徹ほか：「ボス供試体による構造体コンクリート強度の推定法の検討」、社団法人　日本建築学会技術報告集第 15 号、pp.31-44、2002.6

2)土田克美ほか：「ボス供試体によるコンクリート構造物の圧縮強度推定」、社団法人　土木学会　第 58 回年次学術講演会講演概要集、pp.189-190、2003.9

3)篠崎徹ほか：「ボス供試体によるコンクリート構造物の品質検査に関する研究　その１　ボス供試体による構造体コンクリートの強度推定の検討」、社団法人　日本建築学会　学術講演梗概集 A-1（東海）、pp.817-818、2003.9

4)袴谷秀幸ほか：「ボス供試体によるコンクリート構造物の品質検査に関する研究　その２　ボックス供試体による検討」、社団法人　日本建築学会　学術講演梗概集 A-1（北海道）、pp.179-180、2004.8

5) 篠崎徹ほか：「ボス供試体によるコンクリート構造物の品質検査に関する研究　その３　壁式供試体による検討」、社団法人　日本建築学会　学術講演梗概集 A-1（北海道）、pp.181-182、2004.8

第１１章　　小径コア（φ25㎜）

１１．１　実験概要

11.1.1　概要

小径コア試験法（φ25mm）については 2005 年度試行した構造物 L,M,N,P,Q 全てにおいて実施している。試験は原則として、(財) 土木研究センター [建技査証第 0317 号]小径コアによるコンクリート構造物の調査技術「ソフトコアリングC+」に定めたコンクリート圧縮強度調査技術の方法により実施した。

現場で採取したコアは前年度確認した方法により封緘養生して、㈱錢高組技術研究所（東京都青梅市）・前田建設㈱技術研究所（東京都練馬区）・日本国土開発㈱技術事業センター（神奈川県愛川町）の試験施設の中でそれぞれ定めた場所に送付して予定の試験材齢まで保管した後、試験体を所定の方法での加工成形と強度試験を実施している。構造物L,M,P,Qでは比較のため、橋梁下部工フーチングの採取可能な部分でφ100mmまたは φ75（φ70）㎜を基準コアとした試験も実施した。さらに一部の構造物L,M,Qについては、現場で小型試験機を用いて試験する方法（**写真-11.1.1、写真-11.1.2 参照**）も実施し、近い材齢で実施した在来法結果との比較も行っている。



写真-11.1.1　現場用小型圧縮試験装置



写真-11.1.2　現場での小径コア試験体加工状況

11.1.2　各構造物での比較試験項目と試験数

本実験で対象とした構造物 5 件の各構造物での実験条件と試験数量を示す。試験総数は、小径コア現場試験が 52 本、小径コア在来法試験 222 本、規準コア試験（φ100mmorφ75mmorφ70mm）25 本である。

(1) 構造物Ｌ(高架橋橋脚)

表-11.1.1　構造物Ｌ 比較試験条件と試験数　　**（在来法試験場所：錢高組技術研究所）**

コア採取部材	橋脚 No.	採取箇所	ｺﾝｸﾘｰﾄ種類	小径コア現場試験本数 (材齢)	小径コア在来法試験本数 (材齢)	規準コア φ／本数 (材齢)
ﾌｰﾁﾝｸﾞ	P35	2 箇所	27-8-20BB	11 本(27 日)	24 本(29 日)	φ70／6 本 (29 日)
	P36	1 箇所	27-8-20BB	11 本(24 日)	12 本(28 日)	φ70／3 本 (28 日)
	P37	1 箇所	27-8-20BB	―	12 本(35 日)	φ100／3 本 (35 日)
柱	P35･P36･P37	6 箇所	30-8-20N	―	48 本(27～28 日)	―
計				22 本	96 本	12 本

(2) 構造物M（斜材付き π 型ラーメン橋）

表-11.1.2 構造物M **比較試験条件と試験数**　（在来法試験場所：前田建設技術研究所）

コア採取部材	ｺﾝｸﾘｰﾄ種類	小径コア現場 試験本数（材齢）	小径コア在来法 試験本数（材齢）	規準コア φ／本数（材齢）
フーチング頭部全面	36-12-20H	12 本(55 日)	12 本(62 日)	φ75／3 本（62 日）
垂直材背面	36-12-20H	－	9 本(28 日)	－
桁端部	36-12-20H	－	12 本(7 日)	－
	36-12-20H	－	6 本(28 日)	－
計		12 本	39 本	3 本

(3) 構造物N（連続 PC 中空床版橋上部工）

表-11.1.3 構造物N **比較試験条件と試験数**　（在来法試験場所：日本国土開発技術事業センター）

コア採取部材	採取 箇所	ｺﾝｸﾘｰﾄ種類	小径コア在来法 試験本数（材齢）
桁打ち継ぎ小口	1箇所	36-8-20H	12 本(7 日)

(4) 構造物Ｐ（橋脚）

表-11.1.4 構造物Ｐ **比較試験条件と試験数**　（在来法試験場所：錢高組技術研究所）

コア採取部材	採取 箇所	ｺﾝｸﾘｰﾄ種類	小径コア在来法 試験本数（材齢）	規準コア φ／本数（材齢）
Phu1 フーチング	4 箇所	27-8-20BB	9 本(16 日)	－
		(24-8-20BB)	16 本(28 日)	φ100／4 本（28 日）
計			25 本	4 本

(5) 構造物Q（橋台）

表-11.1.5 構造物Q **比較試験条件と試験数**　（在来法試験場所：錢高組技術研究所）

コア採取部材	採取 箇所	ｺﾝｸﾘｰﾄ種類	小径コア現場 試験本数（材齢）	小径コア在来法 試験本数（材齢）	規準コア φ／本数（材齢）
フーチング	3 箇所	27-8-20BB	12 本(10 日)	12 本(11 日)	－
			－	12 本(29 日)	φ100／3 本（29 日）
壁	1 箇所	27-8-20BB	－	10 本(50 日)	－
パラペット	1 箇所	27-8-20BB	6 本(27 日)	12 本(28 日)	φ70／3 本（28 日）
頂版	1 箇所	27-8-20BB	－	4 本(28 日)	－
計			18 本	50 本	6 本

１１．２　構造物Ｌの結果

本実験は、構造物Ｌの高架橋下部工で連続する３基の橋脚（No.35・No.36・No.37）において、フーチング、柱部材から基準コア（φ100mm 又はφ70mm コア）とφ25mm 小径コアを採取し圧縮強度試験による比較検討を行ったものである。コア採取実施したのは 2005 年 11 月 2 日と 11 月 20 日の 2 回である。



写真-11.2.1　構造物Ｌ高架橋下部工事全景

11.2.1　実験概要

(1) フーチングでのコア採取位置

各橋脚フーチング部での採取位置・採取本数・採取時の材令を**表-12.2.1** に示す。1 基目の No.35 橋脚では、橋台フーチングの４側面でコアを採取した。北面では上段・中段・下段の 3 位置で、東・西・南の 3 面は中段位置で基準コア（φ70mm コア）１本とφ25mm 小径コア 4 本ずつ比較試験採取をした。No.36 橋脚と No.37 橋脚のフーチングでは北面の上段・中段・下段の 3 位置で同様の比較試験採取を行っている。No.37 橋脚については鉄筋間隔があったので基準コアにφ100mm を使用した。

No.35 橋脚・No.36 橋脚のフーチング北面では、他に現場での圧縮強度試験実施用の小径コアを採取している。

表-11.2.1　フーチングのコア採取本数と強度試験条件

橋脚 No.	コア採取面	小径コア				規準コア			
		現場試験用		従来法		φ100mm コア		φ70mm コア	
		本数	試験材齢	本数	試験材齢	本数	試験材齢	本数	試験材齢
35	北-上部	3	27	4	29	-	-	1	29
	北-中部	4	27	4	29	-	-	1	29
	北-下部	4	27	4	29	-	-	1	29
	東-中部	-	-	4	29	-	-	1	29
	南-中部	-	-	4	29	-	-	1	29
	西-中部	-	-	4	29	-	-	1	29
36	北-上部	3	24	4	28	-	-	1	28
	北-中部	4	24	4	28	-	-	1	28
	北-下部	4	24	4	28	-	-	1	28
37	北-上部	-	-	4	35	1	35	-	-
	北-中部	-	-	4	35	1	35	-	-
	北-下部	-	-	4	35	1	35	-	-

表-11.2.2　柱部のコア採取本数と条

橋脚 No.	コア採取面	小径コア	
		従来法	
		本数	試験材齢
35	東-上部	4	28
	東-下部	4	28
	西-上部	4	28
	西-下部	4	28
36	東-上部	4	27
	東-下部	4	28
	西-上部	4	27
	西-下部	4	28
37	東-上部	4	28
	東-下部	4	28
	西-上部	4	28
	西-下部	4	28

(2) 柱部でのコア採取位置

柱部については、No.35 橋脚・No.36 橋脚・No.37 橋脚共に、2 本立つ橋脚の向かい合った内側の面において上下 4 カ所で小径コア 4 本ずつ採取して試験している。各橋脚柱部での採取位置・採取本数・採取時の材齢を**表-11.2.2** に示す。

(3) 採取時のコアの成形および圧縮試験

採取したコアは、**写真-11.2.2** に示すように食品用ラップと濡れ新聞紙およびビニール袋で封緘養生し、強度試験材齢まで保存した。試験材齢時に封緘養生を終了し、直ちに端面カットと硫黄キャピングにより端面成形し圧縮強度試験を行った。小径コアは、1 本のコアより強度用供試体を 2 本作製した。



写真-11.2.2　現場での小径コア試験体加工状況

11.2.2 圧縮強度試験結果および考察

(1) フーチング圧縮強度試験結果

フーチング部での圧縮強度試験結果一覧を**表-11.2.3** に示す。No.35 橋脚フーチングでは、小径コアによる補正圧縮強度の平均値は 33.0N/mm^2（標準偏差 5.88N/mm^2）、直径 70mm コアの圧縮強度の平均値は、33.6N/mm^2（標準偏差 3.07N/mm^2）であった。

表-11.2.3　フーチング圧縮強度試験結果一覧

橋脚 No.	コア採取面	試験方法	小径コア						規準コア					
			コア採取箇所			部材			φ100mm コア			φ70mm コア		
			平均値	補正後	標準偏差	平均値	補正後	標準偏差	平均値	補正後	標準偏差	平均値	補正後	標準偏差
35	北-上部	従来法	33.1	31.1	3.41	35.0	33.0	5.88	-	-	-	34.7	33.6	3.07
	北-中部	従来法	37.7	35.7	4.07							35.5		
	北-下部	従来法	37.1	35.1	4.48							34.3		
	東-中部	従来法	36.4	34.4	4.91							34.1		
	南-中部	従来法	40.1	38.1	2.23							35.7		
	西-中部	従来法	25.8	23.8	4.00							27.5		
36	北-上部	従来法	34.6	32.6	1.50	39.9	37.9	5.27	-	-	-	21.9	39.0	15.1
	北-中部	従来法	44.9	42.9	2.72							50.4		
	北-下部	従来法	40.3	38.3	4.55							44.7		
37	北-上部	従来法	36.0	34.0	2.79	38.6	36.6	4.57	28.6	35.2	5.78	-	-	-
	北-中部	従来法	44.0	42.0	2.02				39.5					
	北-下部	従来法	35.7	33.7	2.37				37.4					

No.36 橋脚フーチングでは、小径コアによる補正圧縮強度の平均値は 37.9N/mm^2（標準偏差 5.27N/mm^2）、直径 70mm コアの圧縮強度の平均値は、39.0N/mm^2（標準偏差 15.1N/mm^2）であった。

No.37 橋脚フーチングでは、小径コアによる補正圧縮強度の平均値は 36.6N/mm^2（標準偏差 4.57N/mm^2）、基準コアは直径 100mm コアで圧縮強度の平均値は、35.2N/mm^2（標準偏差 5.78N/mm^2）であった。

(2) フーチング圧縮強度試験結果

柱部での圧縮強度試験結果一覧を**表-11.2.4** に示す。No.35 橋脚柱では、小径コアによる補正圧縮強度の平均値は 36.4N/mm^2（標準偏差 5.09N/mm^2）であり、上部部材の強度平均値は 40.4N/mm^2（標準偏差 2.93N/mm^2）で、下部部材の強度平均値は 32.3N/mm^2（標準偏差 3.12N/mm^2）であった。

No.36 橋脚柱では、小径コアによる補正圧縮強度の平均値は 32.5N/mm^2（標準偏差 4.55N/mm^2）であり、上部部材の強度平均値は 34.2N/mm^2（標準偏差 4.59N/mm^2）で、下部部材の強度平均値は 30.8N/mm^2（標準偏差 4.11N/mm^2）であった。No.37 橋脚柱では、小径コアによる補正圧縮強度の平均値は 32.2N/mm^2（標準偏差 5.42N/mm^2）であり、上部部材の強度平均値は 35.6N/mm^2（標準偏差 3.78N/mm^2）で、下部部材の強度平均値は 28.8N/mm^2（標準偏差 4.75N/mm^2）であった。

表-11.2.4　柱部圧縮強度試験結果一覧

橋脚 No.	コア採取面	試験方法	小径コア								
			コア採取箇所			上下部材			柱部材		
			平均値	補正後	標準偏差	平均値	補正後	標準偏差	平均値	補正後	標準偏差
35	東-上部	従来法	43.4	41.4	2.06	42.4	40.4	2.93	38.4	36.4	5.09
	西-上部	従来法	41.4	39.4	3.59						
	東-下部	従来法	36.9	34.9	1.24	34.3	32.3	3.12			
	西-下部	従来法	31.7	29.7	1.70						
36	東-上部	従来法	39.9	37.9	3.11	36.2	34.2	4.59	34.5	32.5	4.55
	西-上部	従来法	32.6	30.6	1.49						
	東-下部	従来法	33.5	31.5	1.92	32.8	30.8	4.11			
	西-下部	従来法	32.1	30.1	5.87						
37	東-上部	従来法	38.1	36.1	5.55	37.6	35.6	3.78	34.2	32.2	5.42
	西-上部	従来法	37.0	35.0	1.34						
	東-下部	従来法	30.3	28.3	3.56	30.8	28.8	4.75			
	西-下部	従来法	31.4	29.4	6.27						

(3)小径コア強度と基準コア強度およびボス供試体強度との関係

図-11.2.1 に小径コア強度と基準コアの関係に加えボス供試体圧縮試験強度の関係についても示す。図より小径コア強度は一連の試験結果と同様に基準コア強度のみならずボス供試体圧縮試験強度との相関性も高いと言える。

また、図中の小径コア強度の値は、小径コア強度の試験値より 2.0N/mm^2 を差し引いて補正した値である。補正後の小径コア強度は、ボス供試体および基準コア強度との等値線上にほぼあり、これまで提案してきた補正方法も適切であると判断できる。

これらの結果より、小径コアを用いて新設構造物の強度を把握することは実用上問題ないものと考えられる。

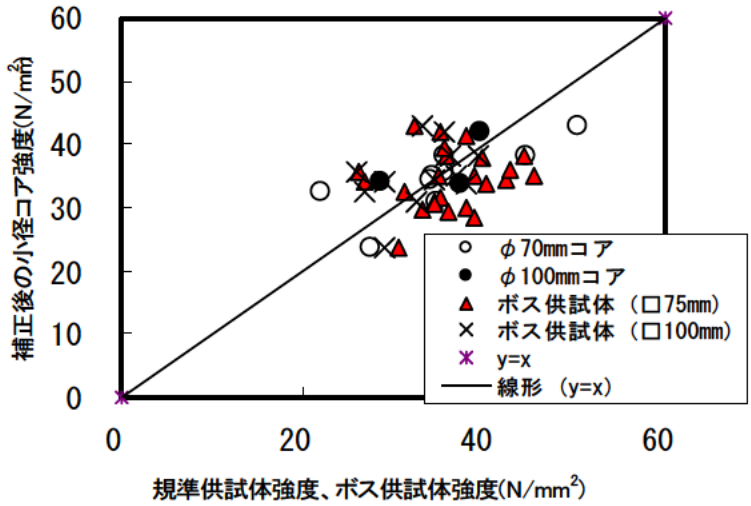


図-11.2.1　小径コア強度と基準コアおよびボス供試体強度の関係

(4) 各部材の平均圧縮強度について

図-11.2.2 にフーチングでの小径コア、基準コア（φ100mm, φ75mm）とボス供試体での部材の平均圧縮強度、図-11.2.3 には柱部材での小径コア、とボス供試体での部材の平均圧縮強度を示す。なお、各部材に使用されたコンクリートの呼び強度はフーチングが 24N/mm^2 で、柱は 30N/mm^2 である。図よりいずれの試験方法によっても、呼び強度を上回っている。また、小径コアとボス供試体による部材の平均圧縮強度は、若干小径コアによる強度の方が小さいものの概ね同等の値となっている。

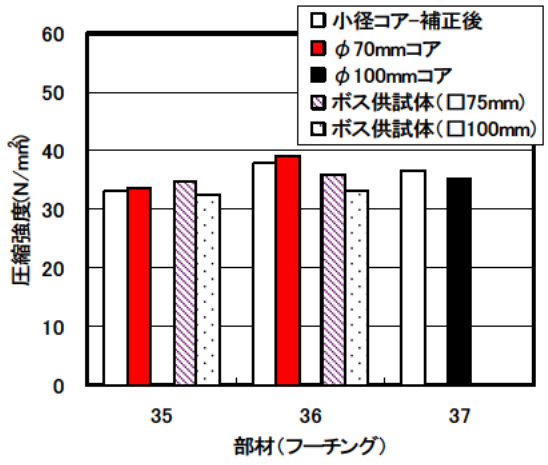


図-11.2.2　部材の平均圧縮強度（フーチング）

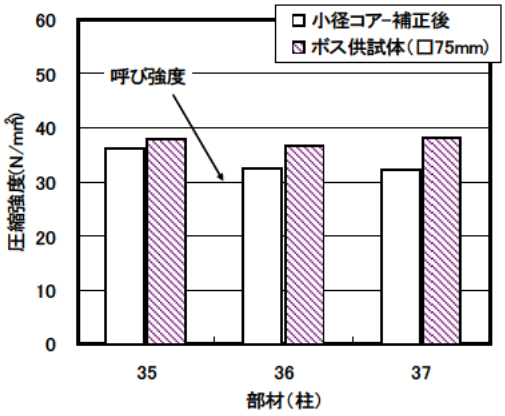


図-11.2.3　部材の平均圧縮強度(柱)

(5) 小型圧縮試験装置を用いた現場試験法

表-11.2.5 に小径コアによる現場試験法と従来法により得られた圧縮強度の比較結果を示す。なお、現場試験法と小径コア用に製作した小型圧縮試験装置を用いて小径コア採取後、直ちにコア成形し、圧縮強度試験を行う方法である。表より部材の圧縮強度の平均値は、試験材齢が 2～4 日早いこともあるが、従来法に比べて現場試験法の方が約 3N/mm^2 低い結果となったが安定した結果を得ている。標準偏差は従来法と同等である。これより現場においても適切な管理状態を確保することができれば小型圧縮試験装置により十分に強度を把握することが可能であると思われる。

表-11.2.5　小径コアによる現場試験法と従来法の圧縮強度の比較

部材	No.	コア採取面	現場試験用							従来法						
			試験材齢(日)	コア採取箇所			部材			試験材齢(日)	コア採取箇所			部材		
				平均値	補正後	標準偏差	平均値	補正後	標準偏差		平均値	補正後	標準偏差	平均値	補正後	標準偏差
フーチング	35	北-上部	27	26.7	24.7	5.22	31.4	29.4	5.40	29	33.1	31.1	3.41	35.0	33.0	5.88
		北-中部	27	32.9	30.9	5.78				29	37.7	35.7	4.07			
		北-下部	27	33.5	31.5	3.88				29	37.1	35.1	4.48			
	36	北-上部	24	30.2	28.2	1.86	37.1	35.1	5.27	28	34.6	32.6	1.50	39.9	37.9	5.27
		北-中部	24	40.5	38.5	2.40				28	44.9	42.9	2.72			
		北-下部	24	38.9	36.9	4.18				28	40.3	38.3	4.55			

11.2.3　まとめ

構造物Ｌの高架橋下部工で連続する 3 基の橋脚（No.35・NO.36・NO.37）において、フーチング、柱部材から基準コア（φ100mm 又はφ75mm コア）とφ25mm 小径コアを採取し圧縮強度試験を行った。その結果、基準コアおよびボス供試体強度と小径コア強度との間には、良い相関関係が認められ十分に新設構造物の強度を把握できるものと判断できる。

１１．３　M構造物の結果

11.3.1　実験概要



写真-11.3.1　構造物M（斜材付きπ型ラーメン橋）Ｐ２側脚部コア採取状況

(1)コア採取対象構造物

本実験は、構造物M（斜材付きπ型ラーメン橋）において、フーチングヘッドからφ75mm コアとφ25mm 小径コアおよび垂直材と主桁よりφ25mm 小径コアを採取し圧縮試験を行ったものである。

(2)コア採取位置と本数

コアは、斜材付きπ型ラーメン橋のフーチングヘッド、垂直材および主桁の 3 部材より採取した。フーチングヘッドでは、橋軸直角方向の中心部と左右の 3 箇所を選定し。1 箇所について材齢 28 日用 2 本、現場試験用 1 本の計 3 本の小径コアを採取した。併せてφ75mm コアを 1 箇所について 1 本採取した。垂直材では、フーチングヘッドと同様に橋軸直角方向の 3 箇所を選定し、1 箇所当たり 3 本の小径コアを採取した。主桁では、プレストレス導入前に桁端部で橋軸直角方向に 3 箇所選定し、1 箇所あたり 3 本の小径コアを採取した。

(3)コアの成形および圧縮試験

採取したコアは、食品用ラップと濡れ新聞紙およびビニール袋で封緘養生し、強度試験材齢まで保存した。試験材齢時に封緘養生を終了し、直ちに端面カットと硫黄キャピングにより端面成形し圧縮強度試験を行った。フーチングヘッドと主桁より採取した小径コアは、1 本のコアより強度用供試体を 2 本作製した。垂直材では、1 本のコアより強度用供試体を 1 本作製した。なお、フーチングヘッドでは、1 箇所当たり 1 本の小径コアを石膏キャッピングにより成形し、計 6 供試体の小型圧縮試験機による強度試験を行った。**表-11.3.1** にコア採取本数と強度試験条件を示す。

表-11.3.1　コア採取本数と強度試験条件

部材	コア種類	試験法	採取箇所	1箇所当たりのコア採取本数	１本当たりの供試体数	供試体数	試験材齢（日）
フーチングヘッド	小径コア	通常	3	2	2	12	62
		現場圧縮試験機		1	2	6	55
	直径75mm	－	3	1	1	3	62
垂直材	小径コア	通常	3	3	1	9	28
主桁	小径コア	通常	3	2	2	12	7
		通常		1	2	6	28

11.3.2　圧縮強度試験結果

(1)圧縮強度試験結果

圧縮強度試験結果一覧を**表-11.3.2** に示す。フーチングヘッドでは、小径コアによる圧縮強度の平均値は 36.6N/mm^2（標準偏差 4.6N/mm^2)、直径 75mm コアの圧縮強度の平均値は、48.2N/mm^2（標準偏差 2.5N/mm^2）であった。小径コアによる垂直材の圧縮強度の平均値は、37.6N/mm^2（標準偏差 4.1N/mm^2)、主桁は材齢 28 日で圧縮強度の平均値は 54.1N/mm^2（標準偏差 5.2N/mm^2）であった。なお、表中に示すように各部材の 1 箇所より採取した小径コアを 1 ロットとして取り扱い Grubbs 法により棄却検定し、検定後の値をもとに部材の平均強度を算出している。

表-11.3.2　圧縮強度試験結果一覧

部材		材齢(日)	小径コア(通常) N/mm^2						小径コア(現場)材齢55日 N/mm^2					直径75mmコア N/mm^2		
			試験値	棄却の有無	小径補正前(通常)	小径補正後(通常)	部材の平均値	標準偏差	試験値	小径補正前(通常)	小径補正後(現場)	部材の平均値	標準偏差	試験値	部材の平均値	標準偏差
フーチングヘッド	L	62	34.5		35.0	33.0	36.6	4.6	40.7	42.6	40.6	45.2	5.1	45.7	48.2	2.5
			36.3						44.5							
			34.3													
			25.5	棄却												
	C	62	25.1	棄却	42.7	40.7			50.4	51.5	49.5			50.7		
			41.5						52.5							
			44.8													
			41.8													
	R	62	43.3		37.9	35.9			42.9	41.5	39.5			48.2		
			39.4						40.1							
			30.2													
			38.8													
垂直材	L	28	38.8		42.3	40.3	37.6	4.1								
			46.7													
			41.5													
	C	28	37.3		36.3	34.3										
			36.1													
			35.6													
	R	28	21.5	棄却	40.0	38.0										
			43.8													
			36.2													
主桁	L	7	48.9		49.0	47.0	43.4	5.5								
			48.3													
			54.4													
			44.4													
	C	7	53.6		43.4	41.4										
			39.3													
			45.1													
			35.7													
	R	7	43.3		43.9	41.9										
			46.6													
			45.0													
			40.6													
	L	28	63.1		55.9	53.9	54.1	5.2								
			48.7													
	C	28	54.0		55.5	53.5										
			57.0													
	R	28	60.4		56.8	54.8										
			53.3													

(2)試験方法と部材の平均圧縮強度について

図-11.3.1 に試験方法と部材の平均圧縮強度の関係を示す。各部材に使用されたコンクリートの呼び強度は、いずれも 36N/mm^2 であり、いずれの試験方法によっても呼び強度以上となっている。しかしながら、本構造物では、特に小径コアにより圧縮強度が直径 75mm コアあるいはボス供試体による平均圧縮強度より 10～20N/mm^2 小さな値となった。一方主桁では、ボス供試体および円柱供試体（封緘）と小径コアによる圧縮強度は同程度の値となった。フーチングヘッドおよび垂直材において小径コアによる圧縮強度値が小さくなった原因は現在のところ不明である。また、現場圧縮試験機による小径コア強度は、直径 75mm の圧縮強度

に比べて若干小さな値を示した。これは、小径コアに現場圧縮試験の試験材齢が他の試験法に比べて 55 日と短かったことが一要因と考えられる。このことより、小型圧縮試験機による現場試験は適切な管理状態にあれば適用可能であると思われる。

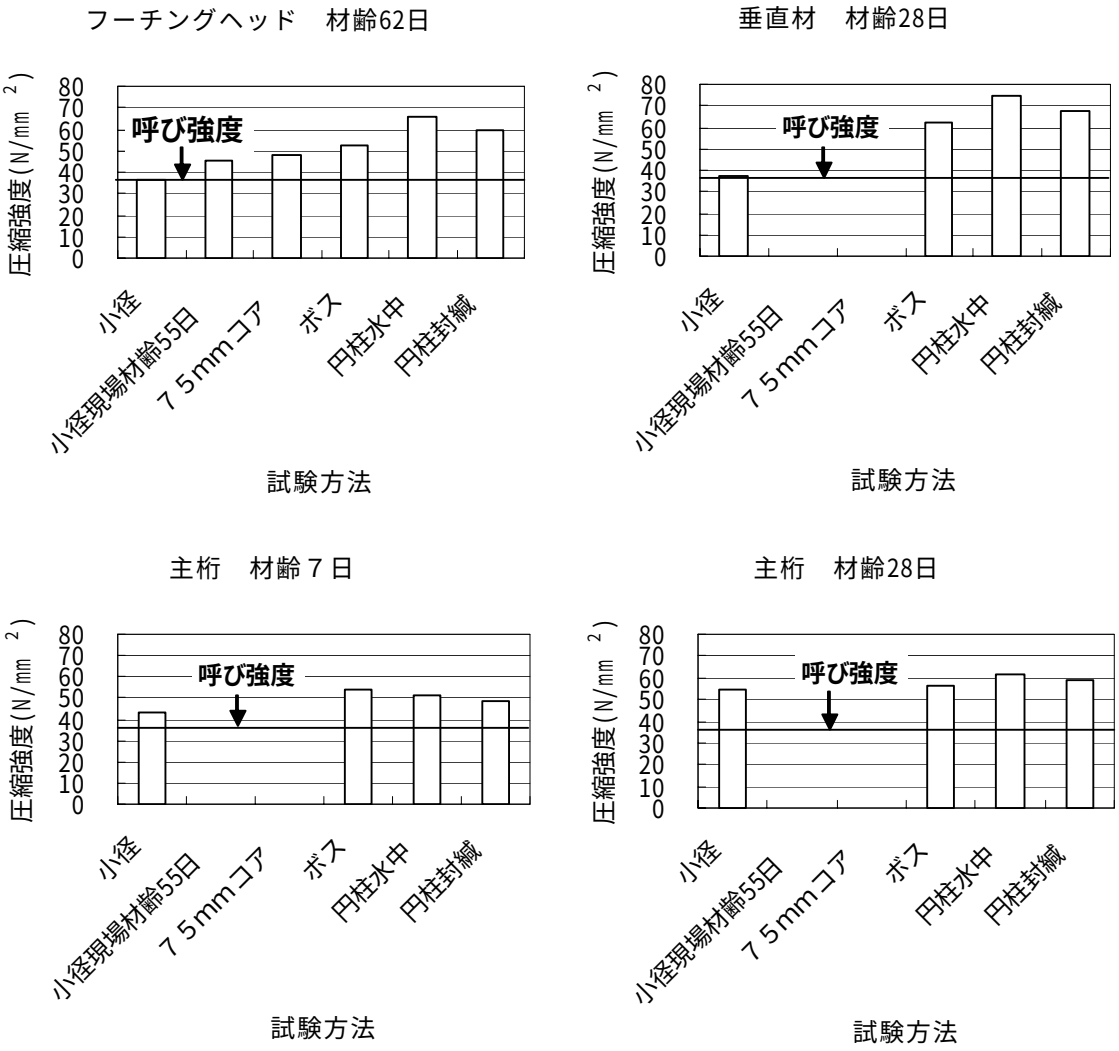


図-11.3.1　試験方法と部材の平均圧縮強度

11.3.3　まとめ

本実験は、構造物M（斜材付きπ型ラーメン橋工事）において、フーチングヘッドからφ75mm コアとφ25mm 小径コアおよび垂直材と主桁よりφ25mm 小径コアを採取し圧縮試験を行った結果は以下のとおりである。

（1）　小径コア強度は、特にフーチングヘッドと垂直材においてボス供試体や円柱供試体（封緘養生）等の圧縮強度より小さくなった。この傾向はこれまでの研究結果と異なっている。原因は不明であるが他構造物の結果を併せて新設構造物への適用性を考える必要がある。

（2）　小型圧縮試験機による小径コアの圧縮強度試験値は直径 75mm の強度と概ね同等の結果を示しており、適切な管理状態にあれば十分現場での適用は可能であると思われる。

１１．４　構造物Ｎの結果

11.4.1　実験概要



写真-11.4.1　構造物Ｎ（連続ＰＣ中空床版橋上部工）コア採取時施工状況

(1) コア採取対象構造物

本実験は、構造物Ｎ（連続ＰＣ中空床版橋上部工）において、ＰＣホロースラブの打継ぎ断面部から φ25mm 小径コアを採取して圧縮強度試験を行ったものである。

(2) コア採取位置と本数

ＰＣホロースラブは、呼び強度 36N/mm^2 で早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートで施工した。材齢 3 日でプレストレスを導入する計画であったため、小径コアは、材齢 2 日でホロースラブ打継ぎ断面部（妻部断面部）の 3 箇所から採取した（図-11.4.1）。小径コアの採取本数は 1 箇所あたり 4 本（3 箇所で 12 本、材齢 7 日強度用 6 本、材齢 28 日強度用 6 本）とした。

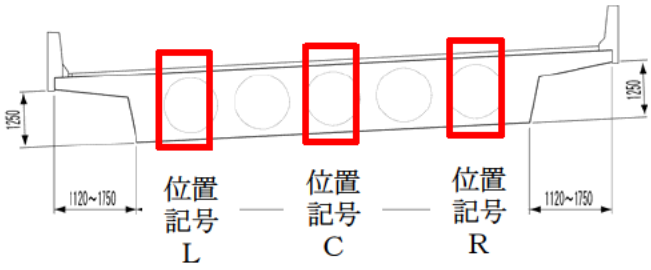


図-11.4.1　小径コアの採取位置

(3) コアの養生

採取した小径コアは、以下に示す①～③の順番で封緘して、強度試験実施日まで暖房等がない室内で養生した。

①水分の出入りを防止するための食品用ラップによる封緘（写真-11.4.2）

②乾燥を防止するための湿紙による梱包（写真-11.4.3）

③乾燥を防止するためのビニール袋による梱包（写真-11.4.4）



写真-11.4.2 食品用ラップによる封緘状況



写真-11.4.3 湿紙による梱包状況



写真-11.4.4 ビニール袋による梱包状況

(4) コアの成形および圧縮強度試験

直径と高さの比が 2 程度になるように小径コアを切断・成形し、端面を硫黄キャッピングして圧縮強度試験を行った。小径コアの採取長さは 10～15cm とし、1 本のコアから強度試験用供試体を 2 本作製した。

圧縮強度試験の材齢は、7 日および 28 日とした。小径コアの強度試験時の載荷方法は荷重制御とし、載荷用球座には 40×40mm のモルタル供試体の圧縮強度試験用球座を使用した。**表-11.4.1** に強度試験条件とコア本数・強度試験数を示す。

表-11.4.1　強度試験条件とコア本数・強度試験数

採取材齢	試験材齢	試験機	端面成形	小径コア本数	強度試験数
2 日	7 日	1000kN	硫黄キャッピング	6	12
	28 日			6	12

11.4.2　圧縮強度試験結果および考察

材齢 7 日で試験を行った小径コア 12 本の圧縮強度の平均値は 27.8N/mm^2（標準偏差 4.64N/mm^2）であった。また、材齢 28 日における小径コア 11 本（12 試験値のうち 1 試験値については後述の方法で棄却）の圧縮強度の平均値は 47.3N/mm^2（標準偏差 4.10N/mm^2）であった。

(1) 小径コア強度試験値の異常値の棄却検定

本実験では小径コア強度試験値の中に、ほぼ同じ条件の他の試験値から判断して疑わしい試験値がみられた。この疑わしい試験値について、Grubbs の方法で棄却検定を行った。Grubbs の方法は、同一条件での試料数が 3 個以上ある場合に、最大値あるいは最小値について、同じ母集団からの試料であるかどうかを検定する方法である。

Grubbs の方法で異常値の棄却検定を行った結果、採取位置記号Ｃの強度データ 1 個が棄却された。

(2) 初期材齢で採取したコアによる強度評価

前述のように、本ＰＣホロースラブは材齢 3 日でプレストレスを導入するために、早強ポルトランドセメントを使用した呼び強度 36N/mm^2 のコンクリートを打設し、小径コアの採取は材齢 2 日で行った。2 日という極めて早い材齢でのコア採取はこれまで例のないことであったが、採取後の小径コアは**写真-11.4.1**～**写真-11.4.3** に示す方法で封緘して暖房等がない室内で養生し、材齢 7 日、28 日で圧縮強度を測定した。**表-11.4.2** に圧縮強度試験結果の一覧を示す。

一般に、早強セメントを使用したコンクリートは呼び強度を保証する材齢は 7 日とすることが多いが、小径コアの材齢 7 日強度の平均値は呼び強度 36N/mm^2 に比べてかなり低い結果となった。これは、水中養生テストピースの材齢 7 日強度も呼び強度以下であることから、打設したコンクリート強度が小さいことも一因と考えられる。しかし、小径コアの材齢 7 日強度はボス供試体強度やテストピース強度と比べても小さいこ

表-11.4.2　圧縮強度試験結果一覧

採取箇所	小径コア強度（N/mm²）			ボス供試体強度(N/mm²)		水中養生 TP 強度（N/mm²）	
	材齢 7 日	材齢 28 日	σ_{28}/σ_7	材齢 7 日	材齢 28 日	材齢 7 日	材齢 28 日
L	24.9 (1.13)	48.1 (2.30)	1.93	31.8	37.4	33.2	42.8
C	27.6 (4.04)	46.8 (2.10)	1.69	32.2	36.8	—	—
R	30.9 (6.11)	46.9 (6.79)	1.52	32.0	36.4	33.2	41.4
平均	27.8 (4.64)	47.3 (4.10)	1.70	32.0	36.9	33.2	42.1

とから、早期のコア採取やその後の養生方法の影響も考えられる。

図-11.4.2 に、材齢 7 日強度結果が低かったことを受け、材齢 10 日以降の 10 日間、小径コアを保管した室内温度を測定した結果を示す。同図から、小径コアの平均養生温度は10℃以下であることが分かるが、材齢 7 日以前の養生温度は図-11.4.2 と同等以下の低さであった。このようなコア採取後の低温養生の影響で、小径コア強度の強度発現性が遅れたことが、材齢 7 日強度が小さくなった原因と考えられる。早強セメントを使用した工事では、本実験のように材齢数日でコアを採取して強度管理を行うことが考えられるが、採取後の養生温度については部材温度とあまりにかけ離れた温度での養生は不適切と考えられる。

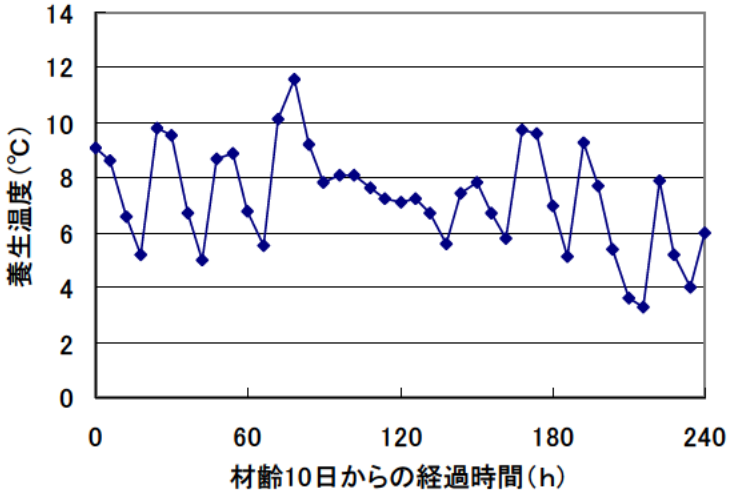


図-11.4.2　小径コアを保管した室内温度の測定結果

なお、表-11.4.2 に示すように、材齢 7 日から 28 日にかけての小径コア強度の増進は、土木学会コンクリート標準示方書に示されている下式による計算値 1.29 よりもかなり大きい。また、材齢 28 日強度の値は配合目標値に対してほぼ妥当な範囲と考えられる。このことから、低温の影響で初期の強度発現性が悪かっただけであり、早期のコア採取行為はその後の強度発現に悪影響を及ぼさないこと、およびコア強度の増進に対しては今回実施した封緘養生方法は妥当であったことが分かる。

$$fc(t)=t/(a+b\cdot t)\cdot fc(91)$$

ここに、fc(t)：材齢 t 日の圧縮強度、fc(91)：材齢 91 日圧縮強度

a,b：セメント種類に依存する係数　今回使用した早強セメントでは a=2.9、b=0.97

(3) 構造体コンクリート強度の合否判定

「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領(案)」では、測定により得られたコンクリート構造物の強度の合否判定は、試験回数 3 回以上で 1 検査ロットを構成し、下表により行うこととしている。そして小径コアについては、1 回の試験に用いる小径コア数は 2 本としている。

表-11.4.3　試験回数と判定基準

試験回数	判定基準
3 回の場合	強度平均値≧SL（設計基準強度）
4 回以上の場合	強度平均値≧XL（下限値）

下限値：$XL = m' - T_{\alpha} \cdot \sigma / \sqrt{n} = 1.11SL - 0.21SL / \sqrt{n}$

ただし、SL:設計基準強度　n：試験回数

本実験ではホロースラブ打継ぎ断面部から採取した 6 本の小径コアを用いて材齢 28 日強度を測定した。したがって、小径コアの試験回数としては 3 回、その平均強度は 47.3N/mm^2 であり、下式が成立して本ホロースラブの強度測定結果は合格と判定される。

強度平均値＝47.2≧設計基準強度ＳＬ＝36

11.4.3　まとめ

構造物N（連続ＰＣ中空床版橋上部工工事）において、ＰＣホロースラブの打継ぎ断面部から φ25mm 小径コアを採取して圧縮強度試験を行った結果は以下のとおりである。

(1) 本実験では早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートから材齢 2 日でコアを採取し、食品用ラップ、湿紙、ビニール袋を組み合わせて封緘養生し、材齢 7 日、28 日強度を測定した。その結果、早強ポルトランドセメントを使用した場合には、材齢数日でのコア採取行為がその後の強度発現に悪影響を及ぼさないこと、上述の方法で封緘養生することで妥当な強度発現性が確保できることが確認された。
(2) 寒冷期においては、材齢初期に採取した小径コアを現場養生すると強度発現性が遅れる傾向にあり、材齢 3 日、7 日といった比較的初期材齢で強度管理を行う場合には、コアと部材の養生温度が大きく異ならないように留意する必要がある。
(3) 「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領(案)」の判定基準にしたがって評価すると、小径コアを用いた構造物 N の強度測定結果は合格と判定される。

１１．５　構造物Ｐの結果

11.5.1　実験概要



写真-11.5.1　構造物Ｐ（取付けランプ橋橋脚）コア採取時施工状況

(1) コア採取対象構造物

本実験は、構造物Ｐ（取付けランプ橋橋脚）において、橋脚フーチングから φ25mm 小径コアと φ100mm コアを採取して圧縮強度試験を行ったものである。

(2) コア採取位置と本数

コアは、材齢 15 日で、橋脚フーチングの東西南北の４面から採取した。フーチングは高さH=1.5m を 3 層に分けて打設したが、コアはその 2 層目から採取した。コアの採取本数は、小径コアについては 1 面あたり 4 本（西面のみは 5 本、4 面で 17 本）とし、φ100mm コアについては 1 面あたり 1 本（4 面で 4 本）とした。採取した小径コア 17 本のうち 4 本は採取後すぐに現位置で圧縮強度試験に供し、5 本は採取翌日の試験室内での圧縮強度試験に供した。これは、現位置での圧縮強度試験値と試験室内での圧縮強度試験値の関係を把握する目的で行ったものである。また、小径コアの残り 8 本と φ100mm コア 4 本については材齢 28 日圧縮強度試験に使用した。これは、小径コア強度と φ100mm コア強度の関係の把握や、小径コア法による構造体コンクリート強度測定要領案の妥当性の確認等を目的に行ったものである。



写真-11.5.2　石膏キャッピングの状況

(3) コアの成形および圧縮強度試験

①現位置および採取翌日の圧縮強度試験

現位置では、採取した小径コアをすぐに切断し、両端面を石膏キャッピング（**写真-11.5.2**）して圧縮強度試験を行った。小径コアの採取長さは 15cm 程度としたことから、1 本のコアから 2 本の強度試験用供試体を作製し、計 8 本の試験を行った。試験は、小径コアの圧縮強度試験用に製作した容量 50kNの小型圧縮試験機を用いて行った（**写真-11.5.3**）。採取翌日の圧縮強度試験は、両端面を硫黄キャッピングして、容量 3000kNの圧縮強度試験機とモルタル強度試験用球面座を用いて行った。試験本数は 9 本となった。



写真-11.5.3　小径コア用小型圧縮試験

②材齢 28 日圧縮強度試験

採取した小径コアと φ100mm コアを、**11.4** に示したように、食品用ラップと濡れ新聞紙およびビニール袋で

封緘養生し、強度試験材齢まで保存した。試験材齢時に封緘養生を終了し、切断後に、小径コアについては端面を硫黄キャピングで、φ100mm コアについては機械研磨で成形して圧縮強度試験を行った。試験数は、小径コア 16 本、φ100mm コア 4 本となった。**表-11.5.1** に強度試験条件とコア本数・強度試験数を示す。

表-11.5.1　強度試験条件とコア本数・強度試験数

採取材齢	試験材齢	コア種類	試験場所	試験機	端面成形	コア本数	強度試験数
15 日	15 日	φ25mm 小径コア	現位置	50kN	石膏キャッピング	4	8
	16 日		試験室	3000kN	硫黄キャッピング	5	9
	28 日	φ25mm 小径コア	試験室	3000kN	硫黄キャッピング	8	16
		φ100mm コア			機械研磨	4	4

11.5.2　圧縮強度試験結果および考察

現位置において材齢 15 日で試験を行った小径コア 8 本の圧縮強度の平均値は 31.9N/mm^2（標準偏差 2.18N/mm^2）であり、試験室において材齢 16 日で試験を行った小径コア 9 本の圧縮強度の平均値は 33.2N/mm^2（標準偏差 3.73N/mm^2）であった。また、材齢 28 日における小径コア 16 本の圧縮強度の平均値は 36.2N/mm^2（標準偏差 2.60N/mm^2）であり、φ100mm コア 4 本の圧縮強度の平均値は 38.8N/mm^2（標準偏差 2.24N/mm^2）であった。

(1) 現位置強度試験値と室内強度試験値の関係

表-11.5.2　現位置と室内の強度試験値の関係

採取箇所	圧縮強度（N/mm^2）					
	現位置試験（σ_{15}）			室内試験（σ_{16}）		
東　面	33.6	31.2	32.4	35.8	27.5	31.6
南　面	30.8	33.2	32.0	37.0	33.4	35.2
西　面	33.8	30.4	32.1	32.0 30.1	29.2 37.1	32.1
北　面	34.5	28.1	31.3	37.1		37.1
平均強度	31.9 （N/mm^2）			33.2 （N/mm^2）		
標準偏差 （試料数）	2.18 （N/mm^2） （n=8）			3.73 （N/mm^2） （n=9）		

小径コア用の小型試験機については、これを用いた場合と通常の圧縮試験機を用いた場合の強度値を室内実験で比較し、試験機の違いが小径コア強度に及ぼす影響は有意でないことを確認している。しかし、現位置において圧縮強度試験を行う場合には、使用する試験機以外の要因についても検討が必要と考えられる（例えば、コアの切断、端面成形、強度試験などの各作業を全て現位置で行う場合、作業環境の違いなどの影響で、各々の作業精度は試験室で行う場合とは異なることが考えられる）。**表-11.5.2** にこの点について検討した結果を示す。現位置強度の平均値は室内強度の平均値より若干小さいが、各採取位置での両者の強度値の大小関係はまちまちであり、試験材齢が 1 日異なることも考慮すると、総合的には、現位置強度試験値は室内強度試験値とほぼ同等と評価される。また、ばらつきについては、現位置強度試験の方が小さい結果となっている。このように、小径コア用の小型試験機を用いた現位置強度試験は、室内強度試験とほぼ同等の強度値が得られ、かつ、ばらつきも小さいことから、構

造体コンクリート強度の管理・検査試験として適用可能と考えられる。

(2) コア採取後から試験日までの強度増進

表-11.5.3 に小径コアの試験材齢と強度の関係を示す。小径コアは採取後から強度試験日までの 13 日間は 11.4 で示した方法で養生したが、材齢 16 日から材齢 28 日にかけての強度増加率（σ_{28}/σ_{16}）は平均で 1.06 となった。この値は、土木学会コンクリート標準示方書に示されている下式による計算値 1.15 よりも若干小さいが、北面の異常値を除いた場合の実測値の平均は 1.10 であり、計算値とほぼ同等の増加率と言える。このことから、小径コアを初期材齢で構造物から採取した場合、11.4 で述べた方法で封緘養生することで妥当な強度発現性が確保できるものと考えられる。更なるデータの蓄積とそれに基づく検討を続ける必要があるが、施工条件などの制約を受けた場合には、本実験で実施した方法（初期材齢でのコア採取と 11.4 で述べた封緘養生）での強度評価が可能と考えられる。

表-11.5.3　試験材齢と強度の関係

採取箇所	小径コア強度（N/mm²）		強度増加率	土木学会式による計算値
	材齢 16 日	材齢 28 日	(σ_{28}/σ_{16})	
東面	31.6	36.2	1.15	1.15
南面	35.2	36.7	1.04	
西面	32.1	35.3	1.10	
北面	37.1	36.5	0.984	
平均	34.0	36.2	1.06	

$$f\,c(t)=t/(a+b\cdot t)\quad\cdot\ f\,c(91)$$

ここに、 f c(t)：材齢 t 日の圧縮強度、 f c(91)：材齢 91 日圧縮強度

a,b：セメント種類に依存する係数　今回使用した高炉セメントＢ種では a=6.2、b=0.93

(3) 小径コア強度と φ100㎜ コア強度の関係

図-11.5.1 に、これまでに調査を行った実構造物における φ100mm コア強度と補正後小径コア強度の関係に、構造物Ｐの結果を併記して示す。なお、補正後小径コア強度は、実大模型実験成果に基づく以下の（1）式で求めたものである。構造物Ｐにおける φ100mm コア強度と補正後小径コア強度の関係は、これまでに調査した実構造物における φ100mm コア強度と補正後小径コア強度の関係のばらつき範囲にあり、やや下方に位置することが分かる。

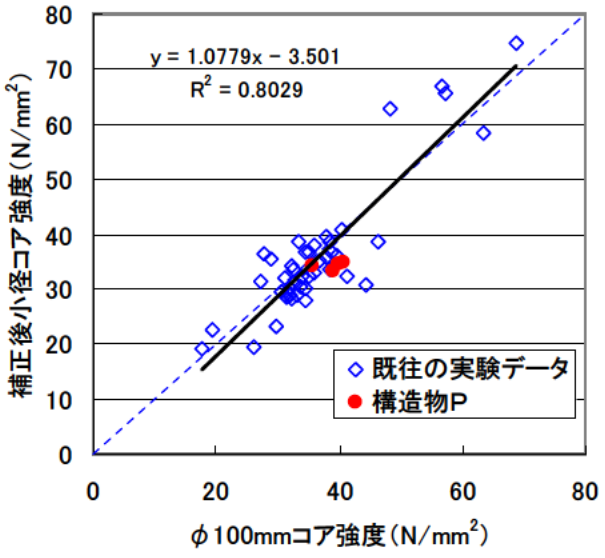


図 11.5.1　他の構造物を含めたφ100㎜ コア強度と補正後小径コア強度の関係

補正後小径コア強度＝小径コアの圧縮強度試験値－2.0　(N/mm²)・・・（1）式

(4) 構造体コンクリート強度の合否判定

「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領(案)」では、測定により得られたコンクリート構造物の強度の合否判定は、試験回数 3 回以上で 1 検査ロットを構成し、下表により行うこととしている。そして小径コアについては、1 回の試験に用いる小径コア数は 2 本としている。

表-11.5.4　試験回数と判定基準

試験回数	判定基準
3 回の場合	強度平均値≧SL（設計基準強度）
4 回以上の場合	強度平均値≧XL（下限値）

下限値：$XL = m' - T_{\alpha} \cdot \sigma / \sqrt{n} = 1.11SL - 0.21SL / \sqrt{n}$

ただし、SL:設計基準強度　n：試験回数

本実験ではフーチングから採取した 8 本の小径コアを用いて材齢 28 日強度を測定した。したがって、小径コアの試験回数としては 4 回であり、その平均強度は**表-11.5.3** に示すように 36.2N/mm^2 である。強度の判定基準の下限値 XL は、設計基準強度 SL=24 N/mm^2 と試験回数 n=4 を上式に代入すると XL=24.12 となり、下式が成立して本フーチングの強度測定結果は合格と判定される。

強度平均値=36.2≧下限値 XL=24.12

11.5.3　まとめ

構造物Ｐ（取付けランプ橋橋脚工事）において、橋脚フーチングから φ25mm 小径コアと φ100mm コアを採取して圧縮強度試験を行った結果は以下のとおりである。

(1) 小径コア用の小型試験機を用いた現位置強度試験は、室内強度試験とほぼ同等の強度値が得られ、かつ、ばらつきも小さいことから、構造体コンクリート強度の管理・検査試験として適用可能と考えられる。
(2) 小径コアを初期材齢で構造物から採取した場合、食品用ラップと濡れ新聞紙およびビニール袋で封緘養生しすることで妥当な強度発現性が確保できるものと考えられる。
(3) 構造物Ｐにおける φ100mm コア強度と補正後小径コア強度の関係は、これまでに調査した実構造物における φ100mm コア強度と補正後小径コア強度の関係のばらつき範囲にある。
(4) 「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領(案)」の判定基準にしたがって評価すると、小径コアを用いた構造物Ｐの強度測定結果は合格と判定される。

１１．６　Q構造物の結果



写真-11.6.1　構造物Q（ランプ橋橋台）
コア採取時施工状況

11.6.1 実験概要

(1) コア採取対象構造物

本実験は、構造物Q（ランプ橋橋台）において、フーチングヘッド、壁、パラペット及び頂版から基準コア（φ100mm, φ75mmコア）とφ25mm小径コアを採取し圧縮試験を行ったものである。

(2) コア採取位置と本数

コアは、橋台フーチングでは東・西・北の 3 面より採取した。コアの本数は1面より各々小径コアを6本とφ100mmコアを1本採取した。小径コアは一面当たり6本の内、4本を現場試験用として2本を従来法用として使用した。壁では小径コアをR,C,Lの3箇所より各々2本ずつ採取した。パラペットでは、R,C,Lの一で各々3本採取し、その内1本を現場試験用に2本を従来法に使用した。また、基準コアとしてφ75mmコアを1本ずつ採取した。頂版では小径コアを2本採取した。

(3) コアの成形および圧縮試験

採取したコアは、食品用ラップと濡れ新聞紙およびビニール袋で封緘養生し、強度試験材齢まで保存した。試験材齢時に封緘養生を終了し、直ちに端面カットと硫黄キャピングにより端面成形し圧縮強度試験を行った。小径コアは、1本のコアより強度用供試体を2本作製した。**表-11.6.1** にコア採取本数と強度試験条件を示す。

表-11.6.1　コア採取本数と強度試験条件

部材	コア採取面	小径コア						基準コア			
		現場試験用				従来法		φ100mmコア		φ75mmコア	
		現場		室内							
		本数	試験材齢（日）	本数	試験材齢（日）	本数	試験材齢（日）	本数	試験材齢	本数	試験材齢（日）
フーチング	東面	2	10	2	11	2	28	1	28		
	西面	2	10	2	11	2	28	1	28		
	北面	2	10	2	11	2	28	1	28		
壁	R					2	50				
	C					2	50				
	L					2	50				
パラペット	R	1				2	28			1	28
	C	1				2	28			1	28
	L	1				2	28			1	28
頂版	L					2	28				

11.6.2　圧縮強度試験結果

(1) 圧縮強度試験結果

圧縮強度試験結果一覧を**表-11.6.2** に示す。フーチングでは、小径コアによる圧縮強度の平均値は

38.5N/mm^2（標準偏差 3.7N/mm^2）、直径 100mm コアの圧縮強度の平均値は、44.0N/mm^2（標準偏差 1.3N/mm^2）であった。小径コアによる壁の圧縮強度の平均値は、45.3N/mm^2（標準偏差 4.1N/mm^2）、パラペットでは小径コアによる圧縮強度の平均値は 40.6N/mm^2（標準偏差 3.7N/mm^2）であった。直径 75mm の圧縮強度は 40.2N/mm^2（標準偏差 1.5N/mm^2）であった。

表-11.6.2　圧縮強度試験結果一覧

部材	方向	小径コア						基準コア		
		コア採取箇所			部材			コア採取箇所	部材	
		平均値	補正後	標準偏差	平均値	補正後	標準偏差	試験値	平均値	標準偏差
フーチング	東	41.2	39.2	2.56	40.5	38.5	3.7	44.3	44.0	1.2875
	西	38.2	36.2	2.29				42.5		
	北	42.0	40.0	5.14				45.0		
壁	R	46.8	44.8	3.63	45.3	43.3	4.1			
	C	49.0	47.0	1.49						
	L	41.5	39.5	2.03						
パラペット	R	38.1	36.1	4.64	40.6	38.6	3.7	41.8	40.2	1.5357
	C	41.5	39.5	3.10				38.7		
	L	42.2	40.2	2.50				40.2		
頂版-L		37.8	35.8	6.89	37.8	35.8	6.89			

(2) 小径コア強度と基準コア強度およびボス供試体強度との関係

図-11.6.1 に小径コア強度と基準コアおよびボス供試体強度の関係を示す。図より小径コア強度は一連の試験結果と同様に基準コア強度およびボス供試体強度との相関性は高いと言える。

また、図中の小径コア強度の値は、小径コア強度の試験値より 2.0N/mm^2 を差し引いて補正した値である。補正後の小径コア強度は、ボス供試体および基準コア強度との等値線上にほぼあり、これまで提案してきた補正方法も適切であると判断できる。

これらの結果より、小径コアを用いて新設構造物の強度を把握することは実用上問題ないものと考えられる。

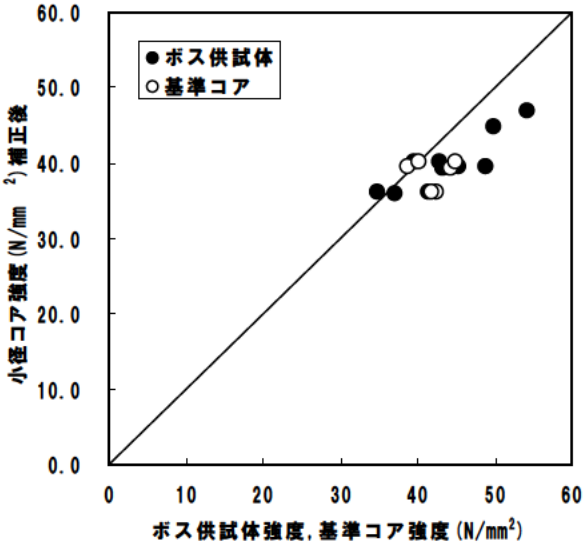


図-11.6.1　小径コア強度と基準コアおよびボス供試体強度の関係

(3) 各部材の平均圧縮強度について

図-11.6.2 に小径コア、基準コア（φ100mm, φ75mm）とボス供試体を用いた部材の平均強度を示す。なお、各部材に使用されたコンクリートの呼び強度はいずれも 24N/mm^2 である。図よりいずれの試験方法によっても、呼び強度 24N/mm^2 を大きく上回っているとこが分かる。また、小径コアとボス供試体による部材の平均圧縮強度は、若干小径コアによる強度の方が小さいものの概ね同等の値となっている。

(4) 小型圧縮試験装置を用いた現場試験法

表-11.6.3 に小径コアによる現場試験法と従来法により得られた圧縮強度の比較結果を示す。なお、現場試験法と小径コア用に製作した小型圧縮試験装置を用いて小径コア採取後、直ちにコア成形し、圧縮強度試験を行う方法である。表より部材の圧縮強度の平均値は、従来法に比べて現場試験法の方が約 3N/mm^2 低い結果となった。また、標準偏差は従来法と同等である結果となった。これより現場においても適切な管理状態を確保することができれば小型圧縮試験装置により十分に強度を把握することが可能であると思われる。

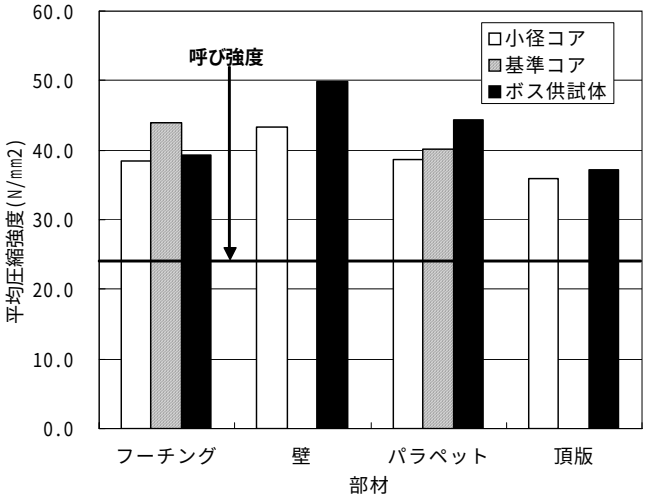


図-11.6.2　部材の平均圧縮強度

表-11.6.3　小径コアによる現場試験法と従来法の圧縮強度の比較

測定部位	小径コア（現場試験）						小径コア（従来法）					
	圧縮強度(N/mm^2)				部材ごとの結果		圧縮強度(N/mm^2)				部材ごとの結果	
	試験値	平均値	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	試験値	平均値	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
フーチング東	33.3	32.1	29.6	3.64	31.2	3.21	36.0	33.2	33.7	3.17	34.0	2.99
	30.8						30.5					
	24.7	27.1					31.6	34.2				
	29.5						36.9					
フーチング西	29.6	31.0	32.1	2.37			30.9	30.8	32.6	2.34		
	32.4						30.7					
	31.4	33.3					32.8	34.3				
	35.2						35.8					
フーチング北	33.0	34.5	31.9	3.65			33.1	32.8	35.6	3.31		
	36.1						32.5					
	27.3	29.4					39.1	38.4				
	31.4						37.7					
パラペット-R	35.0	36.2	36.2	1.58	37.1	1.78	39.3	38.3	38.1	4.64	40.6	3.71
	37.3						37.3					
							32.3	37.9				
							43.5					
パラペット-C	39.8	37.5	37.5	3.23			37.1	39.5	41.5	3.10		
	35.2						41.9					
							44.1	43.6				
							43.0					
パラペット-L	37.2	37.6	37.6	0.56			42.7	41.7	42.2	2.50		
	38.0						40.7					
							39.9	42.7				
							45.5					

11.6.3　まとめ

構造物Q（ランプ橋橋台）において、フーチングヘッド、壁、パラペット及び頂版から基準コア（φ100mm，φ75mm コア）とφ25mm 小径コアを採取し圧縮試験を行った。その結果、基準コアおよびボス供試体強度と小径コア強度との間には、良い相関関係が認められ十分に新設構造物の強度を把握できるものと判断できる。

１１．７　考察

11.7.1　小径コア強度と基準コア強度との関係

今回調査した全ての実構造物（構造物 L,M,N,P,Q）に対して小径コア補正強度と基準コア強度の関係を整理した。また、比較のためにボス供試体補正強度（□75mm）と基準コア強度との関係も合わせて整理した。図-11.7.1 に小径コア補正強度と基準コア強度との関係を示す。図-11.7.2 にボス供試体補正強度と基準コア強度との関係を示す。図によれば、今回の調査結果による基準コア強度との相関性は、小径コア補正強度およびボス供試体補正強度ともに、同程度と考えられる。

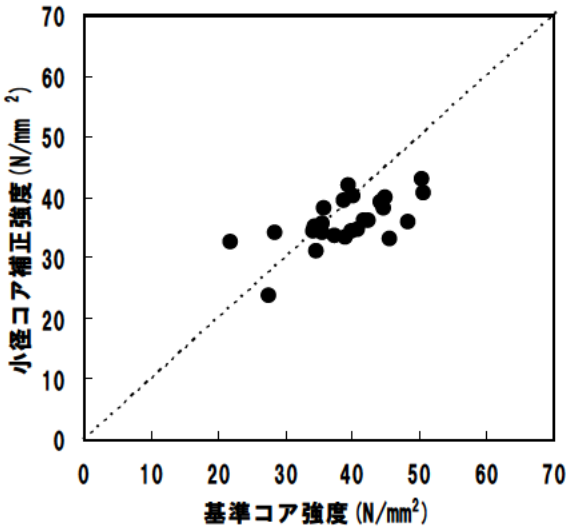


図-11.7.1　小径コア強度と基準コア強度との関係

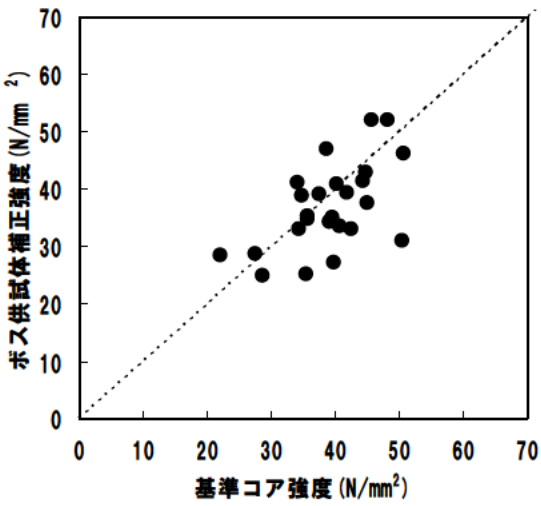


図-11.7.2　ボス供試体強度と基準コア強度との関係

実構造物による既往の実験データと今回調査を実施した構造物 L,M,N,P,Q の結果を合わせて、小径コア補正強度と基準コア強度の関係を整理した。その結果を図-11.7.3 に示す。図より構造物 L,M,N,P,Q の基準強度と小径コア補正強度の関係は、これまで調査した実構造物における基準コア強度と小径コア補正強度の関係のバラツキ範囲にあると思われる。

また、基準コア強度と小径コア補正強度との相関性もほぼ同等の精度で保持されていると思われる。

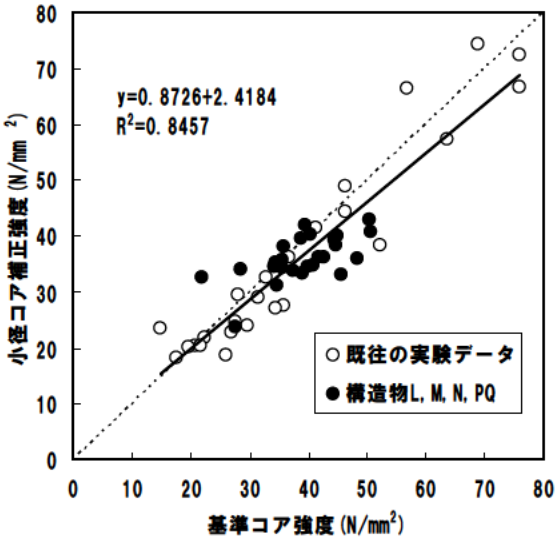


図-11.7.3　他の構造物を含めた小径コア強度と基準コア強度の関係

11.7.2　初期材齢で採取した小径コアによる強度評価

コア供試体を用いて新設構造物のコンクリート強度を評価する場合、施工条件などの制約により材齢 28 日でのコア採取・試験が困難な場合が多々あると考えられる。フーチング構造物のような埋戻しを伴う構造物はその代表的な例である。今回の実験においても構造物 N,M,P,Q において材齢 2～15 日でコア採取を行う必要があった。ここでは、このような初期材齢でのコア採取や採取したコアによる強度評価の可否についてまとめた。

表-11.7.1 に構造物 N,M,P,Q における試験材齢と圧縮強度の関係を示す。同表には、土木学会コンクリート標準示方書に示されている式による計算値も併せて示した。

表-11.7.1 から、構造物 N においてのみ実測の強度増進率（σ_{28}/σ_n）と土木学会式からの計算値に大きな差があることが分かる。これは、**11.4.2** に述べたように、コア採取を材齢 2 日という極めて早い時期に行い、その後低温下で封緘養生したために 7 日強度の発現が遅れたことが原因と考えられる。このように、寒冷期に非常に早い時期にコアを採取した場合には、その後の封緘養生温度は部材温度と大きく異ならないように留意する必要があると言える。なお、構造物 M においても比較的寒冷期に早い時期にコア採取を行ったが、強度増加率は妥当な値が得られていることから、早強セメントを使用した場合のコア採取材齢の目安は 5 日程度あれば良いと考えられる。構造物 N 以外では実測の強度増進率は計算値に近く、構造物 N のデータを除いた平均でみると、実測の強度増進率は土木学会式からの計算値とほぼ同等であると言える。

以上のことから、小径コアを初期材齢で構造物から採取した場合、**11.4** で述べた方法で封緘養生することで妥当な強度発現性が確保できるものと考えられる。施工条件などの制約を受けた場合には、本実験で実施した方法（初期材齢でのコア採取と **11.4** で述べた封緘養生）での強度評価が可能と考えられる。

表-11.7.1　試験材齢と圧縮強度の関係

構造物名	セメント種類	打設日	コア採取材齢（日）	強度試験材齢（日）	圧縮強度 (N/mm^2)	σ_{28}/σ_n	土木学会式計算値
M（主桁）	早強C	'06.3.3	5	7	43.4	1.25	1.29
				28	54.1		
N（主桁）	早強C	'06.1.17	2	7	27.8	(1.70)	(1.29)
				28	47.3		
P（フーチング）	高炉B	'05.11.8	15	16	34.0	1.07	1.15
				28	36.2		
Q（フーチング）	高炉B	'05.11.28	10	11	34.0	1.19	1.29
				28	40.5		
平　均	（＊；構造物Nの結果を除く平均）					1.17＊	1.24＊

11.7.3　小型圧縮試験装置を用いた現場試験

小径コアは供試体直径が 25mm 程度であり、圧縮試験時の最大荷重は数 10kN 程度と小さい。このため、容量の小さい試験機を用い、工事現場において強度試験を行うことも可能である。小型圧縮試験機については詳細な室内試験を行い、試験機の違いが小径コア強度に及ぼす影響は有意でないことを確認している。しかし、工事現場で圧縮強度試験を行う場合には、使用する試験機以外に、試験環境の違いなど種々の影響を受けることが考えられる。ここでは、小径コア専用に試作した小型圧縮試験装置を用いて工事現場で強度試験を行い、その適用性について検討した結果をまとめた。

表-11.7.2 および**図-11.7.4** に、現場強度試験値と室内強度試験値の関係を示す。両図表から、構造物 M においてのみ現場試験値と室内試験値の関係が異なることが分かる。

これは、**11.3** で述べたように、構造物 M においては、室内における小径コア強度が強度管理用供試体やボス供試体の強度に比べて 10～20N/mm^2 小さかったことに起因する。構造物 M において小径コア強度値が小さかった原因は現在のところ不明であるが、このデータを除くと、現場強度値と室内強度値には良い相関があり、前者が 3N/mm^2 程度小さい傾向がみられる。標準偏差については、現場試験値は室内試験値よりも小さく、小径コア専用の小型試験機の効果により、現場においても非常に精度が高い試験が行えることが分かる。

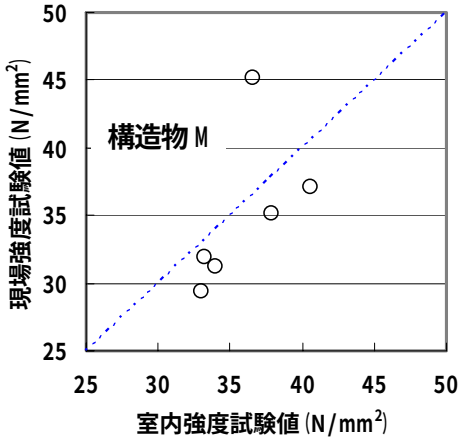


図-11.7.4　現場と室内の強度値の関係

以上から、現場においても適切な管理状態を確保することができれば、小型圧縮試験機を用いて十分な精度で強度を把握することが可能と考えられる

表-11.7.2　現場強度試験値と室内強度試験値の関係

構造物名	現場試験結果（N/mm^2）			室内試験結果（N/mm^2）			強度差＊
	材齢(日)	圧縮強度	標準偏差	材齢(日)	圧縮強度	標準偏差	(N/mm^2)
L（P35）	27	29.4	5.40	29	33.0	5.88	-3.6
L（P35）	24	35.1	5.27	28	37.9	5.27	-2.8
M	55	45.2	(5.10)	62	36.6	(4.60)	(8.6)
P	15	31.9	2.18	16	33.2	3.73	-1.3
Q(フーチング)	10	31.2	3.21	11	34.0	2.99	-2.8
Q(パラペット)	27	37.1	1.78	28	40.6	3.71	-3.5
平　均	－	－	3.57**	－	－	4.32**	-2.8**

＊：(現場試験値－室内試験値)　　**：構造物 M の結果を除く平均

１２章　超小径コア（Φ10㎜）[千葉工業大学]

１２.１　実験概要

コンクリート構造物からφ100×200mmのコアを採取して圧縮強度を測定すると、構造物に与える損傷が大きくその後の補修が困難である。そこで小径コア（φ10×20mm）を用いて圧縮強度を試験する方法について検討を行なっている。本年度は、実構造物から採取したコアを切断して成形した小径コアで圧縮強度を試験した結果について報告する。

１２.２　試験方法

12.2.1　コア採取位置と本数

構造物 L、M、P、Q からコアを採取した。コアはコンクリートの打込み方向に対して垂直になるように採取をした。各構造物について、コア採取位置と本数は次のとおりである。

ⅰ）構造物 L

実験の対象は橋脚（橋脚 No.35、37）の下部の柱とフーチングである。フーチングについては、北面の上部、中部、下部からコアを各 3 本づつ採取した。また、柱については東面、西面の上部、下部からコアを各 3 本づつ採取した。

No.35 の橋脚については、フーチングは打設から 30 日目にコアを採取し小径コアに成形して材齢 32 日で強度試験、柱の下部は打設から 22 日目に採取し小径コアに成形して材齢 28 日で強度試験、柱の上部は打設から 12 日目に採取し小径コアに成形して材齢 28 日で強度試験を行なった。また、No.37 の橋脚については、フーチングは打設から 31 日目に採取し小径コアに成形して材齢 35 日で強度試験、柱の下部は打設から 23 日目に採取し小径コアに成形して材齢 28 日で強度試験、柱上部は打設から 12 日目に採取し小径コアに成形して材齢 28 日で強度試験を行なった。成形した小径コアは試験までチャック付きポリ袋で封かん養生を行なっている。

ⅱ）構造物 M

実験の対象は橋脚の主桁である。断面の 3 箇所からコアを 6 本ずつ採取した。

打設から 2 日目にコアを採取し、小径コアに成形してチャック付きポリ袋で封かん養生を行ない、材齢 7 日と 28 日で強度試験を行なった。

ⅲ）構造物 P

実験の対象は橋脚フーチングである。4 面からコアを 6 本ずつ採取した。

打設から 12 日目にコアを採取し、小径コアに成形してチャック付きポリ袋で封かん養生を行ない、材齢 28 日で強度試験を行なった。

ⅳ）構造物 Q

実験の対象は橋脚フーチングである。北面から 4 本、西面から 6 本のコアを採取した。

打設から 9 日目にコアを採取し、小径コアに成形してチャック付きポリ袋で封かん養生を行ない、材齢 28 日で試験を行なった。

12.2.2　小径コアの成形と圧縮強度試験

穿孔径 14mm、穿孔長 150mmのコアビットをコアドリルに装着し、コアビットを一番奥まで挿入し直径10mmのコアを採取した。その後、コアを小型切断機により長さ 20mmに小径コア数本に切断し、石膏でキャッピングした。その後試験材齢までチャック付きポリ袋で封かん養生を行ない、所定の材齢で最大荷重１ｔのインストロン試験機で圧縮強度試験を行なった。

１２.３　試験結果

各構造物の圧縮強度試験結果を、**表-12.3.1～12.3.5** に示す。

表-12.3.1　構造物Ｌの小径コアによる圧縮強度試験結果（橋脚 No.35）

部位	採取個所	本数 (本)	材齢 (日)	直径ｄ (㎜)	長さｈ (㎜)	h/d	圧縮強度 (N/㎟)	標準偏差 (N/㎟)	標準コア比[注1]
フーチング	北面上部	10	32	9.76	20.22	2.07	28.8	6.32	0.86
	北面中部	11	32	9.78	20.00	2.04	26.2	6.19	0.78
	北面下部	8	32	9.70	19.87	2.05	24.9	6.40	0.74
柱	東面上部	10	28	9.61	20.36	2.12	26.2	5.26	0.78
	東面下部	11	28	9.73	20.03	2.06	25.0	5.43	0.74
	西面上部	10	28	9.66	20.15	2.09	23.3	4.21	0.69
	西面下部	9	28	9.76	20.09	2.06	23.5	10.60	0.70

注１：標準コア（Φ70㎜ 現場抜き）による圧縮強度を 33.6 N/㎟として計算

表-12.3.2　構造物Ｌの小径コアによる圧縮強度試験結果（橋脚 No.37）

部位	採取個所	本数 (本)	材齢 (日)	直径ｄ (㎜)	長さｈ (㎜)	h/d	圧縮強度 (N/㎟)	標準偏差 (N/㎟)	標準コア比[注2]
フーチング	北面上部	10	32	9.78	20.35	2.08	29.3	6.93	0.83
	北面中部	11	32	9.74	20.07	2.06	27.6	4.32	0.79
	北面下部	8	32	9.76	20.31	2.08	29.0	3.55	0.83
柱	東面上部	10	28	9.67	20.51	2.12	27.2	9.10	0.77
	東面下部	11	28	9.71	20.31	2.09	23.7	4.33	0.68
	西面上部	10	28	9.76	20.49	2.10	31.5	6.46	0.90
	西面下部	9	28	9.64	20.22	2.10	23.0	2.80	0.66

注２：標準コア（Φ100㎜ 現場抜き）による圧縮強度を 35.1 N/㎟として計算

表-12.3.3　構造物Mの小径コアによる圧縮強度試験結果

部位	採取個所	本数 (本)	材齢 (日)	直径d (mm)	長さh (mm)	h/d	圧縮強度 (N/mm²)	標準偏差 (N/mm²)	Φ100mm 比[注3]
主桁	断面左部	9	7	9.52	19.50	2.05	32.1	6.22	0.97
	断面中部	8	7	9.50	19.48	2.05	31.3	8.77	0.94
	断面右部	8	7	9.78	19.40	1.98	35.4	4.44	1.07
主桁	断面左部	11	28	9.78	18.80	1.92	36.6	8.47	0.87
	断面中部	7	28	9.70	19.03	1.96	45.0	9.40	1.07
	断面右部	8	28	9.74	19.05	1.96	46.4	11.81	1.10

注3：標準コア(水中養生)による圧縮強度を 33.2(7 日)及び 42.1(28 日) N/mm²として計算

表-12.3.4　構造物Pの小径コアによる圧縮強度試験結果

部位	採取個所	本数 (本)	材齢 (日)	直径d (mm)	長さh (mm)	h/d	圧縮強度 (N/mm²)	標準偏差 (N/mm²)	Φ100mm 比[注4]
フーチング	東面	18	28	9.74	20.24	2.08	26.2	5.97	0.68
	西面	20	28	9.76	20.57	2.11	24.0	6.34	0.62
	北面	16	28	9.77	20.31	2.08	28.6	7.71	0.74
	南面	16	28	9.78	20.33	2.08	23.6	6.37	0.61

注4：標準コア（Φ100mm 現場抜き）による圧縮強度を 38.8 N/mm²として計算

表-12.3.5　構造物Pの小径コアによる圧縮強度試験結果

部位	採取個所	本数 (本)	材齢 (日)	直径d (mm)	長さh (mm)	h/d	圧縮強度 (N/mm²)	標準偏差 (N/mm²)	Φ100mm 比[注5]
フーチング	北面	8	28	9.73	20.25	2.08	22.1	6.19	0.50
	西面	12	28	9.66	19.92	2.06	26.9	7.86	0.61

注5：標準コア（Φ100mm 現場抜き）圧縮強度を 44.0 N/mm²として計算

１２.４　考　　察

実構造物から採取したコアを切断して成形した小径コアで圧縮強度を試験した結果から、次の点が確認できた。

（1）小径コアの成形について

コア（およそ 15cm）を採取した状況（折れたり砕けたりする場合がある）やコア中の骨材分布によって違いはあるが、1 本のコアから概ね 3～4 本の小径コアを成形できる。また、現在用いている穿孔径 14mmのコアビットでは、コアの径は 10mm より 0.3mm ほど必ず小さくなるが、長さは成形の影響を考慮しても 20±1mm に納まっている。

（2）縮強度試験結果について

1 箇所の数値は、6～12 本の小径コアによる試験結果の平均値で求めたが、

① 偏差が大きい（標準偏差で 2.80～11.81N/mm^2）

② 平均値は標準コア（同じコンクリートから採取したφ70 またはφ100mm のコア、あるいは水中養生したφ100mm のコア）による試験値に比較しておおよそ 2～4 割小さい。

(3) 実構造物の強度管理への小径コアによる試験法の適用について

小径コアによる圧縮強度の試験では、コアの成形やコア中の骨材の分布に起因する偏差が大きく、数値がやや低く出る傾向にある。したがって、小径コアによる試験結果により実構造物の強度管理を行なうには、コアの成形方法についてさらに工夫が必要である。また、試験結果について補正方法の検討が必要である。

１３章　超小径コア（φ10㎜）［土木研究所］

１３．１　実験概要

コンクリート構造物を非破壊・局部破壊試験によって強度を管理･検査する方法の一つに小径コアがある。小径コアは径が小さいので強度試験に必要な荷重容量も小さい。そのため、小型の試験機で強度試験ができるようになり、現地に試験機を運び、そこで強度試験することも可能になるものと考えた。

コアを用いて強度試験をするために、現場に持ち運びできる携帯型の強度試験機を試作し、実績のある方法と強度試験の比較実験を行なった。また、強度試験にはコア端面の整形方法も重要であり、その検討を行なった。

１３．２　携帯型強度試験機の試作と端面整形

以前、小径コア（φ25 および 10mm）の強度試験用に小型強度試験機（写真-13.2.1）およびキャッピング装置（写真-13.2.2）を試作した。これらの装置を用いた小径コアの強度試験結果をφ50mm コア、φ100mm コアの強度試験結果と比較し、寸法が小さくなるほど強度が大きくなる、いわゆる寸法効果があるという結果が得られており、ほぼ妥当な結果が得られたものと考えている[1)]。

しかし、これらの装置は、小型強度試験機だけでも 80kg もあり、現地に持ち運んで試験することはかなり難しい。少なくとも、一人で実施することはほとんど困難である。そこで、一人で容易に持ち運び、試験することが可能なφ10mm 専用の「携帯型強度試験機」を試作した（写真-13.2.3）。

現地で強度試験を行うには、コア端面の整形方法の検討も重要である。コア端面の整形方法は、JIS A 1107（コンクリートからのコアの採取及び圧縮強度試験方法）では、キャッピング、研磨、アンボンドキャッピングが規格化されている。それらのうち、研磨は大きい装置が必要なこと、研磨時に角欠けの恐れがあることなどから対象外とした。また、キャッピングについても、硫黄を用いる方法と、石こうを用いる方法が考えられるが、硫黄は加熱器を必要とすること、石こうは硫黄に比べ硬化までに長時間（2 時間程度）必要な



写真-13.2.1　小型強度試験機



写真-13.2.2　キャッピング装置



写真-13.2.3　携帯型強度試験機



写真-13.2.4　カッタ

ことから除外し、アンボンドキャッピングまたは切断のみを対象とした。

切断に使用したカッタは写真-13.2.4 に示す精密なものである。カッタは片側を固定するタイプのものが多いが、切断面が曲がる恐れがあり、切断位置の両側を固定するタイプのものである。切断最後に生じやすい角欠けを防ぐため、切断位置にビニルテープを巻きつけた。切断後のコアを定盤に載せ、すきまゲージにより凹凸を測定した結果、0.02mm 未満であった。

強度試験方法の検討は、実績のある小型試験機により硫黄キャッピングした結果を基準とし、各種方法による強度試験結果を比較することによって行なった。

１３．３　端面整形方法の検討

13.3.1　検討概要

端面整形方法について、ケース 1、ケース 2 の検討を行なった。

ケース 1 は、アンボンドキャッピングを想定し、端面を所定の長さに切断したのみ（以下、キャッピング「なし」と記述）、両端面にゴム板（厚さ 0.5mm）、アルミテープ（厚さ 0.1mm）をはさみ、強度試験を行なった。コンクリートは、表-13.3.1 の N30 を用いた。コアを採取した試験体は、縦、横 600mm、厚さ 200mm の版状であり、打設面から垂直にコアを採取した。コアの長さは 100mm より多少長めとした。それを約 20mm ずつ切断して強度試験を行なった。100mm 程度のコア 1 本から 5 個の強度試験用供試体が確保できることになるが、実際には途中で破断する場合、大きな気泡がある場合、粗骨材が大部分を占める場合など

表-13.3.1　コンクリートの配合

試験体構造物	部位	ｺﾝｸﾘｰﾄ種類*	粗骨材の最大寸法	ｽﾗﾝﾌﾟ(cm)	空気量(%)	水ｾﾒﾝﾄ比(%)	細骨材率(%)	単位量(kg/m^3)				
								水	ｾﾒﾝﾄ	細骨材	粗骨材	混和剤
版試験体	頂版	N30	20mm	8	4.5	50	42.9	163	326	783	1050	3.46
	薄壁	N45		12	3.0	35	39.9	163	466	686	1072	5.13
ﾎﾞｯｸｽ試験体	厚壁	N18		8	4.5	70	47.0	161	230	885	1031	2.44
	底版	BB30		8	4.5	50	42.2	161	322	773	1058	3.41
橋脚	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	BB27		8	4.5	49.5	42.3	157	318	776	1065	3.39

＊N：普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ、BB：高炉ｾﾒﾝﾄB種、数字は呼び強度

があり、強度試験ができたのは 1 本につき 3～4 個であった。なお、強度の平均値よりかなり低下したものは削除した。以下、**13.4 節**、**13.5 節**を含むコア供試体の採取、データの削除は同じ取り扱いとした。

ケース 1 の結果は **13.3.2** に詳述するとおり、切断のみの結果が最も良かった。そこでケース 2 では、**表-13.3.1** の 4 種類のコンクリート（N18、30、45、BB30）ついて、小型および携帯型試験機を用い、硫黄キャッピングを行なった場合（以下「あり」と記述）と「なし」の場合の 4 つの組合せについて検討した。

13.3.2　ケース 1（アンボンドキャッピング）の検討結果

ケース 1 およびケース 2 の一部の強度試験結果を**図-13.3.1** に示す。

図-13.3.1 の結果より、携帯型試験機を用い、キャッピングなし、アルミテープ、ゴム板をはさんだ場合は、記述の順番に強度は低下している。ゴム板は、供試体の大きさに比べてゴム板が厚すぎたこと、アンボンドキャッピングのようにキャップを付けていなかったことから、ゴムの変形などの影響により強度が低下したものと考えられる。

ケース 1 の携帯型のキャッピングなしと、ケース 2 の携帯型のキャッピングありの比較から、キャッピングなし（切断のみ）でも強度試験できる可能性が最も高いことがわかった。

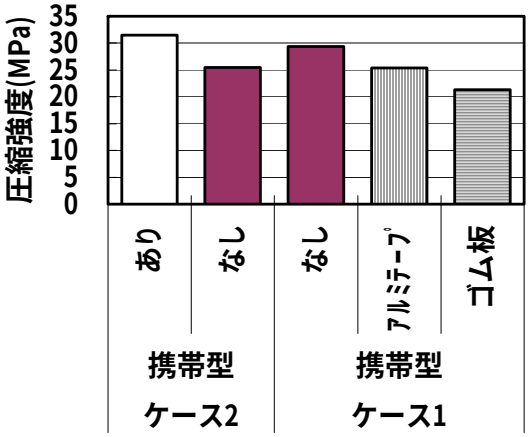


図-13.3.1　ケース 1、ケース 2 の結果

13.3.3　ケース 2 の結果

ケース 2 の強度試験結果は**図-13.3.2** のとおりである。小型試験機のキャッピング「あり」に対する（横軸）、小型のキャッピング「なし」、携帯型のキャッピング「あり」と「なし」（切断のみ）の結果を示す。

小型のキャッピングなしは、ありに比べ強度がわずかに小さい傾向であるが、携帯型のキャッピングあり・なしともにほぼ一致しており、切断のみでも十分に使用できる。

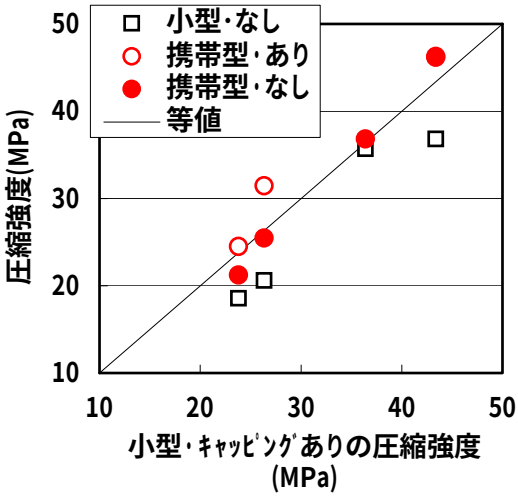


図-13.3.2　ケース 2 の結果

１３．４　大型供試体による検討

13.4.1　実験概要

実験に用いたのは**図-13.4.1** のボックス試験体であり[2)]、各部材のコンクリートは、頂版はN30、側壁の厚い壁はN18、薄い壁は N45、底版は BB30 である。コンクリート配合は**表-13.3.1** のとおりである。

各部材からφ10mm コアを２本ずつ、φ25mm、φ100mm コアを１本ずつ採取した。端面整形は、φ100mm コアは研磨、φ25mm コアはキャッピングに対し、φ10mm コアはキャッピングありとなし（切断のみ）である。φ10mm のキャッピングありは小型試験機による強度試験、なしは携帯型試験機による強度試験を行なった。

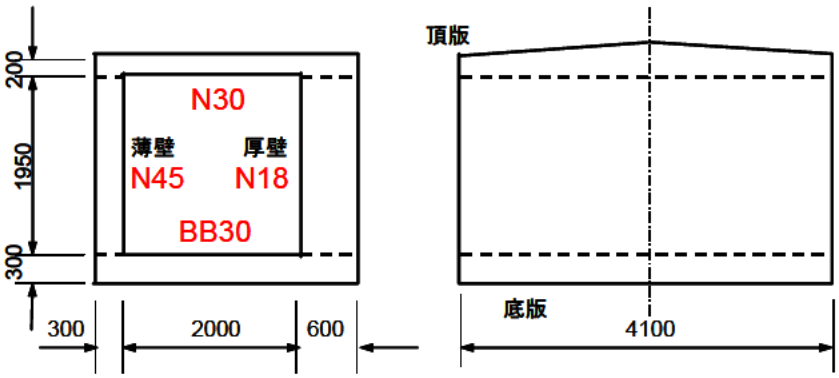


図-13.4.1　ボックス試験体

13.4.2　実験結果

φ100mm コア強度に対してそれぞれのコア強度は図-13.4.2 のとおりである。φ25・ありはφ100 とほぼ一致している。φ10 のあり・なしも 50MPa 以下はほぼ一致しており、携帯型試験機を用いてキャッピングなしによる強度試験は可能である。

しかし、強度が高いとφ10 の強度は大きく低下している。これまでも強度が大きくなると低下する傾向があり、現段階でφ10mm コアの強度試験は 50MPa 程度以下である。

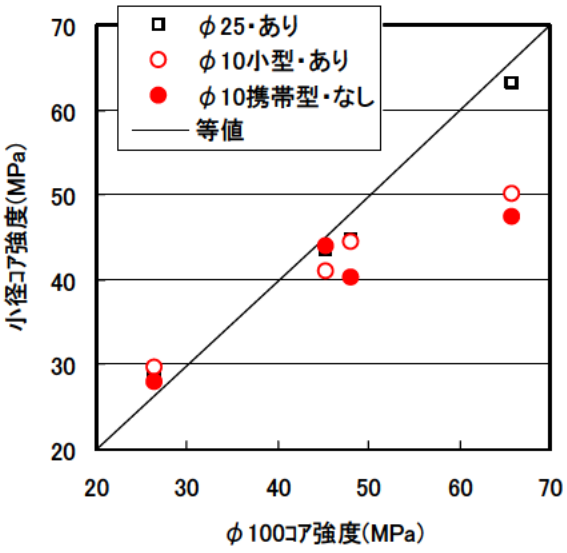


図-13.4.2　φ100 コアと小径コア強度

１３．５実構造物による検討

13.5.1　実験概要

以上の結果より、実構造物への適用を試みた。実験した構造物は、高さ 2.8m のフーチングである。一層約 90cm 厚さで３層打設が計画されたものであり、上段、中段、下段のほぼ中間の高さからφ10 および 25mm コアを採取した。いずれもコアの長さは 100mm 以上であり、φ10mm は４本、φ25mm は２本ずつ採取した。φ25mm はキャッピングした。φ10mm は、２本はキャッピングして小型試験機による強度試験、もう２本はキャッピングなし（切断のみ）で携帯型試験機による強度試験を行なった。

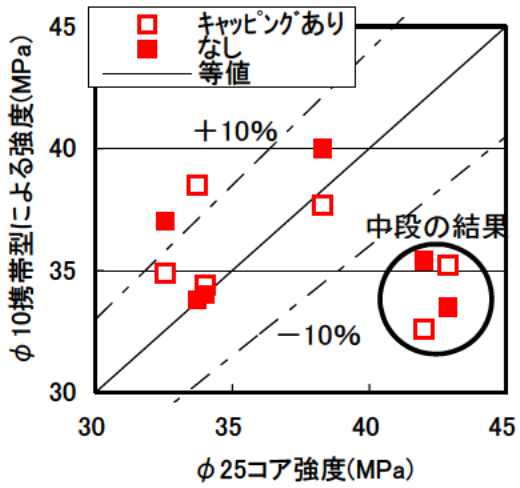


図-13.5.1　フーチングの結果

13.5.2　実験結果

φ25mm コア強度に対するφ10mm コア強度結果は図-13.5.1 のとおりである。また、図-13.5.2 に高さごとの強度結果を示す。

図-13.5.2 より、上段、下段の結果は、3 種類のコア強度ともほぼ一致しているが、中段の結果はφ10mm コアとφ25mm コアで強度がかなり異なっている。中段の結果が異なっているのは、バッチが異なっていた可能性がある。施工計画では 3 層で打設する予定であったが、実際には 4 層で打設された。コア採取位置辺りが打ち重ね位置であったため、採取位置がわずかにずれただけでもバッチが異なったコンクリートを採取した可能性がある。そのため、中段についてはφ10mm のキャッピングあり、なしの比較にならざるを得ず、両者はほぼ一致している。

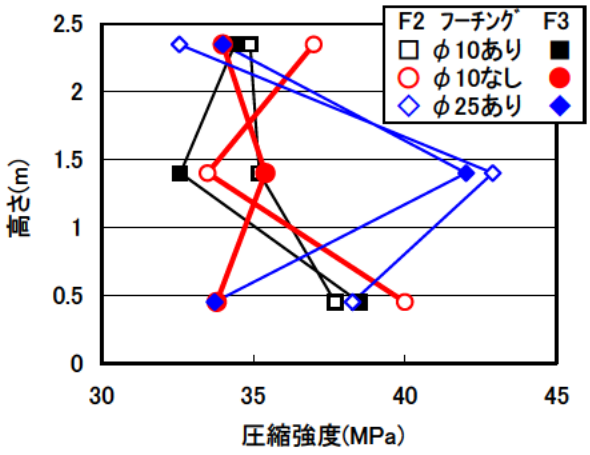


図-13.5.2　コア採取位置と強度の関係

図-13.5.1 のφ25mm コア強度とφ10mm コア強度の比較は、中段の結果を除くと両者はほぼ一致している。

１３．６　まとめ

現地でφ10mm コアを採取し、強度試験を行なうために、携帯型強度試験機を試作し、コア端面の整形方法について検討した。

その結果、試作した携帯型強度試験機を用い、端面は切断するのみで強度試験できることが明らかになった。ただし、コアの切断に用いるカッタは、精密なものとし、切断面の両側でコアを固定できること、コアの角欠けを防ぐため切断位置にテープを巻き付けておくことが必要である。

参考文献

1)　片平博ほか：コア試験体の小径化が圧縮強度に与える影響に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.26, No.1, pp.399-404, 2004.7

2)　土木研究所、日本非破壊検査協会ほか：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(3)、第 309 号、第VI部ボックス供試体、2005.1

１４章　リバウンドハンマ

１４．１　実験概要

国土交通省では 2001 年よりリバウンドハンマによる強度推定が行われており、本共同研究で提案している非破壊・微破壊試験による強度推定との使い分けについて検討しておく必要がある。

リバウンドハンマによる反発度は、材齢の影響、含水率の影響が大きいことが報告されており、円柱供試体によるそれらの影響について検討した。

次に、構造体コンクリートの強度推定を行なった。

１４．２　実験方法

14.2.1　円柱供試体

今回使用された 6 種類のコンクリートについて、φ125mm の円柱供試体を 27 本ずつ作製し、1/3（9 本）ずつ水中養生、封かん養生、気乾養生した。供試体作製時はすべて封かん養生とし、封かんおよび気乾養生する供試体は 1 週間後に脱型してそれぞれの養生を行なった。

材齢 2 週、4 週、13 週に、供試体に 20kN 載荷しておき、側面をリバウンドハンマで打撃した。打撃間隔は 3cm 間隔とし、4×4＝16 点の打撃を行い、大きい方の反発度 3 点、小さい方の反発度 3 点を却下し、10 点の平均値を平均反発度とした。

14.2.2　構造体コンクリート

構造体コンクリートの反発度の測定は、非破壊試験時に、ボス供試体取付位置付近を、円柱供試体と同様に 4×4＝16 点の打撃を行い、10 点の平均反発度を求めた。

１４．３　円柱供試体の結果

コンクリートの種類ごとに、反発度と材齢の関係、圧縮強度と材齢の関係、圧縮強度と反発度の関係、含水率と材齢の関係を**図-14.3.1（その 1～3）**に示す（縦 4 枚で 1 種類のコンクリートの結果）。含水率は、封かん時を 0%とし、それよりプラスは吸水（水中養生）、マイナスは乾燥（気乾養生）の結果である。これらの結果より次のことがわかる。

① BB24、27、N30 の気乾と湿潤の反発度の差は 5 程度であり、土木学会規準 JSCE-G 504（硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法）の「水中養生を持続したコンクリートを乾かさずに測定した場合」の補正値ΔR＝5 はほぼ妥当である。

② H36 は 2 つとも含水状態による反発度の差は①ほどではない。また、気乾と封かんの結果が逆転している。強度の大きいコンクリートは強度発現も速いことから、含水率による反発度の影響は小さくなるのかもしれない。

③ 材齢 2 週から 4 週の反発度は増加しているが、13 週は含水状態によって異なっている。気乾養生は増加しているが、封かん養生は 4 週とほぼ同じか低下傾向、水中養生は低下している。材齢、含水状態によって反発度の傾向は異なり、強度推定は難しいものと考えられる。

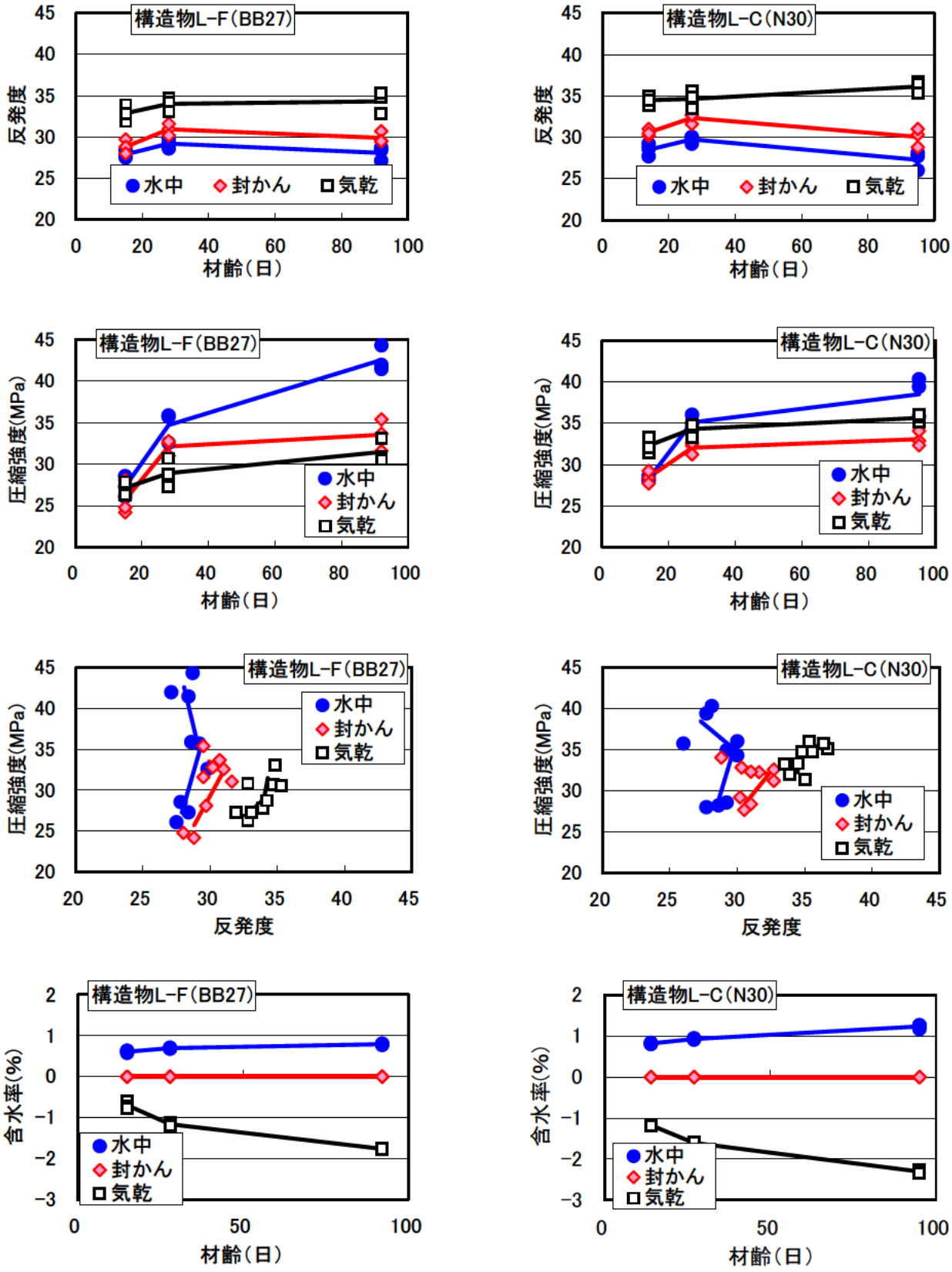


図-14.3.1（その1）　材齢、含水率と反発度、圧縮強度の関係:構造物L-F(BB27)、L-C(N30)

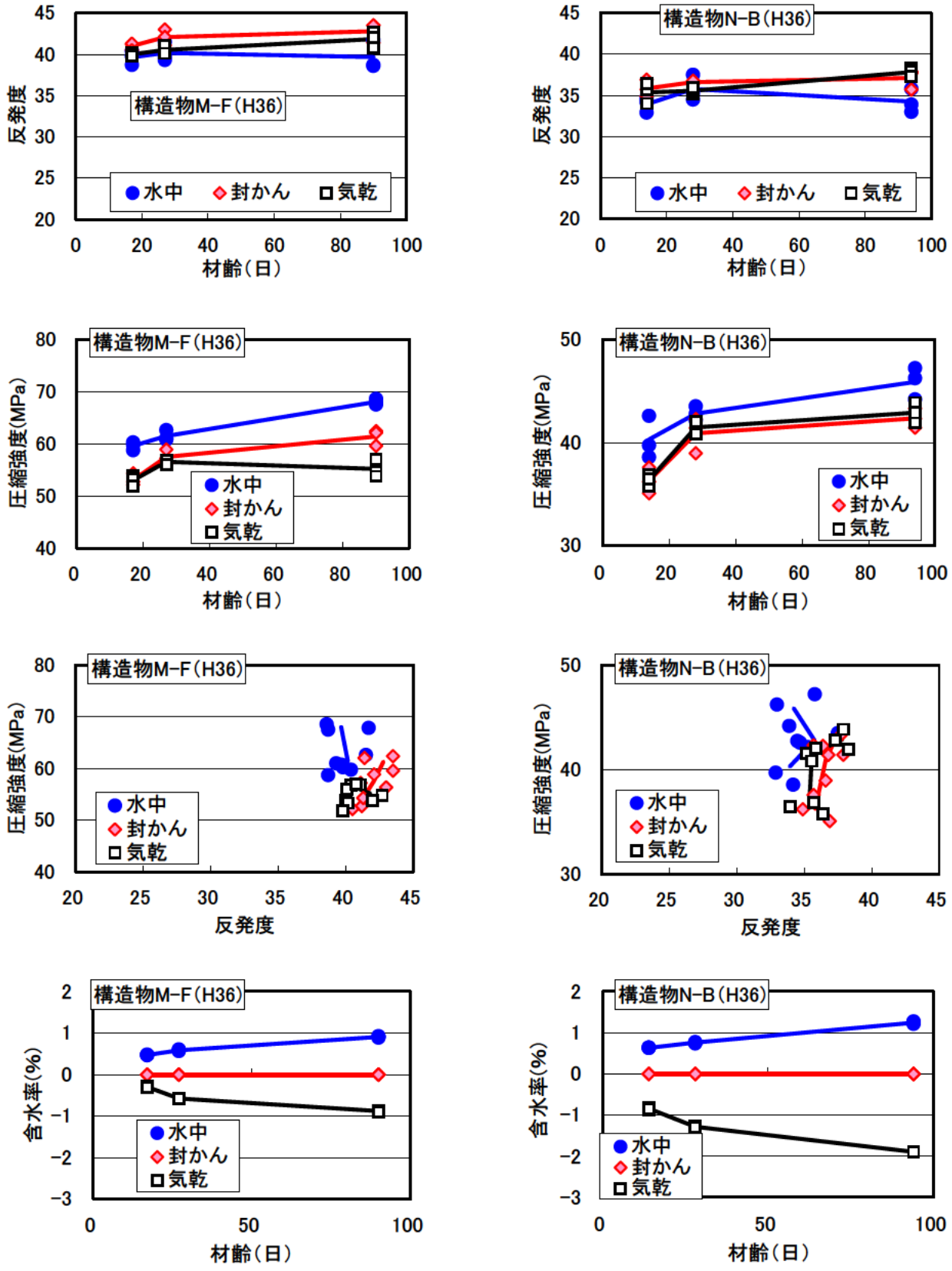


図-14.3.1（その2）　材齢、含水率と反発度、圧縮強度の関係：構造物M、N(H36)

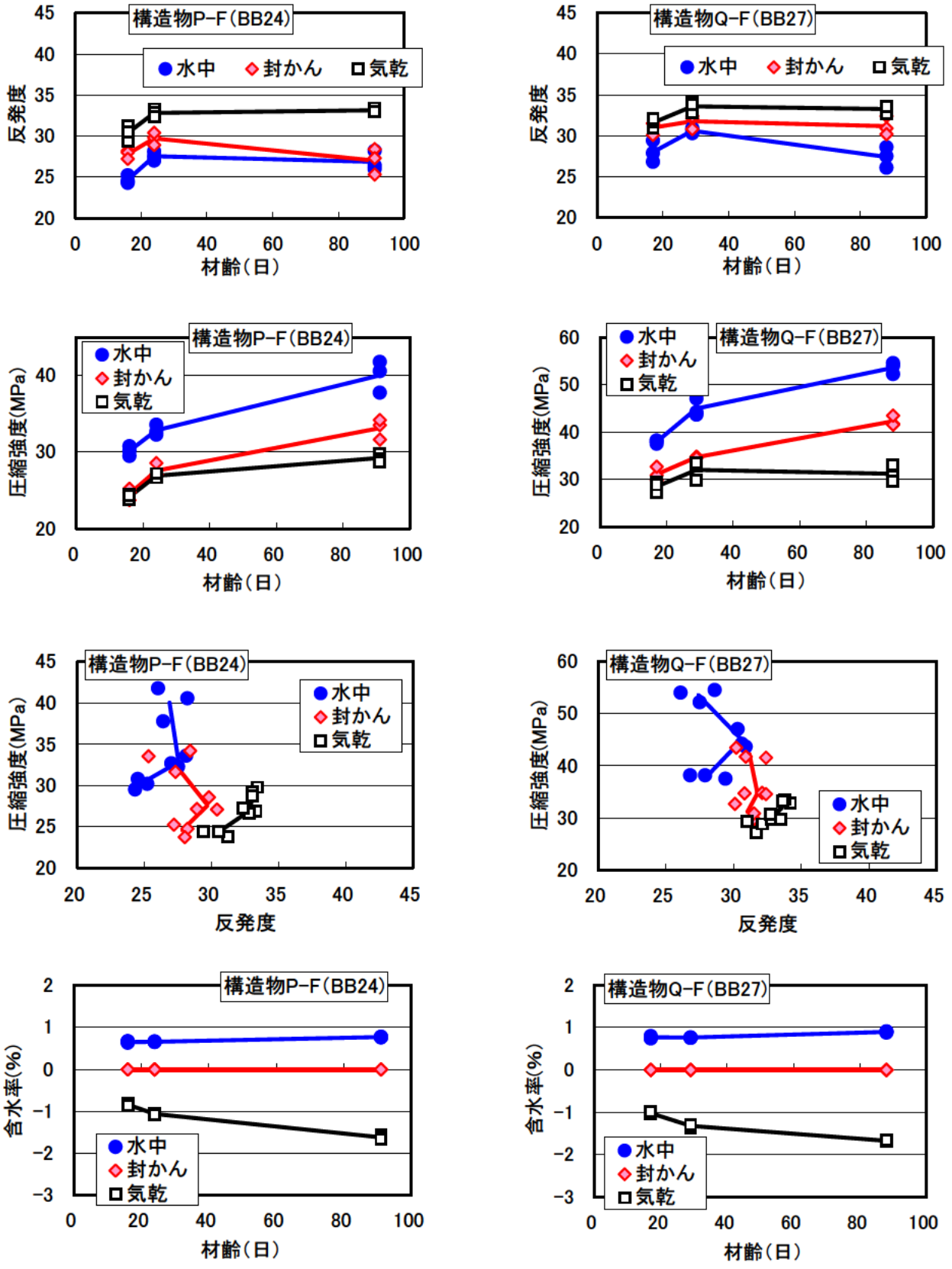


図-14.3.1（その 3）　材齢、含水率と反発度、圧縮強度の関係：構造物 P、Q(BB(24)27)

気乾養生の反発度と圧縮強度の関係を図-14.3.2に示す。コンクリートの種類の違いに関係なく、反発度と圧縮強度の関係は線形関係がある。回帰結果は式(1)のとおりである。

$$F=2.98Ro-67.8 \quad (MPa) \qquad (1)$$

文献 1)の結果は式(2)のとおりである。

$$F=3.26Ro-80.9 \quad (MPa) \qquad (2)$$

両式の回帰直線を図-14.3.2 に示すとおり、両者は近い関係にある。リバウンドハンマの結果は、研究者によってかなり異なる [2]が、今回は全く異なる実験にもかかわらずほぼ同様の結果が得られている。気乾状態にある場合、式(1)および(2)は普遍性が高いものと考えられる。

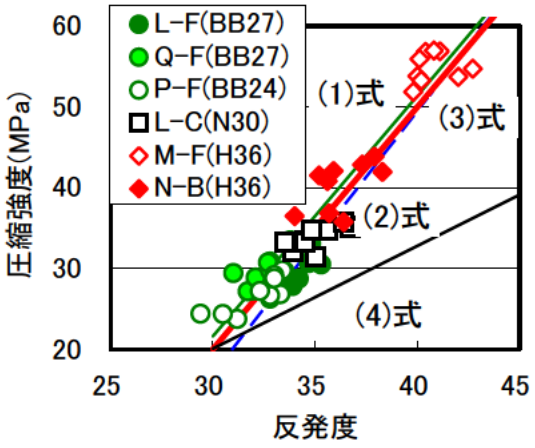


図-14.3.2　反発度と圧縮強度の関係（気乾養生）

そこで(1)式と(2)式、両式から得られる簡易式(3)および通常よく用いられている材料学会式(4)[3]の係数を比較すると、傾きの違いが大きく、そのため切片の違いも大きい。これらの回帰直線も図-14.3.2 に示すとおり、材料学会式は、反発度が小さいとき大きめの強度を推定し、反発度が大きいとき小さめの強度を推定する可能性があるものと考えられる。

$$F=3.0Ro-70.0 \quad (MPa) \qquad (3)$$

$$F=1.27Ro-18.0 \quad (MPa) \qquad (4)$$

１４．４　構造体コンクリートの強度推定

構造体コンクリートの反発度から求めたリバウンドハンマ強度と、反発度を測定した近くのコア強度またはボス強度との比較は、図-14.4.1 のとおりである。リバウンドハンマ強度は、湿潤状態による補正、材齢補正を行ない、式(4)によって求めた結果である。

従来の結果のとおり、非常にばらついていることがわかる。

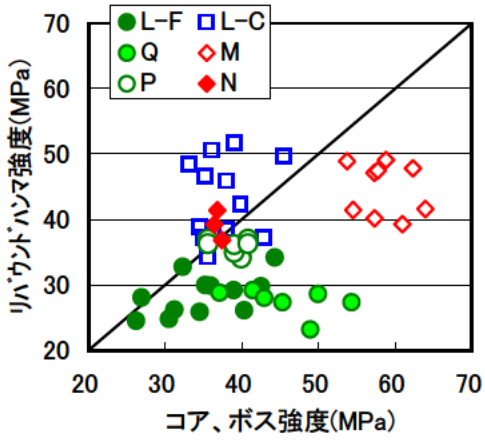


図-14.4.1　リバウンドハンマ強度と
コアまたはボス強度との比較

参考文献

1)　(独)土木研究所、日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル、技報堂出版、pp.182-188、2003.10

2)　谷川恭雄監修：コンクリート構造物の非破壊検査・診断方法、セメントジャーナル社、pp.32、2004.9

3)　日本材料試験協会（現、日本材料学会）・実施コンクリート強度判定委員会：シュミットハンマーによる圧縮強度推定式、1958（土木学会コンクリートライブラリー第 38 号、コンクリートの品質管理試験方法、pp.85-90, 1974.9 に掲載されている）

１５章　機械インピーダンス法

１５．１ 実験概要

表－15.1.1 実験を実施した構造物，測定内容

構造物		測定部材		コンクリート種類
L	橋脚	P35	フーチング	27-8-20BB
			柱上段	30-8-20N
			柱下段	30-8-20N
		P36	フーチング	27-8-20BB
			柱上段	30-8-20N
			柱下段	30-8-20N
		P37	フーチング	27-8-20BB
			柱上段	30-8-20N
			柱下段	30-8-20N
M	π型ラーメン橋	フーチングヘッド		36-12-20H
		垂直材		36-12-20H
		主桁（PCホロー桁）		36-12-20H
N	PCホロースラブ橋	主桁（PCホロー桁）1：B1		36-8-20H
		主桁（PCホロー桁）2：B2		36-8-20H
P	橋脚	フーチング		24-8-20BB
Q	橋台	フーチング		27-8-20BB
		竪壁		27-8-20BB
		パラペット		27-8-20BB

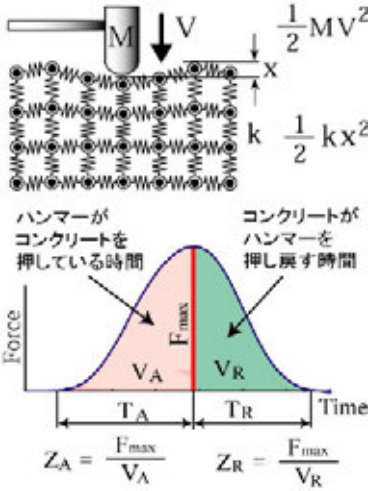
簡易な圧縮強度推定方法として，ハンマー打撃によりコンクリートの機械インピーダンスを測定する方法が報告されている。この方法による測定精度の確認，測定手順の確立を目的として，**表－15.1.1** に示す構造物で実験を実施した。

１５．２ コンクリートの圧縮強度推定実験

15.2.1 実験内容

(1)測定原理

機械インピーダンスは**写真－15.2.1** に示すとおり，ハンマー打撃により，打撃力最大値 F_{max} とハンマーの衝突時速度 V の商を求めて測定する（**図－15.2.1**）。ここで求めた機械インピーダンスは，運動エネルギー保存則によりコンクリート表面のバネ係数と比例関係にある。これから，**8.2.1 項**に示した衝撃弾性波法（iTECS 法）での弾性波速度と同様に，機械インピーダンス値と圧縮強度には正の相関関係があると考えられる。特に，打撃力最大点の後半部分はコンクリートがハンマーを押し戻す時間帯であり，この後半部分の機械インピーダンス値 Z_R は，コンクリート本来のバネ係数，圧縮強度を反映した値となり，Z_R の測定結果から圧縮強度を推定できるものと期待されている [1)]。



図－15.2.1 機械インピーダンス測定よる圧縮強度推定原理

(2) 円柱供試体による Z_R 値と圧縮強度の関係調査方法

(1) に示した測定原理では，コンクリートの弾性係数と圧縮強度の関係はコンクリートの配合等により変化することから，Z_R 値から圧縮強度への換算式を全てのコンクリートに適用することは困難であると考えた。そこで，8.2.2 項に示した衝撃弾性波法（iTECS 法）での弾性波速度と同様に，機械インピーダンス値 Z_R を測定し（**写真－15.2.1**），直後に試験した圧縮強度測定結果から，Z_R 値と圧縮強度の関係を調査した。なお，Z_R 値は円柱供試体の表面をハンマーで打撃することにより，1 供試体につき 25 回測定し，この平均値を Z_R 値とした。



写真－15.2.1 円柱供試体での Z_R 値測定

(3) 構造体コンクリートでの Z_R 値の測定，圧縮強度の推定

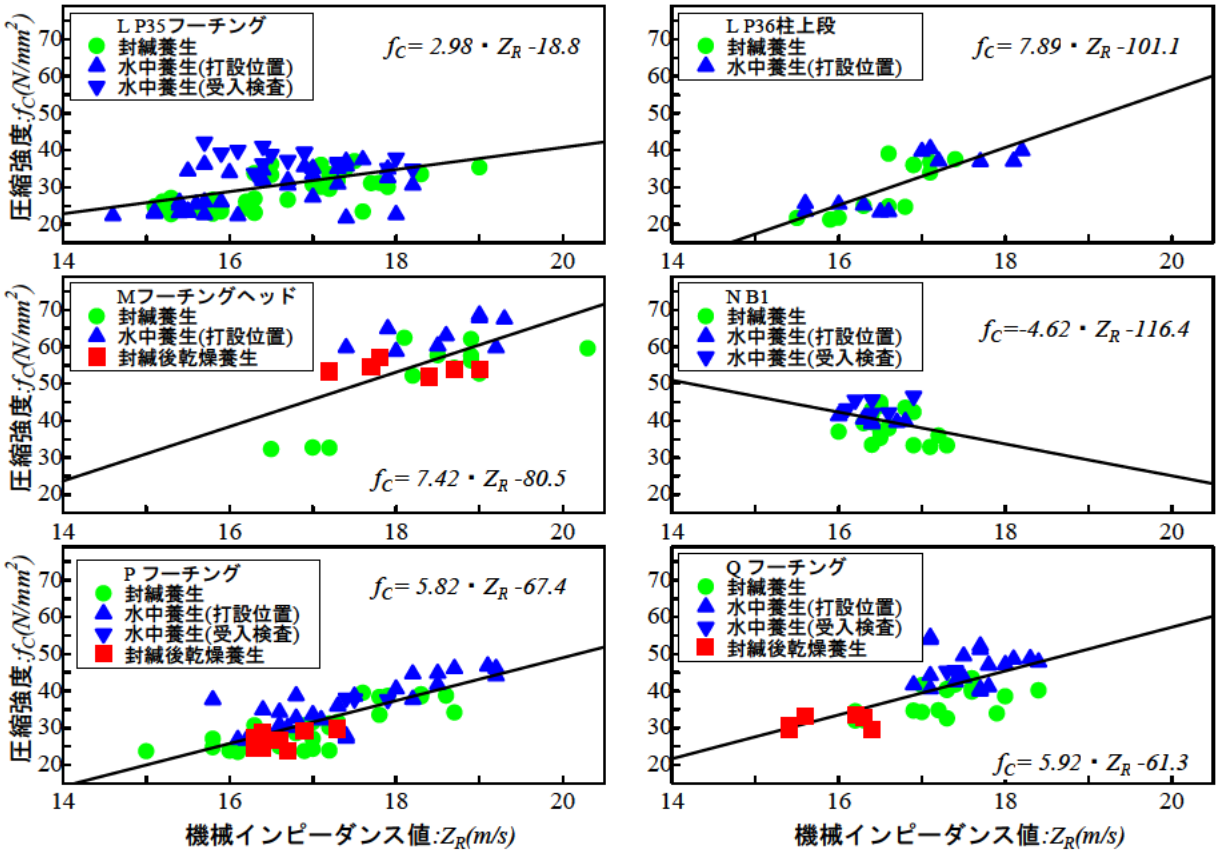
実構造物での測定状況を**写真－15.2.2** に示す。1 測定箇所に 50mm 間隔で縦 5 点×横 5 点の計 25 点を測定し，この平均値を 1 箇所の測定結果とした。



写真－15.2.2 実構造物での Z_R 値測定

15.2.2 円柱供試体による機械インピーダンス値と圧縮強度の関係調査結果

各構造物，各部材での機械インピーダンス値 Z_R と圧縮強度と



図－15.2.2 機械インピーダンス値 Z_R と圧縮強度の関係調査結果

の関係調査結果の一例を**図－15.2.2** に，Z_R 値と圧縮強度 f_C の直線回帰による関係式（15.2.1）の係数 a，b，相関係数を**表－15.2.1** に示す。

$f_C = a\,Z_R + b$（a，b：係数）　　(15.2.1)

表－15.2.1 機械インピーダンス値 Z_R とと圧縮強度の関係式

測定部材	コンクリート種類	直線回帰による関係式（$f_C = a \times Z_R + b$）		
		係数a	係数b	相関係数
L P35**フーチング**	27-8-20BB	2.98E+00	-18.8	0.49
L P35**柱上段**	30-8-20N	2.02E+00	-3.3	0.24
L P35**柱下段**	30-8-20N	2.45E+00	-8.4	0.42
L P36**フーチング**	27-8-20BB	5.13E+00	-51.5	0.85
L P36**柱上段**	30-8-20N	7.89E+00	-101.1	0.79
L P36**柱下段**	30-8-20N	4.33E+00	-40.4	0.82
L P37**フーチング**	27-8-20BB	6.55E+00	-76.3	0.66
L P37**柱上段**	30-8-20N	5.90E+00	-63.8	0.88
L P37**柱下段**	30-8-20N	3.98E+00	-31.0	0.71
M **フーチングヘッド**	36-12-20H	7.42E+00	-80.5	0.65
M **垂直材**	36-12-20H	-7.33E+00	214.4	-0.62
M **主桁（PCホロー桁）**	36-12-20H	7.51E+00	-82.6	0.57
N B1	36-8-20H	-4.62E+00	116.4	-0.39
N B2	36-8-20H	9.52E-01	24.9	0.07
P **フーチング**	24-8-20BB	5.82E+00	-67.4	0.80
Q **フーチング**	27-8-20BB	5.92E+00	-61.3	0.85
Q **竪壁**	27-8-20BB	6.94E+00	-74.3	0.80
Q **パラペット**	27-8-20BB	1.95E+00	10.0	0.21

図－15.2.2，**表－15.2.1** より機械インピーダンス値 Z_R と圧縮強度との相関関係が低い場合があり，例えば，構造物 M 主桁（PC ホロー桁）では Z_R 値 18 が得られても，圧縮強度は約 35N/mm^2～約 65N/mm^2 と異なる。さらに，構造物 M 垂直材，構造物 N B1 では負の相関関係となり，測定原理とは反する結果となった。また，円柱供試体の養生方法による Z_R 値と圧縮強度の関係の違いは見られなかった。

本実験は同一配合の円柱供試体が材齢 91 日程度までの材齢変化に伴い，圧縮強度が増強することを利用した測定である。圧縮強度は円柱供試体の長さ約 200mm 全体を反映しているのに対し，Z_R 値はコンクリート表面付近のバネ係数を反映した値であることから，本測定方法では，影響が生じた可能性が考えられる。

15.2.3 構造体コンクリートでの圧縮強度推定結果

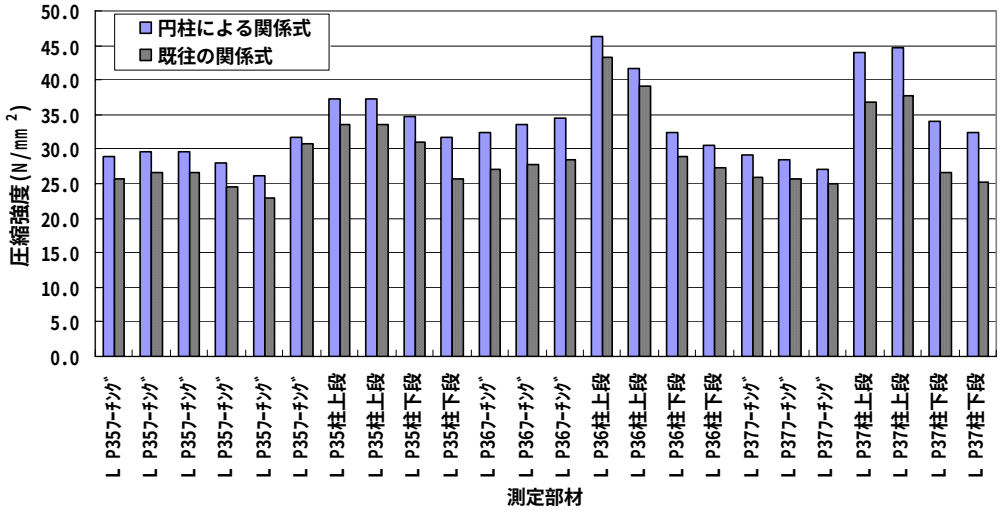
各構造物，部材の構造体コンクリートで機械インピーダンス値 Z_R を測定し，換算式から圧縮強度を推定した。この推定結果を**表－15.2.2**～**表－15.2.6** に示す。なお，換算式は **15.2.1** 項に示した円柱供試体による実験結果で得られた Z_R 値と圧縮強度との関係式は相関関係が低く，信頼性が低くなる場合が考えられる。これから，既往の研究[2)] での Z_R 値と圧縮強度との関係式（15.2.2）を換算式とした場合での結果も示した。

$$\begin{cases} f_C = {Z_R}^2/10 & (Z_R \leqq 16.5\text{の場合}) \\ f_C = 6.97 \times Z_R - 87.7 & (Z_R > 16.5\text{の場合}) \end{cases} \qquad (15.2.2)$$

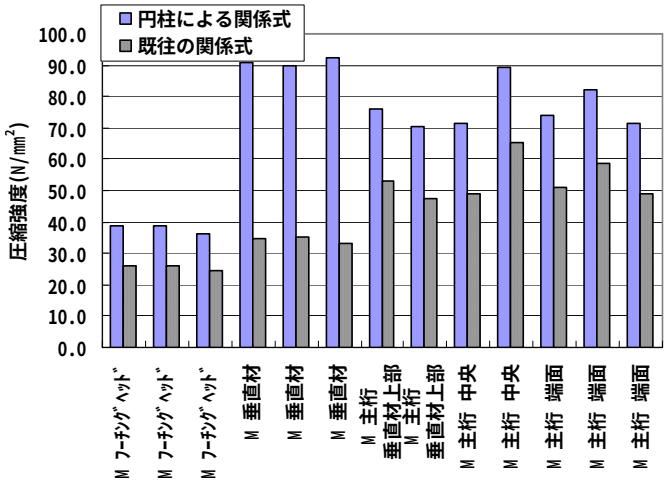
また，表中の 28 日予測強度とは，材齢 28 日以前に本測定を実施した場合に，式(15.2.3)により材齢 28 日時点での強度を予測したものである。

$$f_{C28} = \left(\frac{a + bt}{t \times d} \right) \times f'_C(t) \qquad (15.2.3)$$

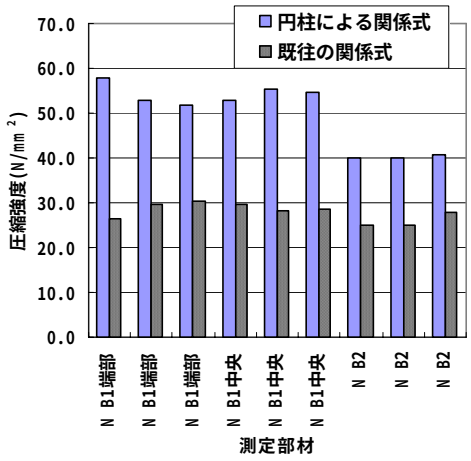
ここに，t は材齢（日），a,b,d はセメントの種類によって変化する係数である。



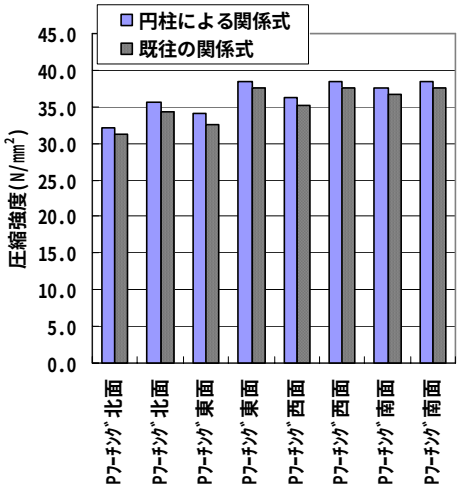
図－15.2.3 構造物 L 実構造物での圧縮強度推定結果



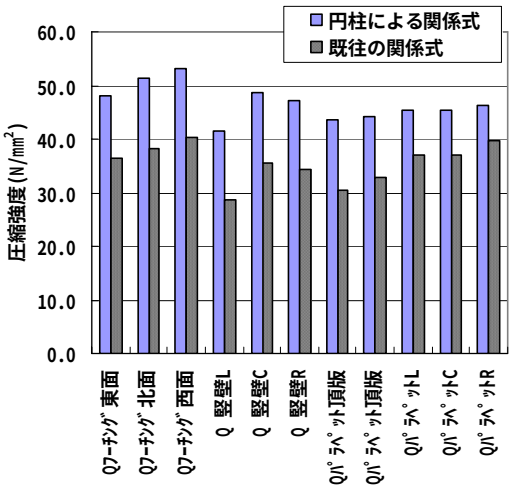
図－15.2.4 構造物 M 実構造物での圧縮強度推定結果



図－15.2.5 構造物 N 実構造物での圧縮強度推定結果

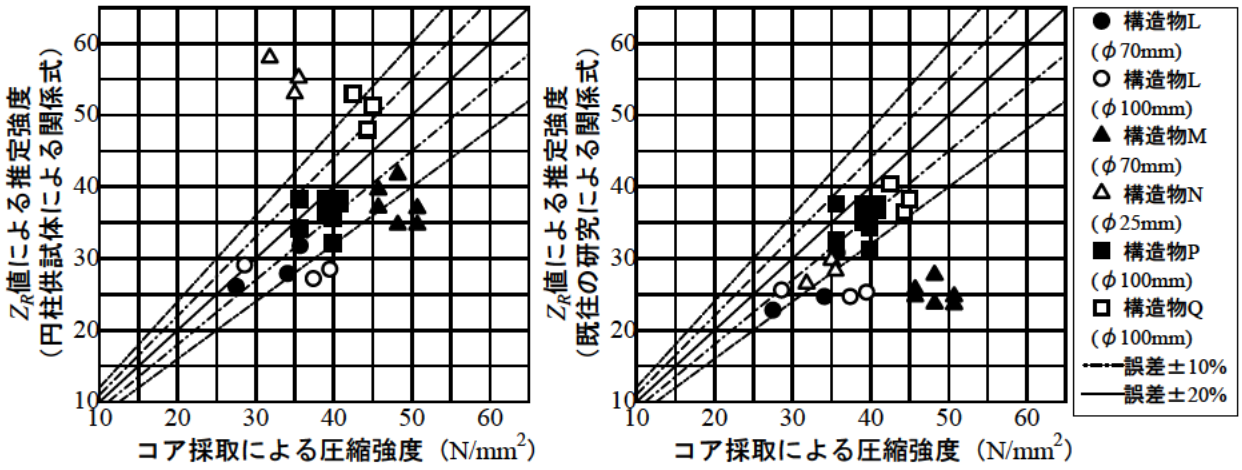


図－15.2.6 構造物 P 実構造物での圧縮強度推定結果



図－15.2.7 構造物 Q 実構造物での圧縮強度推定結果

一部の部材で直径 25mm，70mm，100mm のコアを採取して実施した圧縮試験結果と比較した結果を図－15.2.8 に示す。なお，コア採取による圧縮試験は材齢 28 日で実施したことから，機械インピーダンス値 Z_R による推定結果では，28 日予測強度により比較した。

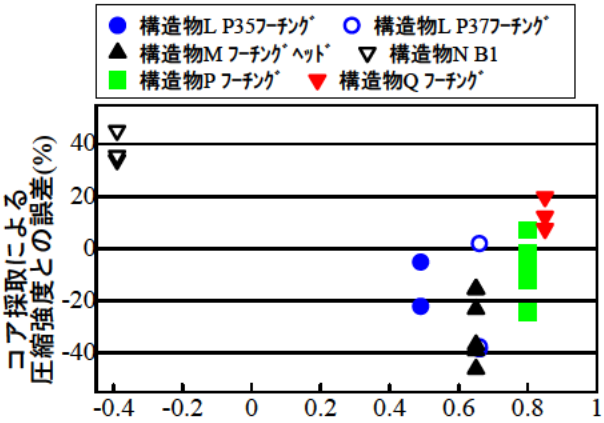


図－15.2.8 コア採取による圧縮試験結果との比較
（左図：円柱供試体による関係式，右図：既往の研究による関係式）

図－15.2.8 に示した測定結果で 15.2.1 項に示した円柱供試体による Z_R 値と圧縮強度との関係式を換算式に設定した場合について，両者の相関係数とコア採取による圧縮強度との誤差との関係を図－15.2.9 に示す。構造物毎に誤差の値が同程度となる傾向が見られ，相関係数が低い構造物 N や構造物 M では誤差が大きくなった。しかし，相関係数が 0.80 以上であった構造物 P，Q では誤差は概ね 20%以内であった。

既往の研究での関係式を換算式に設定した場合でも，誤差は改善されずに，構造物毎に誤差の値が同程度となる傾向が見られた。これは，コンクリートの弾性係数と圧縮強度の関係はコンクリートの配合等により変化するのに対し，この関係式は配合による変化を考慮していないことから，部材（配合）によって同程度の誤差が生じたものと考えられる。

以上から，Z_R 値と圧縮強度の相関係数の高い関係式を得て，これを換算式に設定すれば，機械インピーダンス値 Z_R によるコンクリート構造物の圧縮強度推定精度は向上するものと期待される。



図－15.2.9 推定誤差と関係式の相関係数の関係

１５．３ 円柱供試体での測定方法の相違による測定結果への影響について

15.3.1 実験内容

(1)実験目的

１５．２節では，円柱供試体の表面をハンマーで打撃して機械インピーダンス値 Z_R を測定し，コンクリートの圧縮強度との関係を調査した。しかし，リバウンドハンマで同様の調査を実施する場合，載荷した円柱供試体の側面で測定するのが一般的である。そこで，円柱供試体での Z_R 値の測定について，表面での測定結果と，載荷した側面での測定結果を比較し，測定方法の違いが測定結果に影響するのかについて実験した。

(2) 実験方法



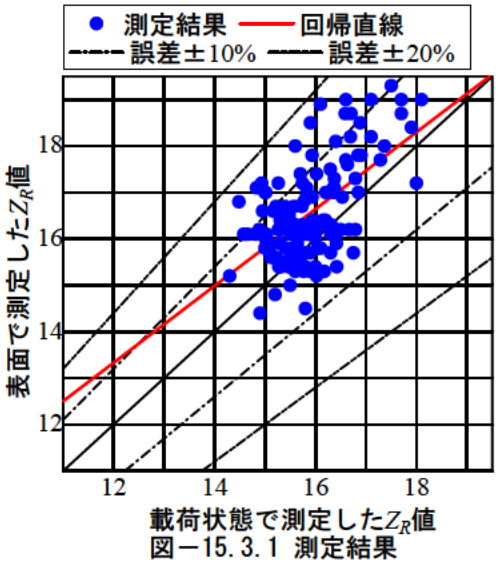

写真－15.3.1 測定状況（左：表面での測定，右：載荷状況での側面の測定）

測定状況を**写真－15.3.1** に示す。設計寸法 ϕ 125mm×250mm の円柱供試体に対し，先ず，表面から機械インピーダンス値 Z_R を測定し，その後に荷重 20kN で載荷した状況で側面を測定して，両測定結果を比較した。測定回数は両測定方法とも 25 回とし，平均値を測定値とした。

15.3.2 実験結果

測定結果を**図－15.3.1** に示す。**図－15.3.1** より，円柱供試体の表面から機械インピーダンス値 Z_R を測定した場合では，載荷した状況で側面から機械インピーダンス値を測定した場合より平均で 5%程度 Z_R 値が大きくなる傾向が確認される。

両測定方法による結果が異なった原因としては，①測定面が表面か側面かによる測定位置の違い，②載荷による測定面の拘束力の違い，③打撃方向が下向きか横向きかの違い，これらが考えられるが，今回の実験結果のみでは，これらがどの程度影響しているのかについては判断できない。



図－15.3.1 測定結果

１５．４ まとめ

簡易な圧縮強度推定方法である，ハンマー打撃によるコンクリートの機械インピーダンスを測定する方法について，この方法による測定精度の確認，測定手順の確立を目的として実験を行った。その結果得られた見解を以下に示す。

①本測定原理ではコンクリート表面のバネ係数と比例関係にある機械インピーダンス値を測定し，圧縮強度を推定する。コンクリートの弾性率と圧縮強度の関係はコンクリートの配合によって異なることから，コンクリートの配合毎に機械インピーダンス値から圧縮強度への換算式を設定することが必要であると考えた。

同一配合での円柱供試体で，材齢変化に伴う両者の関係を調査した結果，相関係数が低くなる場合があった。圧縮強度は供試体全体の強度を示すのに対し，機械インピーダンス値は表面付近の結果を示すことから，両者に差が生じたものと考えられる。

②構造体コンクリートで機械インピーダンス値を測定した結果から圧縮強度を推定すると，円柱供試体により相関係数 0.8 以上で機械インピーダンス値と圧縮強度の関係式が得られ，この関係式を換算式として設定した場合では，コア採取による圧縮試験結果と 20%以内の誤差で圧縮強度を推定できることが確認された。

③円柱供試体を拘束せずに表面から測定した場合と，荷重 20kN で載荷した状況で側面を測定した場合を比較すると，表面から測定した場合では平均で 5%程度機械インピーダンス値が大きくなる傾向が確認された。原因としては，・表面か側面かによる測定位置の違い，・載荷による測定面の拘束力の違い，・打撃方向の違いが考えられるが，今回の実験結果のみでは，これらがどの程度影響しているのかについては判断できない。

以上から，コンクリートの配合毎に機械インピーダンス値と圧縮強度の関係を調査する方法を，例えば表面・内部とも強度差が生じるよう，測定材齢を広範囲に設定するなど工夫して，相関係数の高い関係式を得ることや，測定に及ぼす諸影響を明確にすることにより，測定精度が向上するものと期待される。

参考文献

1) 極檀邦夫,境友昭：衝撃弾性波法およびインピーダンス法によるコンクリート構造物の非破壊検査技術,日本非破壊検査協会平成 17 年度秋季大会講演概要集,pp.179-180,2005.11

2) 久保元樹,極檀邦夫,境友昭，久保元：円柱供試体の圧縮強度と弾性波速度、機械インピーダンスおよび弾性係数の相関関係,土木学会第 60 回年次学術講演概要集第 V 部,pp.1207-1208,2005.9

１６章　ま　と　め

05 年度に実施した 5 構造物の実験を行なった。非破壊・微破壊試験によるかぶり厚さと強度の試験結果より、次のことが明らかになった。

(1)　かぶり厚さ測定

1)　レーダによるかぶり厚さの測定精度

・かぶり厚さが小さい（75mm 以下）場合：±10mm 程度以内

・かぶり厚さが大きい（75mm 以上）場合：±15%程度以内

現段階では、鉄筋径によって比誘電率を求める場合、縦筋と横筋が接触していないことや、レーダ装置の読み（分解能）によって、この程度の誤差は避けられない。精度の向上を図るためには、装置の分解能を改善すること、縦筋と横筋が接触していなくても測定できる方法の検討などが必要である。

2)　電磁誘導によるかぶり厚さの測定精度

かぶり厚さ 100mm 以下の測定精度は、

・実測値よりプラス（大きい）側の誤差：数 mm 以下

・実測値よりマイナス（小さい）側の誤差：10mm 程度以下

マイナス側の誤差が大きくなるのは、近接鉄筋の影響と考えられる。近接鉄筋の影響を適切に補正できれば、かなり精度の向上を図ることができるものと考えられる。

(2)　微破壊・非破壊試験による強度試験

1)　微破壊試験による強度試験

ボス供試体、小径コアによる強度試験結果は、その近くから採取した標準コア（φ100mm またはφ70mm）強度とほぼ一致した。

2)　非破壊試験による強度試験

2 種類（超音波、衝撃弾性波）3 方法（衝撃弾性波は、iTECS 法と表面 2 点法）による強度推定を行なった。いずれの試験方法も、円柱供試体を用いて所定材齢時に弾性波速度を測定したあと強度試験を行い、強度換算式を求めた。強度試験材齢は、現場のさまざまの条件により基準材齢（通常 28 日）時に試験できるわけではないため、試験材齢から基準材齢時の強度に補正する必要があり、3 方法とも補正している。今回の試験材齢は 3 日～54 日の範囲であり、その結果から 28 日強度を求めた。その結果、標準コア、ボス供試体、または小径コア強度に対して概ね 15%以内であった。