



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	透水性コンクリートの配合設計法と耐凍害性に関する基礎的研究
Author(s)	徳重, 英信
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第3957号
Issue Date	1996-09-30
DOI	https://doi.org/10.11501/3118225
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/51388
Type	doctoral thesis
File Information	000000303417.pdf



透水性コンクリートの配合設計法と
耐凍害性に関する基礎的研究

1993年9月

徳重 英信

透水性コンクリートの配合設計法と 耐凍害性に関する基礎的研究

1996年9月

徳重英信

論文の要旨

自然に対する土木構造物の対応は自然環境の保持と市民生活の安全性、快適性の確保に向けて大きな変革の時を迎え、これらの社会的要求に対応するため多岐にわたる工学的研究が進められている。その中で社会基盤設備を支える構造物に視点を向けると、コンクリートは多量に用いられ、その経済性、リサイクル性あるいは環境性能を考えると、これからもさらに重要な構造材料の一つになると考えられる。本研究ではコンクリートの環境性能を向上させるため、透水性能を持つコンクリートの性能開発を試みたものである。透水性コンクリートには設置環境から求められる透水係数が存在し、側溝や埋設護岸などの河川構造物、海岸構造物などの人間と自然環境の接点となる構造物を想定すると、適用透水係数の範囲は $10^{-2} \sim 10^0 \text{cm/s}$ 程度と考えられる。透水性コンクリートはALC (Auto-Claved Light-weight Concrete) や気泡セメントコンクリートと同様に、多孔質コンクリートの一種であるが透水性能を発揮させることに相違点がある。製造方法は低水セメント比のセメントペーストと、Gap-gradeとした骨材配合を用いて振動締固めによってつくるのが主流である。

配合設計法については骨材の粒径や粒度との相関やセメントペーストの粘性などの性質との関係等、各要素間での検討がなされているが、系統的な配合設計法を示した文献はほとんど無く、試験練りなどによって配合を決定する経験的手法によって配合設計が行われているのが実状である。

また、透水性コンクリートは現在までは排水管等の地中構造物に対して用いられることが多く、凍害を受ける可能性は少なかった。しかしながら寒冷地では、今後構造物の多様化とともに温度、水分環境の厳しい地表面にさらされる利用法も多くなることが考えられ、透水性コンクリートの多孔性という性質からも耐凍害機構が一般のコンクリートより厳しくなり、試験方法の検討とともに特に耐凍害性に対する検討が必要となる。

本研究では以上のことをふまえて、多孔質コンクリートの一種である透水性コンクリートに着目してその配合設計法と耐凍害性に関する検討を行い、系統的な配合設計法の構築ならびに各種環境下の透水性コンクリートの耐凍害性の評価、凍害機構の検討および新たな試験手法についての提案を行っている。本論文は全7章によって構成されている。

第1章は序論であり、本研究の背景と目的、関係する既往の研究について述べている。

第2章は配合設計法の構築について明らかにしている。耐久性、構造物の設置環境によって透水性コンクリートの透水係数と強度が設定され、透水係数は連続空隙率と強い相関を持ち、実験式によってこの関係が決定される。さらに配合に用いる材料の諸量を決定

するために、連続空隙以外の量についての検討を行って骨材の容積を求めるという手法を用いた配合設計法を明らかにしている。透水性コンクリートの製作時に使用する加圧振動締固めの方法によって求める骨材の総実積率を配合設計法に新たに導入し、単位粗骨材容積に相当する値を決定することにより骨材の総量が求められる。さらに所要強度から決められるセメントペーストと骨材の総容積比の値、および透水性を確保できる範囲の水セメント比よりセメント量と単位水量が決定され、以上によりすべての単位量が設定される。これを照査するために実測の透水係数と計算上から求められる透水係数の比較を行った結果、よい相関性があることが明らかにされ、配合設計法の有効性が確認されている。

第3章は本研究で用いた透水性コンクリートの製法に関して述べている。ここでは練混ぜに関する検討と、加圧振動締固めを用いた振動時間、加圧力などの成型方法について検討を行い、振動時間は約15秒程度、加圧力は6~7kgf/cm²程度が適当であることなどの製法方法、養生法について明らかにしている。

第4章は透水性コンクリートの各種強度特性について述べている。この中では圧縮、曲げ、割裂引張強度ならびに弾性係数などの力学的挙動に関するパラメータ、および透水係数との相関に関して検討を行い、これらの値の相互の関係について明らかにしている。

第5章以降は耐凍害性に関する検討である。

第5章は透水性コンクリートが適用される環境を整理し、自然環境を想定した透水性コンクリートの耐凍害性に関する室内実験と、実際に自然環境に暴露されている構造物の凍害挙動から、実環境下での透水性コンクリートの耐凍害性について示している。この結果、実構造物で透水性コンクリートを用いる場合、水分環境の違いによって劣化形態が異なることがわかった。河川構造物で埋設護岸として用いる場合には凍結深を考慮し、また側溝などに用いる場合は、透水性コンクリート内に水分が滞留しないように裏込め砂利の使用など、透水性を十分に確保することが凍害による劣化を抑えるのに有効である事を示している。さらに水分が連続的に供給される海岸構造物の場合は、マトリックスの強度を大きくし、かつ透水係数を大きくすることにより凍害による劣化を抑える事ができることを明らかにしている。

第6章は第5章で明らかにした自然環境下のコンクリートの凍害挙動を鑑みて、透水性コンクリートの凍害発生メカニズムに関する検討を行っている。既往のコンクリートの凍害に関する説明に加えて、土の分野での凍上論を導入することによりメカニズムを説明できることを示している。

また一般的なコンクリートの耐凍害性評価に対する試験方法であるASTMの試験方法で凍結融解試験を行った場合、既往の研究においても透水性コンクリートの耐凍害性はかなり低く評価されており本研究でも同様な結果を得ている。この試験環境は、透水性コンク

リートが外部から氷によって密閉状態に覆われ、高い水圧が繰り返される厳しい環境条件にあり、ひび割れ破壊を起こすことがわかった。また水で満たした透水性コンクリートを完全凍結状態で長時間試験を行った結果、劣化は起こらないことを明らかにしている。さらに本研究では新たな試験方法として、凍結線を一定にした凍上試験を透水性コンクリートに関して行い、飽水された透水性コンクリート中に凍結部と未凍結部が存在する実験環境では凍結線よりやや低温側に変形が起きることを示し、実環境下で水分が下部の地中から連続的に供給される場合の劣化作用、すなわち凍上の劣化メカニズムに対応し、有効な試験方法の一つであることを示している。

ASTMの試験方法は透水性コンクリートの材料試験方法としては有効なものであるが、実環境にあてはまるケースが少ないと考えられ、実環境下での凍害劣化挙動から、透水性コンクリートの耐凍害性の評価を試験によって行う場合には、実環境を鑑みた実験が必要であることを明らかにしている。

第7章は結論であり、各章の結果をまとめたものである。

- 目 次 -

第1章 序 論

本研究の背景と目的ならびに構成	1
-----------------	---

第2章 透水性コンクリートの配合設計法

2. 1 概要	5
2. 2 配合設計法（透水係数の設定のための配合計算）	7
2. 2. 1 配合設計における 1m^3 中の諸量	7
2. 2. 2 配合設計の流れ	10
2. 2. 3 配合設計のための諸係数の決定試験	12
2. 2. 4 透水係数と連続空隙率の関係について	14
2. 2. 5 連続空隙率から m 、 α 、および G_a の決定	16
2. 2. 6 η の決定について	20
2. 2. 7 セメントペーストと骨材の容積比 ξ と圧縮強度の関係	21
2. 3 細骨材と骨材の実積率 G_a および透水係数との関係	23
2. 4 透水係数（実験値）と連続空隙率（計算値）の検証	25
2. 5 セメント空隙比説による配合強度に関する検討	26
2. 6 本章のまとめ	31

第3章 ポーラスコンクリートの製作方法

3. 1 概要	33
3. 2 練混ぜ方法	34
3. 3 締固めならびに成形方法	37
3. 4 脱型と養生	39
3. 5 本章のまとめ	40

第4章 透水性コンクリートの力学的特性

4. 1 概要	41
---------	----

4. 2	力学的特性の検討に用いた試験方法	43
4. 3	透水係数と各種強度ならびに弾性係数との関係	47
4. 4	各種強度ならびに弾性係数の相互の関係	51
4. 5	終局曲げ引張ひずみの挙動	54
4. 6	本章のまとめ	56
第5章 透水性コンクリートの耐凍害性		
5. 1	概要	57
5. 2	透水性コンクリートが適用される環境の分類	59
5. 3	透水性コンクリートの耐凍害性挙動に関する実験	60
5. 3. 1	散水方式	60
5. 3. 1. 1	実験方法	60
5. 3. 1. 2	供試体内部の温度変化	63
5. 3. 1. 3	内部変形挙動	65
5. 3. 1. 4	鋼繊維ポーラスコンクリートと撥水性	
	ポーラスコンクリートの表層部変形挙動	68
5. 3. 1. 5	相対動弾性係数と質量減少率	73
5. 3. 2	Half Dry-wet 方式	75
5. 3. 2. 1	実験方法	75
5. 3. 2. 2	供試体内部の温度変化	77
5. 3. 2. 3	内部変形挙動	78
5. 3. 2. 4	相対動弾性係数と質量減少率	80
5. 3. 2. 5	散水方式とHalf Dry-wet方式との損傷の違い	82
5. 4	実環境下での透水性コンクリートを用いた構造物の例	83
5. 4. 1	海岸構造物の使用例	83
5. 4. 2	河川構造物	89
5. 4. 3	透水性側溝の暴露試験施工	94
5. 5	本章のまとめ	100

第6章 凍害メカニズムおよび試験法に関する検討

6. 1	概要	102
6. 2	凍害に関する既往の研究での検討	103
6. 2. 1	水圧説	103
6. 2. 2	線膨張係数差による氷圧説	107
6. 2. 3	Taber-Collinsの説明	109
6. 2. 4	凍上理論	110
6. 3	ASTM-C666 (A法) による室内実験による検討	118
6. 3. 1	実験方法	118
6. 3. 2	実験結果	119
6. 3. 3	急速凍結融解試験における破壊機構	130
6. 4	一定温度凍結持続試験	135
6. 5	凍上論的試験	139
6. 5. 1	透水性コンクリートの凍害への凍上論の導入	139
6. 5. 2	凍上論的実験	141
6. 5. 3	実験結果に対する凍上論的考察	146
6. 6	本章のまとめ	147

第7章 結 論 148

参考文献 153

謝 辞

第1章 序 論

本研究室の歴史と目的ならびに構成

土木工学の歴史は、人類の生活環境の改善を目的としている。

人類は自然に順応してから現在まで、自分達の生活環境を求め大膽な行動をして文化を築いてきた。人間が生活をおくるうえで、あるいは生きていくうえで必要不可欠な要素は、生活環境である。生活環境とは、人間が生活をおくるための住居や交通手段、食料やエネルギーの供給などである。生活環境の改善は、人間の生活の質を向上させるための重要な要素である。生活環境の改善は、人間の生活の質を向上させるための重要な要素である。生活環境の改善は、人間の生活の質を向上させるための重要な要素である。

第1章 序 論

より現実的な生活環境を求めて発展してきたものがCivil Engineeringである。人間と自然との関係は、人間が自然から得る資源を有効に利用し、自然環境を保護することである。人間は、自然環境を保護し、人間が生活をおくるための生活環境を改善するために、土木工学の分野で活動している。

土木工学は人間によって、より快適な生活環境を創造するための技術である。人間は、自然環境を保護し、人間が生活をおくるための生活環境を改善するために、土木工学の分野で活動している。

土木工学は人間によって、より快適な生活環境を創造するための技術である。人間は、自然環境を保護し、人間が生活をおくるための生活環境を改善するために、土木工学の分野で活動している。

土木工学は人間によって、より快適な生活環境を創造するための技術である。人間は、自然環境を保護し、人間が生活をおくるための生活環境を改善するために、土木工学の分野で活動している。

第1章 序 論

本研究の背景と目的ならびに構成

近年、土木構造物は様々な環境で多様な適用を求められている。

人間は地球に出現してから現在まで、より快適な居所を求め大陸を移動し、文化を営み文明を築いてきた。人間が生活をおくるうえで、あるいは生きていくうえで必要な食糧、体温の低下あるいは上昇を防ぐ衣服、風雨や寒暖をさける住居が最低限必要なものであることは当然であるが、食糧を得るための豊かな土壌や安定した住居を造るための技術も重要であることはいうまでもなく、人間の数、そして住む場所の領域が広がるたびにその生活を維持、向上させるべく物が造られ、技術の革新が行われてきた。古代より、一部の人間はその力と威厳を示すために、そして統治する領域の活性化をよりはかるために様々な構造物がつくられ、現在もローマ街道などにその面影を残す。

より快適な生活を求めて発展してきたものがCivil Engineeringである。人間と自然(地球環境)との間を取り持ち、特に近代以降では地球上で(将来的には宇宙においても)人間が生きていくうえで必要不可欠な技術であり、自然との対応において哲学的な工学であると考ええる。技術や哲学はその時代、状況、環境によって構築され革新されていくものである。

土木構造物は人間にとって、より便利なそしてより快適な環境を創造するためのハードとして造られてきた。ハードがある程度機能として充実してくると、人間はある程度のゆとりを持ってその構造物に接する事ができる。

構造材料としてコンクリートは安価でもあり、造形が自在であることに加えて使いやすいために土木構造物に多く用いられてきている。近年の欧米諸国の一部や日本におけるゆとりの社会において、コンクリートは堅くそして無味乾燥な印象を通り越して、むしろ閉そく感などの代名詞として使われて、量としての材料から質を問われてきている。

コンクリートを構成する材料のセメントは珊瑚の再生である石灰岩からつくられ、その物性は自然環境となじみがよく、炭酸ガスを吸収しやすく、また再生骨材としてリサイクル可能でもあり、地球に優しい材料の一つでもある。材料としては酷暑酷寒でも安定しており、例えば月面でも耐えうる唯一の材料でもある。

こういったことから、今後材料としてのコンクリートに求められる価値は多様性をますます増してくることは容易に想像でき、事実、コンクリートはその性質、種類、用途に対しての需要がますます多様化してきている。

コンクリートに多孔性を持たせる事は、用途によって排水、吸音、吸湿、軽量化、断熱性などの多様性を与えることになり、応用的な適用に対して有効な要素となる。多孔質コンクリートは、建築で外壁材料として用いられるALC(Auto Claved Light Weight Concrete)、発泡剤を用いた気泡セメントコンクリート、低水セメント比のセメントペーストと粒径の分布をGap-gradeとした骨材を用いてつくるポーラスコンクリート（あるいはNo-Fines-Concrete）の3種類に大きく分けられる。

多孔質コンクリートのアプリケーションは、前述したものに加えて近年研究が盛んになってきている緑化コンクリートなど様々であるが、本研究では、多孔質コンクリートを人間環境と自然環境の接点として、より自然環境と融和できる材料として、その透水性能に着目した。透水係数は範囲が重複する部分もあるが概ね、ALC(10^{-7} cm/s前後) < 気泡コンクリート ($10^{-7} \sim 10^{-2}$ cm/s前後) < ポーラスコンクリート ($10^{-2} \sim 10^0$ cm/s) の順である。なお、一般のコンクリートの透水係数は $10^{-13} \sim 10^{-9}$ cm/s程度である。

対象としている適用は、側溝、舗装、河川、海岸構造物などであり、雨水を地下に還元し、植物の生育に適応できる周辺環境づくり、また側溝での小動物、昆虫の保護や生態系の遮断の防止をはかること等を意義とした。この目的のために、使用する多孔質コンクリートの透水係数を $10^0 \sim 10^{-2}$ cm/sのオーダーにして自然の土や砂に近い物とし、自然環境により近いものを開発することを目的として、透水性コンクリートとしてポーラスコンクリートを検討の対象とした。

ポーラスコンクリートの研究はV.M.Malhotra¹⁾や玉井^{2,3)}などの研究以降、特に最近研究が活発化している⁴⁾。配合や強度に関する研究^{5,6)}も近年はじまっており、CO₂の吸収⁷⁾や緑化コンクリートとしての適用に関する研究⁸⁾もある。ポーラスコンクリートは工場製品としても製作されているが、これまでの研究においても配合に関しては経験的な要素によってなされており、配合設計法を系統的に表している文献は見あたらない。このようなことから、本研究ではポーラスコンクリートの系統的な配合設計法を確立することを目的の一つとした。

また耐久性に関しての既往の研究は、現在までに乾燥収縮や耐凍害性に関する文献^{1,3,5)}があるが数多くはない。

積雪寒冷地では特に耐凍害性が問題になる。現在まで透水性コンクリートが使用されている事例の多くは土中に埋設する排水管などであり、水分の凍結の影響がそれほど大きくない環境にある。前述したように、今後アプリケーションとしてさらに過酷な環境におかれることも多くなる事が考えられ、寒冷地では必ず問題になる凍害に関する検討が必要である。既往の文献^{1,3,5)}ではASTM C666に定められている急速凍結融解試験⁹⁾によって耐凍害性の検討がなされており、A法(水中凍結融解試験)での評価ではポーラスコンクリートは一般のAEコンクリートに比べ遥かに低い耐凍害性である事が報告されている。急速凍結融解試験においてAE剤の導入により耐凍害性の向上がはかられている結果¹⁾もあるが、それでも一般のコンクリートに比べて低い耐凍害性となっている。この試験より凍結融解速度を若干遅くした実験¹⁰⁾でも同様に低い耐凍害性として評価されており、練混ぜ方法を変えることによるマトリックスの改善によって耐凍害性が多少向上することも報告されている。ポーラスコンクリートは過酷な環境下で凍害の危険にさらされた事例が少なく、これらの文献では室内実験結果と実際の劣化事例の比較検討はされていない。急速凍結融解試験は非常に厳しい試験であり、材料としての耐凍害性を判断する材料試験として一般的にコンクリートに対して用いられている試験方法である。透水性コンクリートが実際におかれる環境は、このような特殊な厳しい試験環境に必ずしも対応しない可能性もある。このようなことから、実際の被害例、暴露試験、あるいは室内試験結果によって、透水性コンクリートの凍害による損傷とメカニズムに関して検討を行うことを本研究のもう一つの目的とした。

本研究の構成は以下の通りである。

第1章は序論であり本章である。ここでは本研究の目的、背景、構成について述べた。

第2章は透水性コンクリートとして扱うポーラスコンクリートの配合設計法である。ここでは自然により近い透水係数のオーダーを持つポーラスコンクリートの配合設計方法について、透水係数およびコンクリート強度から求める設計法を説明する。

第3章では本研究で用いたポーラスコンクリートの製作方法について説明する。

第4章は透水性コンクリートの圧縮、曲げ、割裂引張各種強度、そして弾性係数などの力学的性質について説明する。

第5章は実環境を想定した凍結融解実験により得られた結果をもとに、水分環境の違いによって劣化形態が異なることについて説明する。

第6章は、透水性コンクリートの凍害機構に関して、実験と理論から検討を行う。

第7章は本研究のまとめである。

以上が本研究の構成である。

第2章 透水性コンクリートの配合設計法

2.1 概要

本章では、透水性コンクリートの配合設計法について、まず、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。

透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。

第2章 透水性コンクリートの配合設計法

透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。

透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。

透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。

透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。透水性コンクリートの配合設計法は、透水性コンクリートの配合設計法について述べる。

第2章 透水性コンクリートの配合設計法

2. 1 概要

本章では、第3章で製作方法を述べるように骨材粒径の分布をgap-gradeを基本とし、締固めを圧縮・外部振動機を用いてつくるポーラスコンクリートの配合設計法について述べる。

本研究で用いた透水性コンクリートは、一般に配合条件によってつくるポーラスコンクリートと呼ばれているものであり、これは低水セメント比のペーストで空隙の連続性をなるべく損なわないよう骨材間を繋いでいく様な締固めによって、多孔質性を持たせるコンクリートである。

2. 2節で、ポーラスコンクリートの透水係数とコンクリート強度を設定できる配合設計法について述べる。近年この種のコンクリートの適用範囲は確実に広がっており、今後透水係数の設定が必要となる、様々な使用ケースが増えてくると考えられ、透水係数を設定することが可能な配合設計方法を明らかにしていく事は必要なことである。

透水性に着目すると、ポーラスコンクリートの透水係数に配合上で影響を及ぼす主因の一つとして、骨材の影響があり、この粒径、粒形、粒度等が深く関わってくることが考えられる。これらが透水性に寄与する連続空隙の形成の因子の一つとなるであることは予測はできる。また、ペーストの粘性等の性質、量とも透水性に対する影響が大きいと考えられる。

このポーラスコンクリートの配合については、現在までの研究で明らかにされつつある⁴⁾が、これらの文献には配合設計法についての系統的な説明は明示されておらず、研究者またはメーカー各々の経験則に基づいて行われている。

配合設計を組み立てる上で、透水性コンクリートの透水性に大きく関わる物性的因子として、その連続空隙率がある。本研究では配合と透水係数の関係を表す手法の一つとして、使用骨材の計算上求められる実積率などによって連続空隙率を算定し、コンクリートの透水性と配合の関係を、骨材の実積率と連続空隙率を主にパラメータに取り、明らかにすることを目的としている。

2. 2. 1節では配合設計におけるコンクリート 1m^3 中の諸量について、そして

2. 2. 2 節で配合設計法の流れについて、2. 2. 3 節では配合設計確定のために行った試験について説明する。

2. 2. 4 節では透水係数と連続空隙率の関係、2. 2. 5 節と2. 2. 6 節では連続空隙率による配合上の骨材容積の算出法、2. 2. 7 節では強度から定める配合設計に必要な諸因子について、2. 3 節では最大骨材粒径7mmのものに関して細骨材率を変化させて骨材の粒度を変えた場合の骨材の実積率や透水係数との関係を示す。2. 6 節は本章のまとめで、ポーラスコンクリートの配合設計法を明らかにしている。

2. 4 節は透水係数の実測値と配合条件から求めた連続空隙率との関係はほぼ妥当であることを検証している。

以上のように、本章では透水性コンクリート、特にポーラスコンクリートの配合設計方法について、その透水性と配合の関係について論じる。

2. 2 配合設計法（透水係数の設定のための配合計算）

2. 2. 1 配合設計における 1m^3 中の諸量

一般にコンクリートの配合設計をする場合、Fig. 2.1に示すようにコンクリートの 1m^3 中の各々の材料の容積は、セメントの容積、水の容積、粗骨材の容積、細骨材の容積、空気量から構成され、次式のように表される

$$c + w + g + s + A_0 = 1 \quad (2.1)$$

ここで、

c : セメントの容積	(m^3/m^3)
w : 水の容積	(m^3/m^3)
g : 粗骨材の容積	(m^3/m^3)
s : 細骨材の容積	(m^3/m^3)
A_0 : 空気量	(m^3/m^3)

ポーラスコンクリートの場合も 1m^3 を基本として考えると、これまでの空気量とは別に、空隙率の考え方を取り入れた方が判断しやすい。Fig. 2.2のように空隙率 V は、透水性に影響する連続空隙のもの V_w と、透水性に関与しないもの V_a に分けられる。さらにセメントペースト分 $w+c$ を p と表記し、 p の中にあるエントレインドエアを A_0 とする。また透水性に直接的に関係する連続空隙 V_w 以外の全容積を m_0 とすると次式のようなになる。

$$c + w + a + A_0 + V = 1 \quad (2.2)$$

$$p + a + A_0 + V_w + V_a = 1 \quad (2.3)$$

ここで、
$$a = g + s \quad (2.4)$$

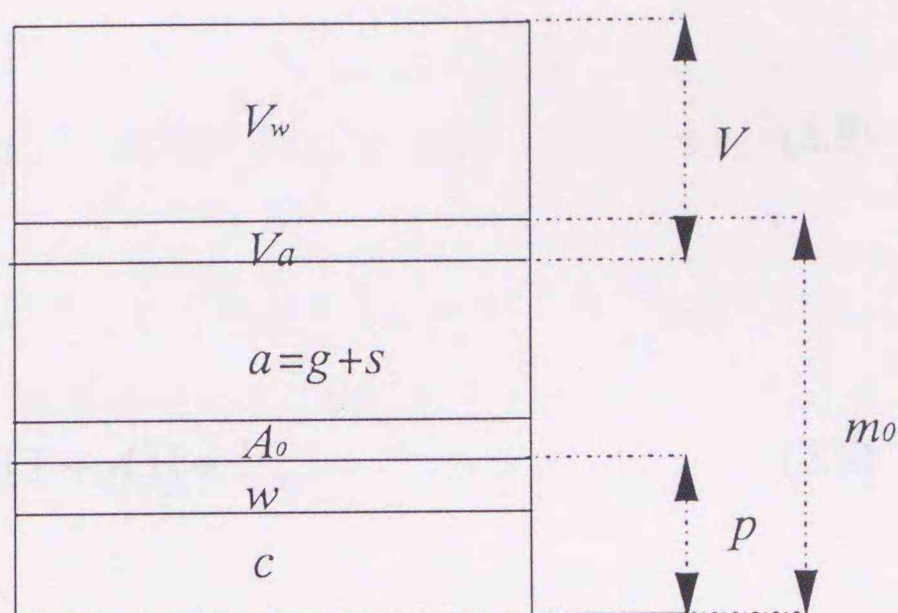
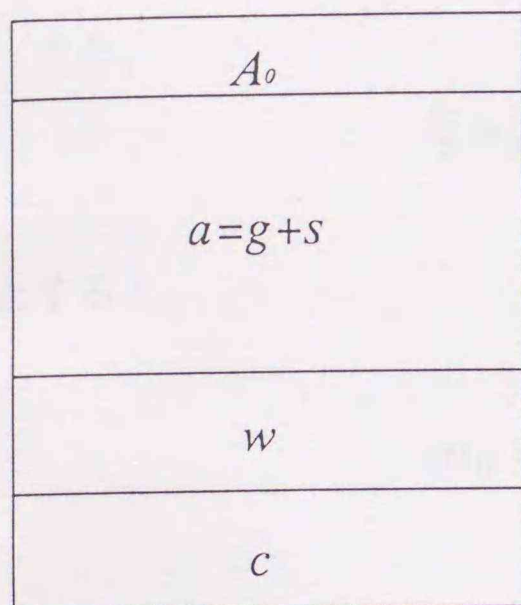


Fig. 2.1 コンクリート1m³の構成 Fig. 2.2 透水性コンクリート1m³の構成

$$m_0 + V_w = 1 \quad (2.5)$$

ここで、
$$m_0 = p + A_0 + a + V_a \quad (2.6)$$

透水性に関係しないと考えられる空隙率 V_a は、骨材間で拘束された空隙あるいはエントラップド・エアなどが含まれると考えられる。一方、 A_0 はペースト中に含まれる空隙であり、これは一般的なコンクリートにおける主にエントレインド・エアからなる気泡に相当する部分である。一般的なコンクリートに連行される空気量は4～7%を標準にすることを定められており¹⁾、これはセメントペーストの耐凍害性を確保するものである。ポーラスコンクリートにおいてもセメントペーストの耐凍害性向上のためにAE剤などを使用する必要がある¹⁾、透水性コンクリートのペースト中の空隙 $A_0(=pA)$ に一般のコンクリートの場合の空気量 A_0 の値を用いてよいと考えられ、Eq. 2.6は次式のようになる。

$$m_0 = a[1 + p/a(1 + A)] + V_a \quad (2.7)$$

また、

$$\xi = p/a \quad (2.8)$$

とすると、

$$m_0 = a[1 + \xi(1 + A)] + V_a \quad (2.9)$$

ここで、 ξ はセメントペーストと骨材の容積比である。

2. 2. 2 配合設計の流れ

前節で 1m^3 中での諸量の表現について述べた。本節では、これらの値を用いた配合設計の流れについての説明を行う。設計法全体の流れは、Fig. 2.3のフローチャートの様になる。

まず、ポーラスコンクリートを構造材料として適用するにあたって、必要な強度、使用目的および設置環境状態によって必要透水係数 K が設定される。次に、この透水係数 K に関与するポーラスコンクリートの連続空隙率 V_w を実験式から求め、この V_w から m を実験式から求める。 m は、第3章で述べるポーラスコンクリートの締固め方法によって求められる細骨材及び粗骨材を含めた骨材の実積率 G_a に関係づけられる。

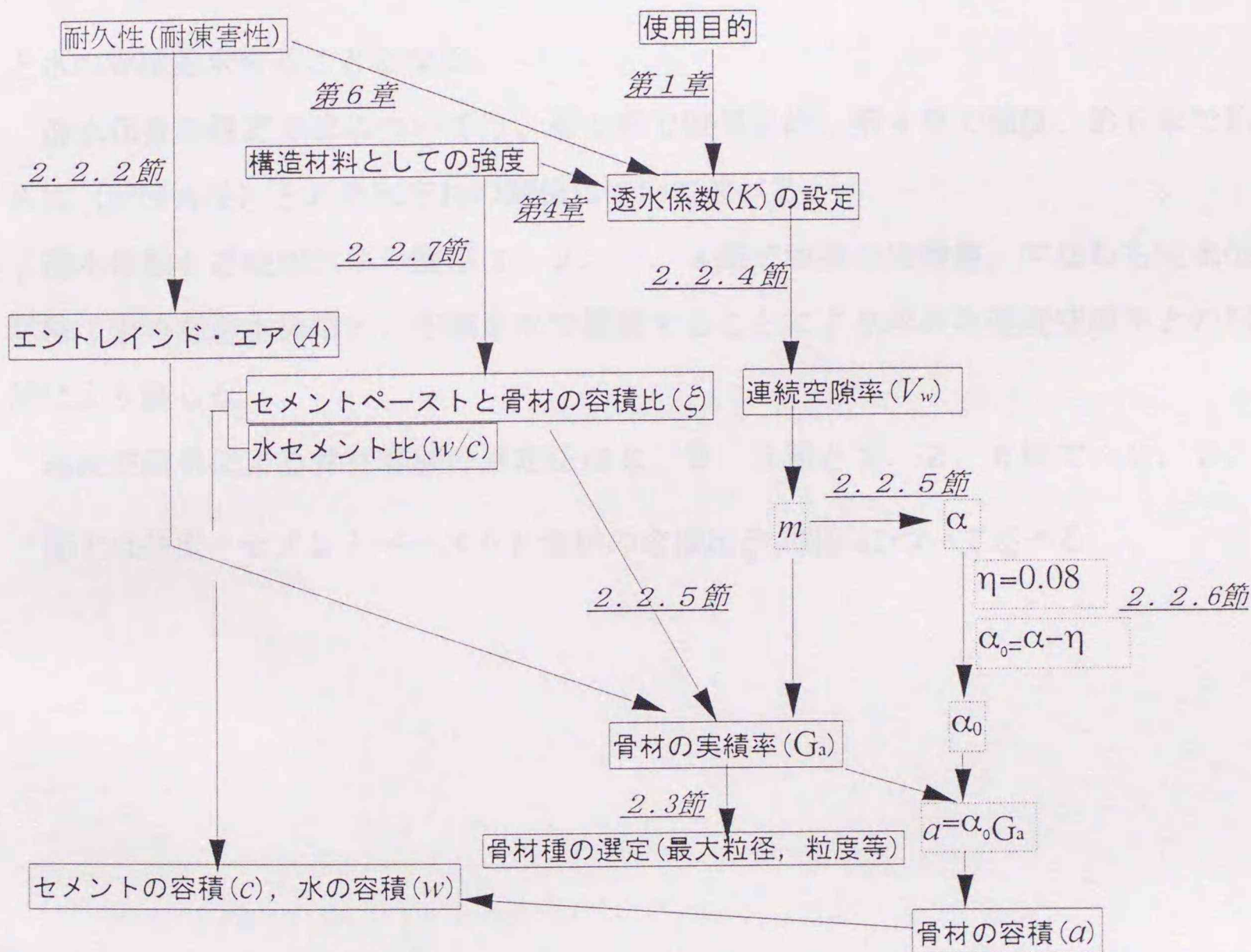


Fig. 2.3 配合設計のフローチャート

一方、2. 2. 5節より m は m_0 と次式のような関係にある。

$$m = m_0/\alpha \quad (2.10)$$

ここで、 α は2. 2. 5節で述べる関数である。

上記の m 、および強度から定まるセメントペーストと骨材の容積比 ξ 、ならびに耐凍害性から定まった空気量 A の値より G_a を求め、2. 2. 7節の骨材寸法等との関係より最大骨材寸法や粒度などを決める。

また G_a と α より骨材の容積 a を求め、強度から定まる ξ と W/C とによってセメントと水の容積を求めることとなる。

透水係数の設定方法については、第1章で使用目的、第4章で強度、第6章で耐久性（耐凍害性）とのそれぞれの関係について述べる。

透水係数と連続空隙率の関係は、2. 2. 4節で両者の実験値、すなわち定水位試験で求めた透水係数と、空隙を水で置換することにより求めた連続空隙率との相関により論じる。

連続空隙率による骨材容積の算定法は2. 2. 5節と2. 2. 6節で、2. 2. 7節では強度とセメントペーストと骨材の容積比 ξ の関係について述べる。

2. 2. 3 配合設計のための諸係数の決定試験

配合設計法を構築するための実験用供試体に用いた配合の諸元をTable 2.1に示す。これらの諸元により供試体を作成し、配合設計の諸係数を決定するための試験を行った。

(1) 透水係数の測定法

透水係数 K の測定は、 $\phi 10 \times 20(\text{cm})$ の塩化ビニルパイプに打設したものを透水試験用供試体として用い、JISの土の透水試験方法¹²⁾に準じて硬化後、定水位試験によって測定を行った。Fig. 2.4は試験方法の模式図である

(2) 連続空隙率の測定法

また、連続空隙率 V_w の測定は、供試体は前記透水試験に用いているものと同じものを用い、硬化後の供試体をゆっくり水中に没することにより空隙中に水を満たし、水に置換された空隙量を求めることにより、その空隙率を連続空隙率として採用した。

(3) 実積率の測定法

骨材の実積率 G_a は、第3章に述べるポーラスコンクリートの打設方法の中の締固めの方法で、 $\phi 10 \times 20(\text{cm})$ の型枠に細骨材と粗骨材をともにいれて締固めを行い、単位容積重量と比重より求めた。

Table 2.1 実験用供試体の配合諸元

W/C	s/a	ξ	Coarse aggregate	Chemical admixture
0.22~0.3	0.14~0.35	0.25~0.33	$G_{\max}$: 7mm, 13mm	Air entraining agent, Super-plasticizer

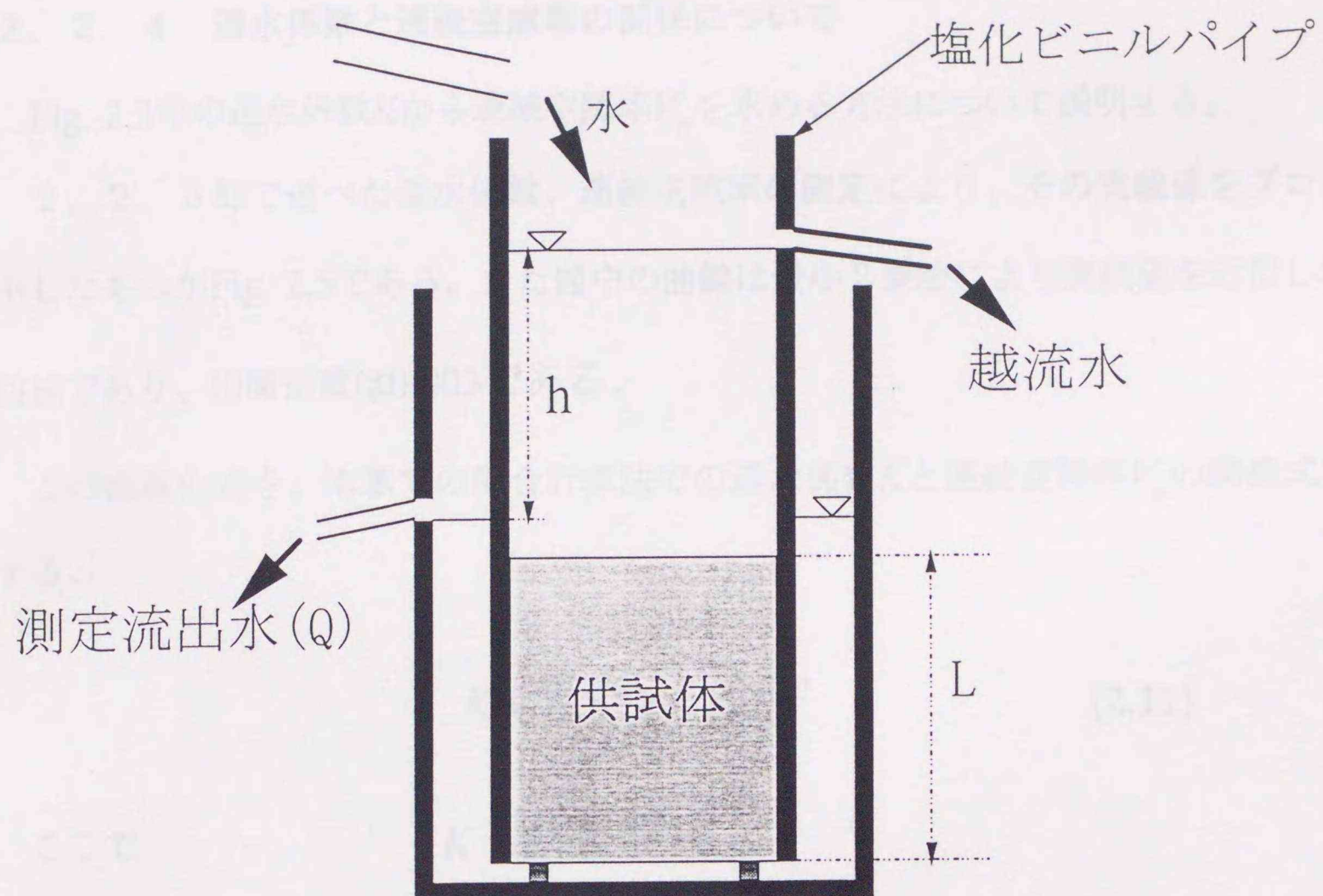


Fig. 2.4 透水係数の測定方法(定水位試験法)

$$K = \frac{L}{h} \times \frac{Q}{A(t_2 - t_1)} \quad 12)$$

ここで、 K は透水係数(cm/s)、 L は供試体長(20cm)、 h は水位差(約20cm)、 A は供試体断面積($\phi 10\text{cm}^2$)、 Q は流出水量(cm^3)、 $t_2 - t_1$ は測定時間(s)である。

2. 2. 4 透水係数と連続空隙率の関係について

Fig. 2.3中の透水係数 K から連続空隙率 V_w を求める方法について説明する。

2. 2. 3節で述べた透水係数、連続空隙率の測定により、その実験値をプロットしたものがFig. 2.5である。また図中の曲線は最小2乗法により実験値を近似した曲線であり、相関係数は0.803である。

この曲線の式を、本章での配合計算法での透水係数 K と連続空隙率 V_w の関係式とする。

$$K = 8.531 \times V_w^{1.487} \quad (2.11)$$

ここで、

K : 透水係数(cm/s)

V_w : 連続空隙率(m³/m³)

Eq. 2.11より、設定された透水係数 K から連続空隙率 V_w を求めることができる。

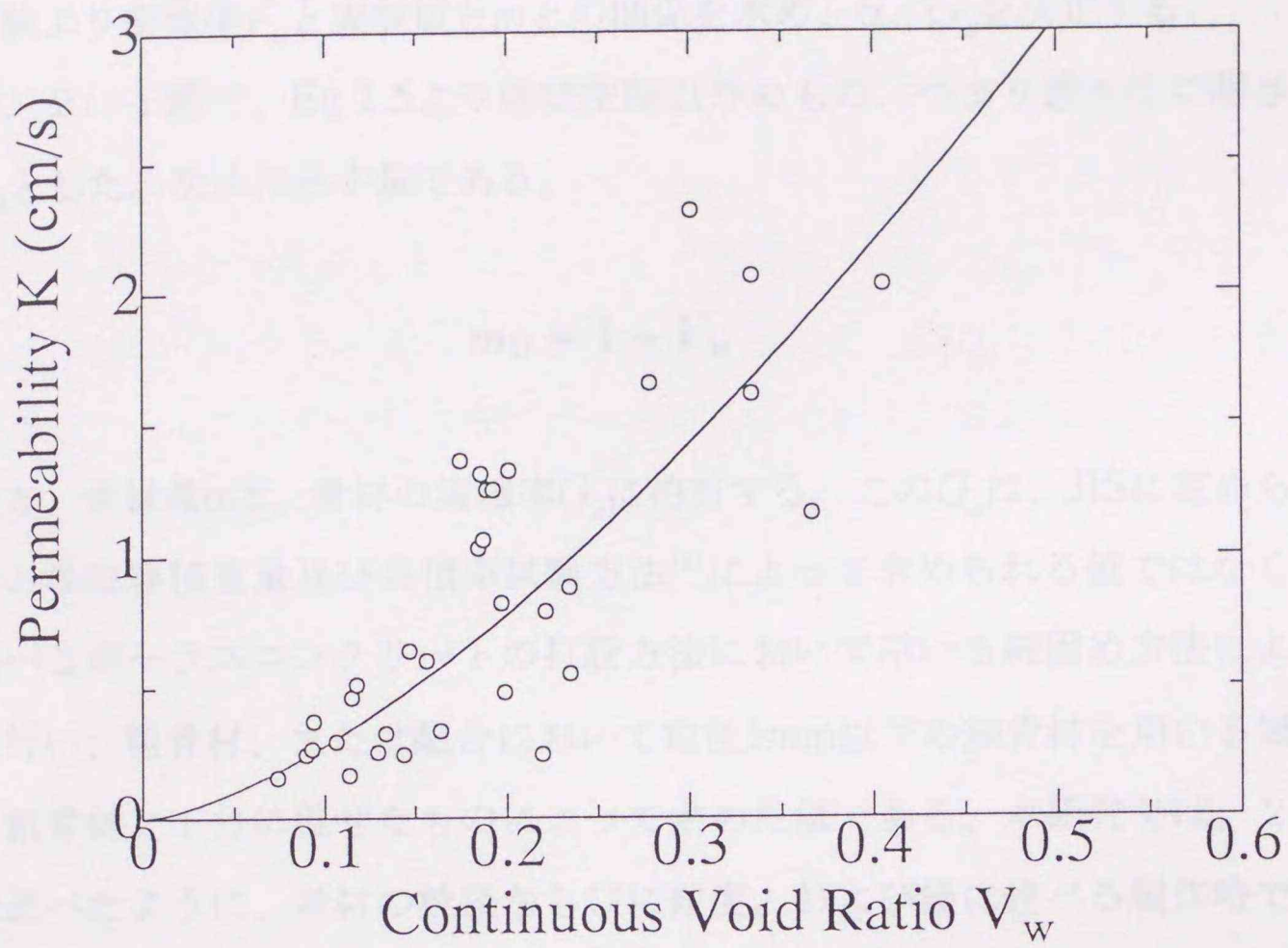


Fig. 2.5 透水係数 K と連続空隙率 V_w の実験値の関係

2. 2. 5 連続空隙率から m 、 α 、および G_a の決定

実験より空隙率 V_w と実験値と m との関係を求め、 α 、 G_a を決定する。

2. 2. 1 節で、Eq.2.5より連続空隙以外のもの、つまり透水性に関与しない量を m_0 とした。次式に示す量である。

$$m_0 = 1 - V_w \quad (2.12)$$

一方、骨材量 a は、骨材の実積率 G_a に相当する。この G_a は、JISに定められている骨材の単位容積重量及び実積率試験方法¹³⁾によって求められる値ではなく、第3章で述べるポーラスコンクリートの打設方法において用いる締固め方法によって締固めを行い、粗骨材、または配合において粒径5mm以下の細骨材を用いる場合は細骨材と粗骨材と十分に混ぜたものによって求めた値である。本研究では、2. 2. 3 節で述べたように、骨材の粒径ならびに粒度、および後に述べる製作時での締固め方法の違いがポーラスコンクリートの物性に影響することより、この値を配合設計法に用いる骨材の単位体積重量及び実積率とした。

また配合時には骨材の周囲にマトリックスが付着し、浮く状態になる。これを表現するために α という係数を用いる。

$$\alpha = m_0/m \quad (2.13)$$

ここで、
$$m = G_a[1 + \xi(1 + A)] \quad (2.14)$$

$$V_a = \eta m \quad (2.15)$$

$$a = \alpha_0 G_a \quad (2.16)$$

G_a は前述したように一定の締固め法によって得られる、その締固め法での骨材の細密な状態である。最密な状態つまり $\alpha_0 \cong 1.0$ の時は、骨材の緻密さは変わらずペーストがその空隙に充填していくことになる。 α_0 の考慮なしで直接Eq. 2.14を用いて、硬化後の連続空隙率と G_a の実験値の関係から鑑みると、このような状態で

ポーラスコンクリートの配合計算を行うことは妥当ではない¹⁴⁾。また、同一の W/C と骨材を用いて、セメントペーストと骨材の容積比 ξ のみを大きくすると、透水係数が小さくなる傾向がみられる¹⁴⁾。これらのことから、ペーストを加えると単純に骨材の間隙を埋めていくのではなく、そのペーストの性質 (W/C や ξ 等) の影響も関与して空隙を形成していくと考えられる。Eq.2.15 の閉そく空隙 (仮称) V_a は m に比例すると考え、その係数を η とした。Eq.2.16 中の α_0 は一般のコンクリートにおける単位粗骨材容積に相当するものであると考えられる。

α_0 と透水性に関係しない空隙 V_a に対応する係数 η を合わせた量の係数として、Eq.2.13 と Eq.2.16 より次式のように α が定義される。

$$\alpha = \alpha_0 + \eta \quad (2.17)$$

α は W/C や ξ 等のセメントペーストの性質が因子となる係数であると考えられる。

ここでは α を m の関数と考え、 V_w と m の関係を最初に求め、次にその関係式より逆算して α を求める方法を用いた。

Table 2.1 の諸元を用いた供試体を用い、各々の ξ 、 A 、 G_a によって求めた m と、連続空隙率 V_w の実験値をプロットしたものが Fig. 2.6 である。図中の曲線は最小 2 乗法により求めたものであり、次式に示す。相関係数は 0.809 である。

$$m = (200V_w - 22)^{-\frac{1}{18}} \quad (2.18)$$

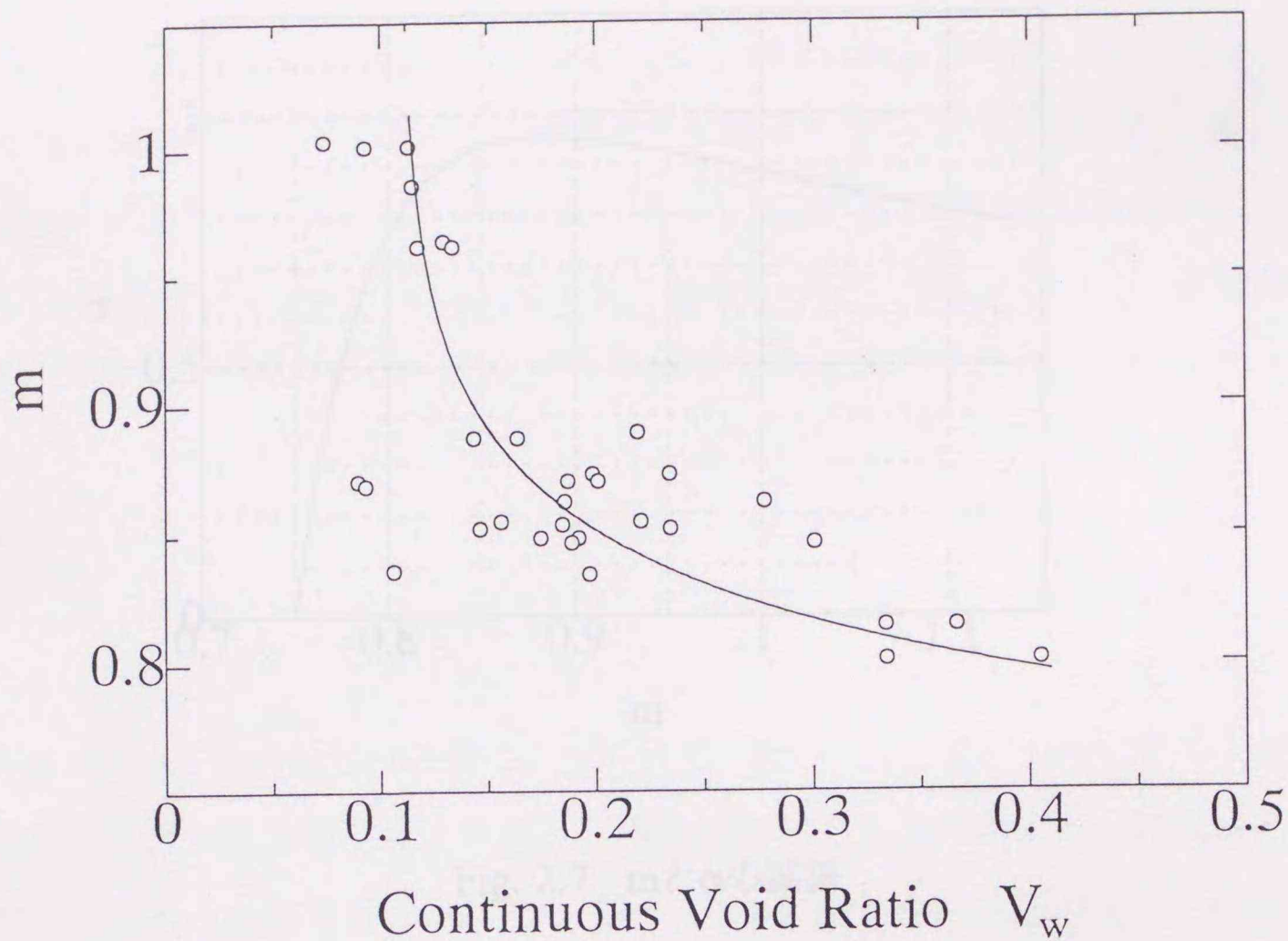


Fig. 2.6 m と連続空隙率 V_w の関係

また V_w と m の関係は、Eq.2.5より α を用いて次式のようにかける。

$$\alpha = (1 - V_w)/m \quad (2.19)$$

Eq. 2.14とEq. 2.18より、骨材の実積率 G_a と連続空隙率 V_w の関係は次式のようになる。

$$G_a = 1/\{[1 + \xi(1 + A)](200V_w - 22)^{\frac{1}{18}}\} \quad (2.20)$$

ここで、 ξ は2. 2. 6節から、 A は耐凍害性から決まる空気量である。骨材の実積率 G_a がEq. 2.20で決められる。

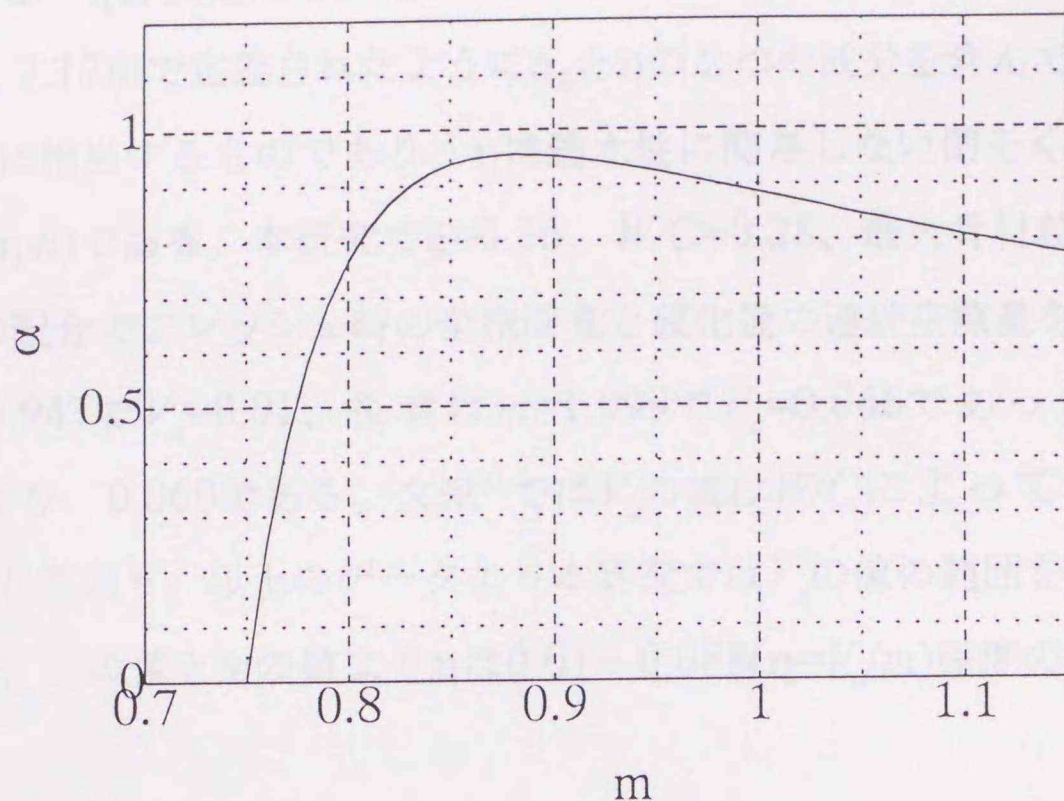


Fig. 2.7 m と α の関係

従ってEq. 2.18とEq. 2.19より α は次式で表せられる。

$$\alpha = 0.89/m - 0.005m^{-19} \quad (2.21)$$

m と α の関係をFig. 2.7に示す。Fig. 2.6での m の範囲は約0.8～1.1であるので、 α の範囲は0.76～0.955程度となる。 m は G_a に対応する計算から求めるものであり、1より大きくなる場合もある。1 m^3 の配合の時は α_0 を介して、 $\alpha_0 G_a$ が骨材量となる。

2. 2. 6 η の決定について

α はEq. 2.17中で定義されたように α_0 と η の2つの成分を含んでいる。 α_0 は単位粗骨材容積に相当するものであり、 η は透水性に関与しない閉そく空隙 V_a に関する係数($V_a=\eta m$)である。本研究で $\xi=0.36$ 、 $W/C=0.28$ 、最大骨材粒径7mmで $s/a=0$ と $s/a=0.3$ の配合でフレッシュ時の全空隙量と硬化後の連続空隙量を測定した結果、前者は $m=0.947$ で $V_a=0.01$ 、後者は $m=1.099$ で $V_a=0.066$ であった。それぞれ η は0.011および、0.060である。文献⁵⁾では V_a の値は W/C によって0.01~0.04近傍の値を変化しており、以上のデータより本研究では V_a の値の範囲を0.01~0.07程度であるとし、この値と m の値より η は0.01~0.088($\eta=V_a/m$)程度の範囲を持つ事がわかった。

η はペーストの粘性などの性質によって上述の範囲で変化し、 η が大きくなると空隙の連続性が低下する事が考えられる。透水性を確保するためには連続空隙を効率的に確保する事が必要であり、 V_a はなるべく小さい値をとることが望ましい。この値と、バインダーの種類、水セメント比などのペーストの粘性に関与すると考えられるパラメータとの関係を明確にすることは難しく、本研究では前述の V_a の範囲の最大値0.07を V_a の値として代表させ、Eq. 2.15とEq. 2.21中の m の範囲より η の平均値をとり η を次の値とした。

$$\eta=0.08 \quad (2.22)$$

従って、Eq. 2.16は、次のようにかきかえられる。

$$a = (\alpha - 0.08)G_a$$

従って、Eq. 2.21とEq. 2.22より骨材の容積 a は次式となる。

$$a = (0.89/m - 0.005m^{-1.9} - 0.08) \times G_a \quad (2.23)$$

ここで、 G_a はEq. 2.20で連続空隙率等から求められる値なので、Eq. 2.23により骨材の容積が求められる。

2. 2. 7 セメントペーストと骨材の容積比 ξ と圧縮強度の関係

2. 2. 5 節のEq. 2.20中の ξ を決定する方法について説明する。

一般的に、コンクリート 1m^3 の中では、セメントペーストの割合が多いほど、つまり欠陥となる空隙や骨材との界面が少ないほど強度が高くなる。これはポーラスコンクリートにおいても同様であると考えられる。しかしながら、ポーラスコンクリートは材料として要求される性能の中には透水性があり、セメントペーストの量を増やしていくと、強度は上がるがその透水性能が低下する恐れがある。

今までの研究^{1,3,5)}からも、ポーラスコンクリートはセメントペーストの量や水セメント比 W/C にある範囲を持つと考えられる。2. 2. 3 節で示したように本研究では W/C を最大0.30までとしており、ポーラスコンクリートの W/C の範囲としては0.2から0.3程度の範囲が妥当であるようである。また、セメントペーストの量についても同様のことが云え、その透水性能を維持しうる領域ではある範囲が存在すると考えられる。本章ではこのセメントペーストの量を表現するものとして ξ を用いており、 ξ の範囲を0.22~0.36で検討を行っているがこの程度の値が透水性を確保する上で適当な値であると考えられる。

Fig. 2.8は圧縮強度と ξ の関係を示したものである。図中の値のうち、強度が高い値は水セメント比が0.27~0.3のものであり、ほかの研究⁵⁾でもみられるように水セメント比をあげると強度が高くなる傾向を示している。これは一般的な強度に関する理論に反することとなるが、ポーラスコンクリートでは W/C を低く設定するとセメントペーストの強度は上がってもフレッシュ時のセメントペーストが硬いために骨材間の付着が低下し、その結果このような傾向を示すものと思われる。

図中の曲線は最小2乗法で全てのデータを含んだ値を近似したものであり、次式に表せられるものである。相関係数は0.488である。

$$f'_c = 9.54 \times 10^3 \times \xi^{3.42} \quad (2.24)$$

Eq. 2.24により圧縮強度 f'_c より ξ が定められ、Eq. 2.20にこの値を用いる事となる。

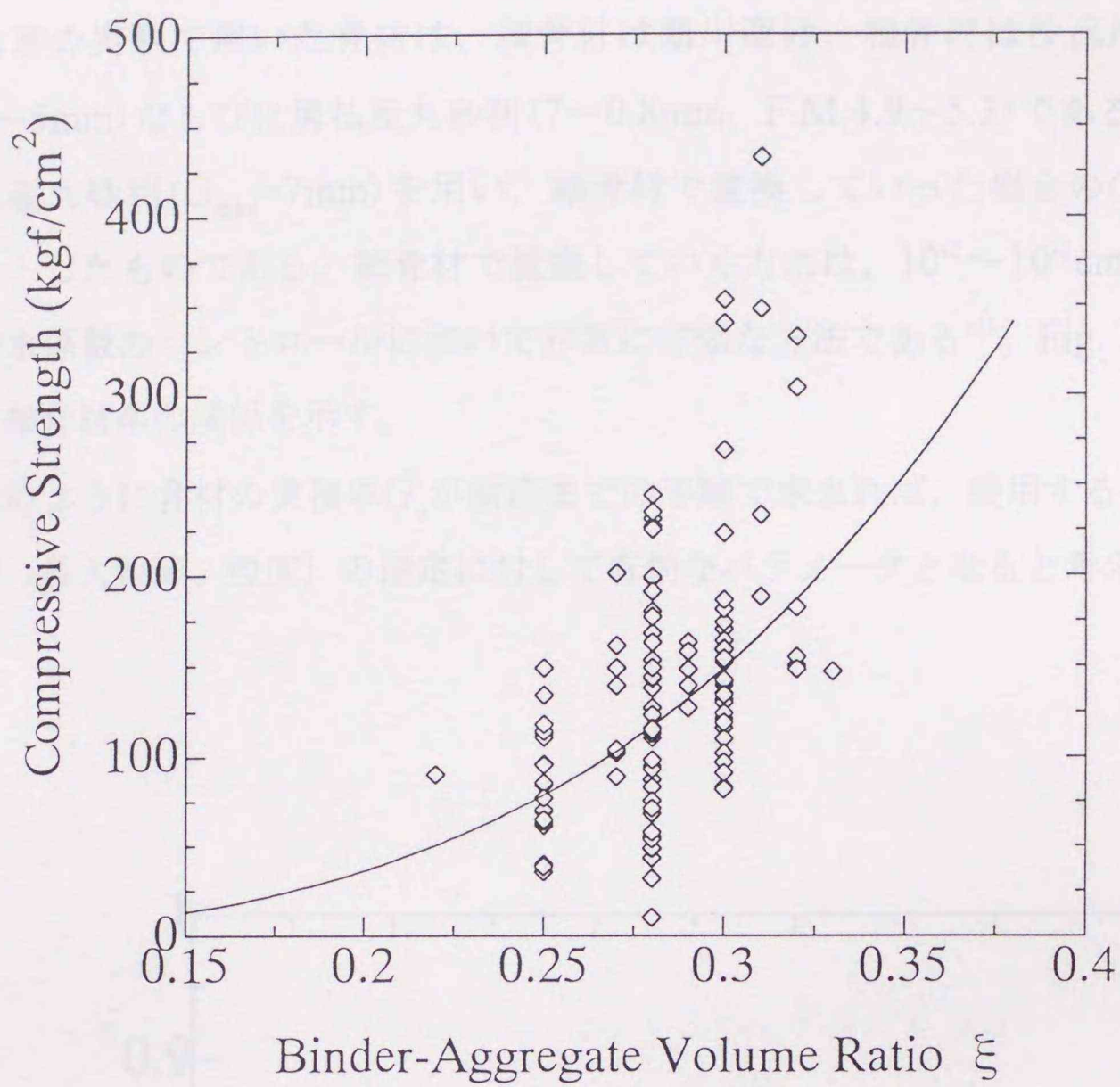


Fig. 2.8 圧縮強度 f'_c と ξ の関係

2. 3 細骨材と骨材の実積率 G_a および透水係数との関係

本章の実験で用いた骨材は、細骨材は鶴川産砂、粗骨材は沙流川産 6 号碎石 (13~5mm) ならびに勇払産丸砂利 (7~0.8mm、F.M.4.9~5.3) である。Fig. 2.9 は勇払産丸砂利 ($G_{\max}=7\text{mm}$) を用い、細骨材で置換していった場合の G_a の関係をプロットしたものである。細骨材で置換していく方法は、 $10^{-2}\sim 10^{-1}\text{cm/s}$ のオーダーの透水係数のコントロールにおいて非常に有効な方法である¹⁵⁾。Fig. 2.10 に透水係数と細骨材率の関係を示す。

このように骨材の実積率 G_a が前節までの手順で求まれば、使用するのに適した骨材種 (最大粒形、粒度) の選定に対して有効なパラメータとなると考えられる。

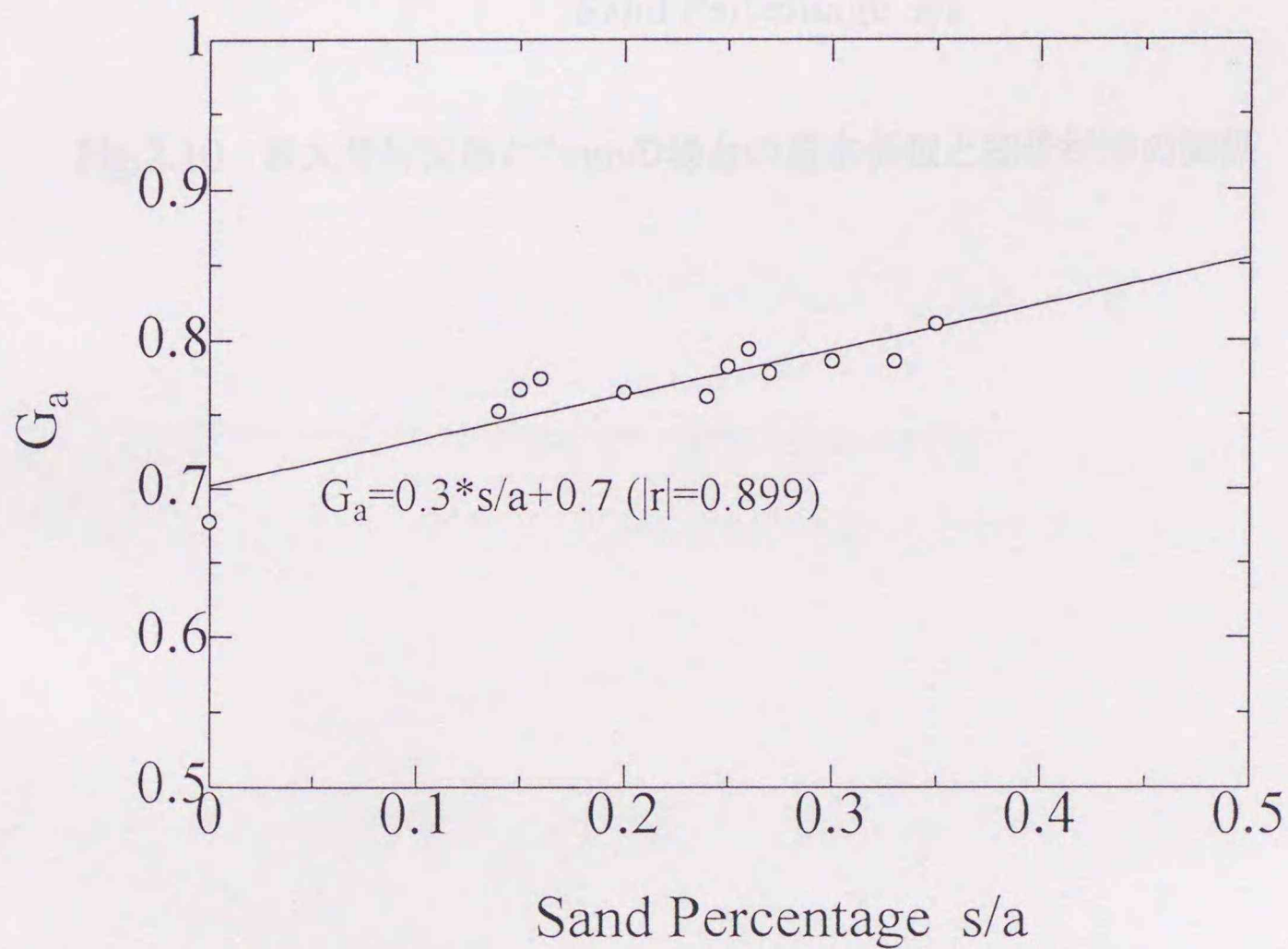


Fig.2.9 最大骨材粒形が7mmの場合の G_a の分布

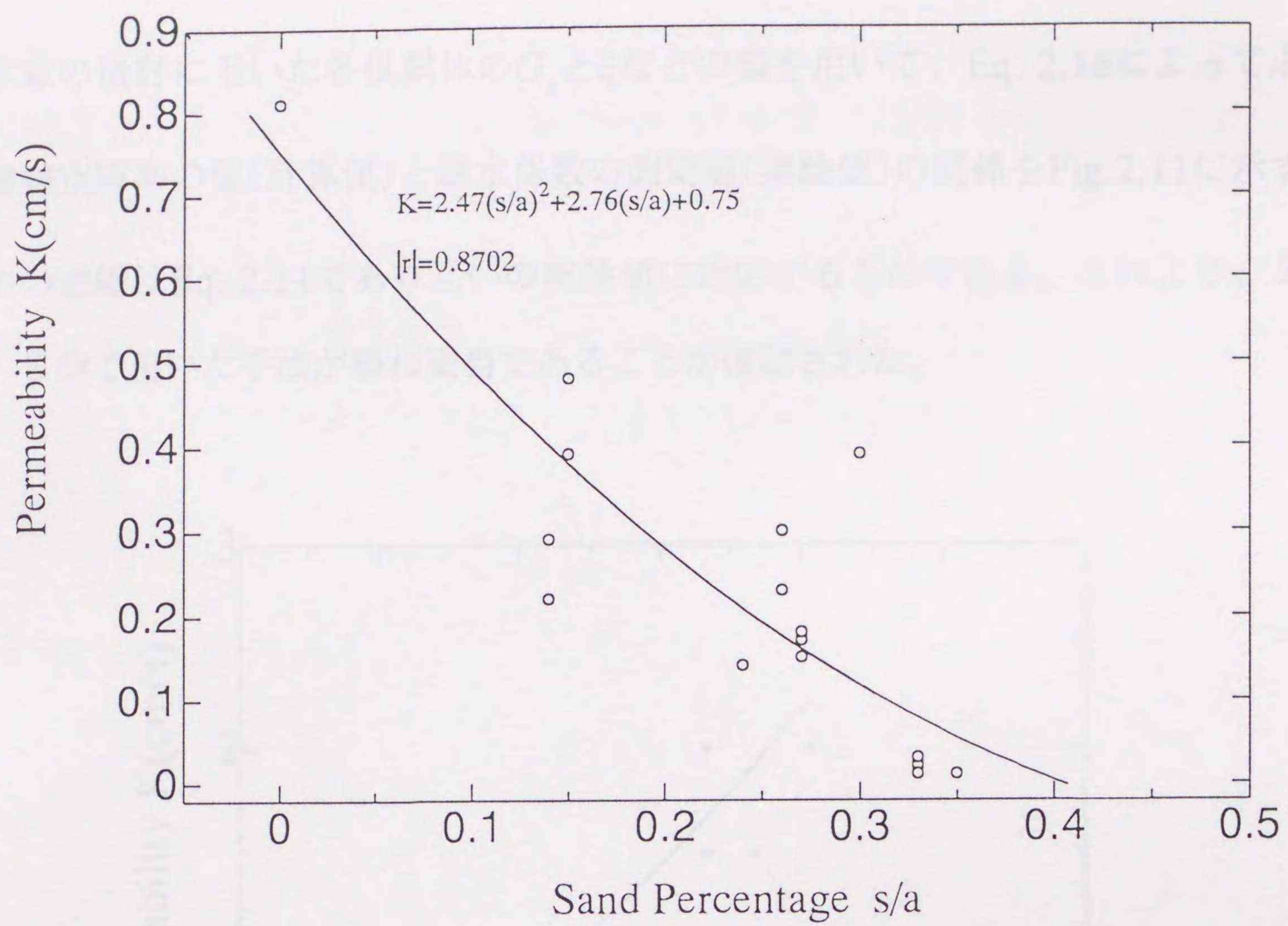


Fig.2.10 最大骨材粒形が7mmの場合の透水係数と細骨材率の関係

2. 4 透水係数（実験値）と連続空隙率（計算値）の検証

本章の検討に用いた各供試体の G_a と ξ などの値を用いて、Eq. 2.18によって求めた連続空隙率の値(計算値)と透水係数の測定値(実験値)の関係をFig.2.11に示す。

図中の曲線はEq. 2.11であり互いの実験値に対応するものである。これより、2. 2. 5節で用いた手法が概ね妥当であることが確認された。

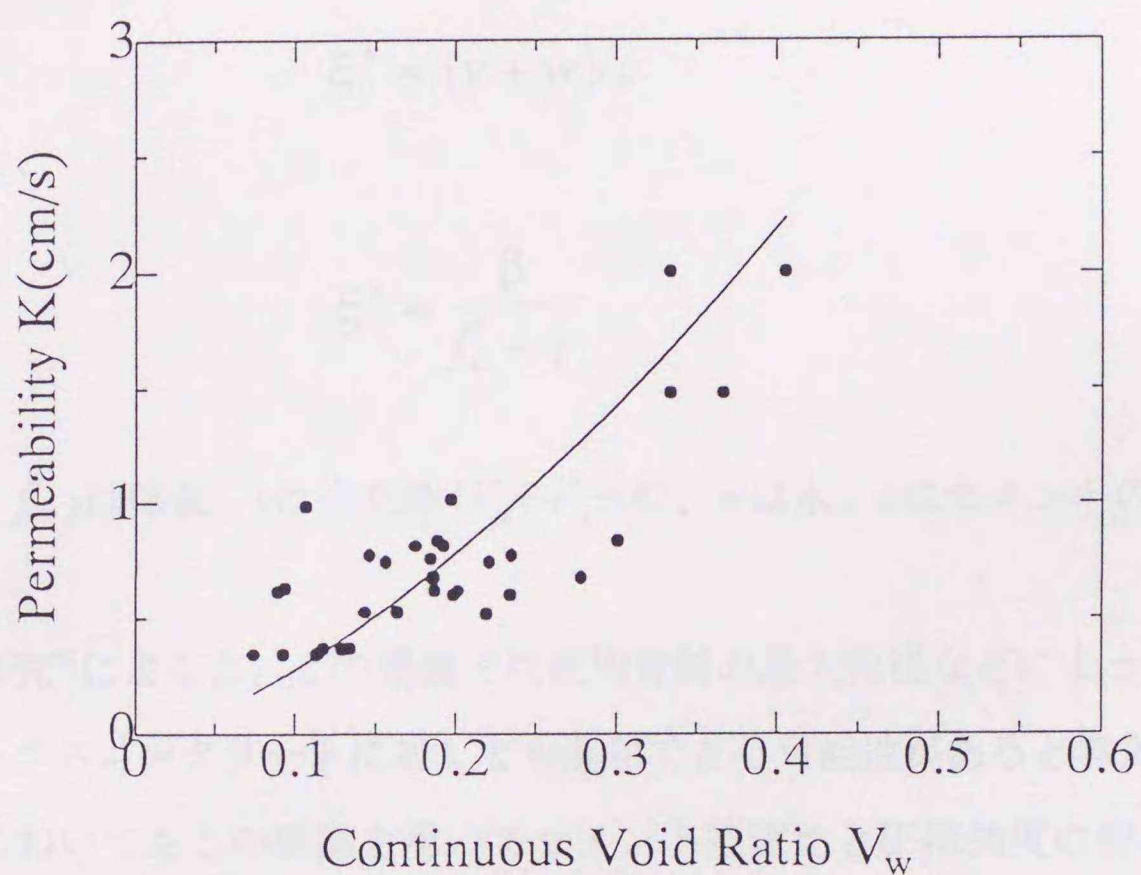


Fig. 2.11 透水係数と連続空隙率の実験値と計算値の関係

2. 5 セメント空隙比説による配合強度に関する検討

前節において、セメントペーストと骨材の容積比(ξ)と圧縮強度(f'_c)の関係について検討を行ったが、一方A.N.Talbotの空隙説¹⁶⁾を用いて検討を行うと次のようになる。

一般に、普通のコンクリートにおいてはセメント空隙比 ($c/(v+w)$) と強度とは相関があり、空隙を欠陥とみなすとコンクリート強度はこの欠陥によって支配されることとなり、このセメント空隙比と圧縮強度の関係は以下のように表される。

$$\xi^* = (v + w)/c \quad (2.25)$$

とおくと、

$$\xi^* = \frac{\beta}{f'_c - \gamma} \quad (2.26)$$

ここで、 β, γ は係数、 v は全空隙($V_w + V_a + A$)、 w は水、 c はセメントの絶対容積

既往の研究⁶⁾によると、この理論では使用骨材の最大粒径などによって相関が異なるが、ポーラスコンクリートに対しても適用できる可能性があると考えられる。

本研究においてもこの理論を用いてセメント空隙比と圧縮強度の相関を検討すると、Eq. 2.25はEq. 2.27のように書き換えることができるので、Fig. 2.12のようになる。図中の破線は、参考文献⁶⁾において $W/C=0.3$ で最大骨材粒径別にまとめられている関係の平均の値をとったものである。実線は本研究で行った結果を最小2乗法によって近似したものであり、Eq.2.28で表される。

$$\xi^* = W/C + \frac{1/a - \xi - 1}{\xi}(1 + W/C) \quad (2.27)$$

$$f'_c = 330.1\xi^{*-1} + 9.8 \quad (2.28)$$

破線で表されているデータと本研究のデータの違いは、ひとつは供試体作成時の締固め方法であり、前者は6~7kgf/cm²のプレスで2層、後者は1層のみで成型を

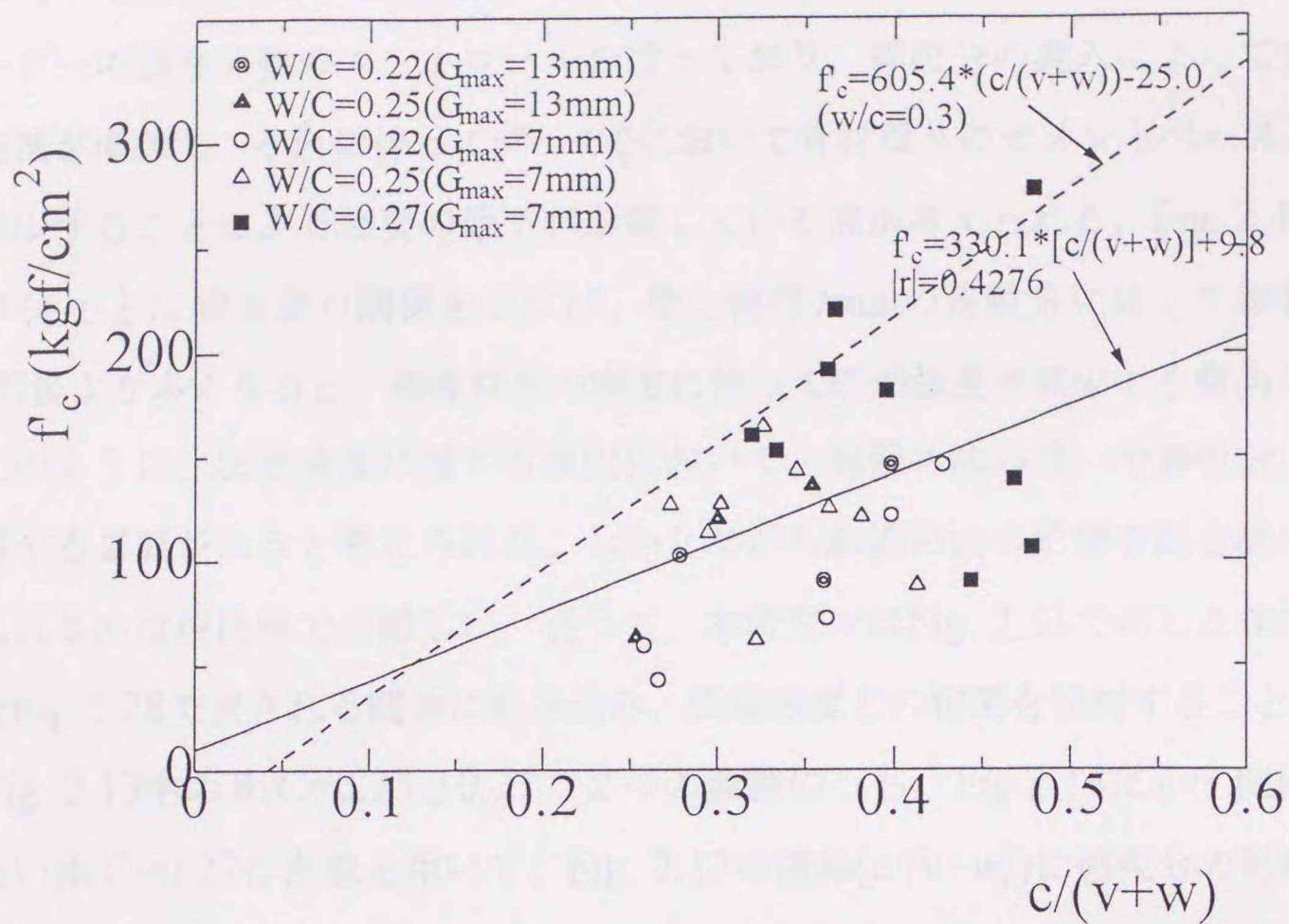


Fig.2.12 セメント空隙比説¹⁶⁾による圧縮強度に対する相関

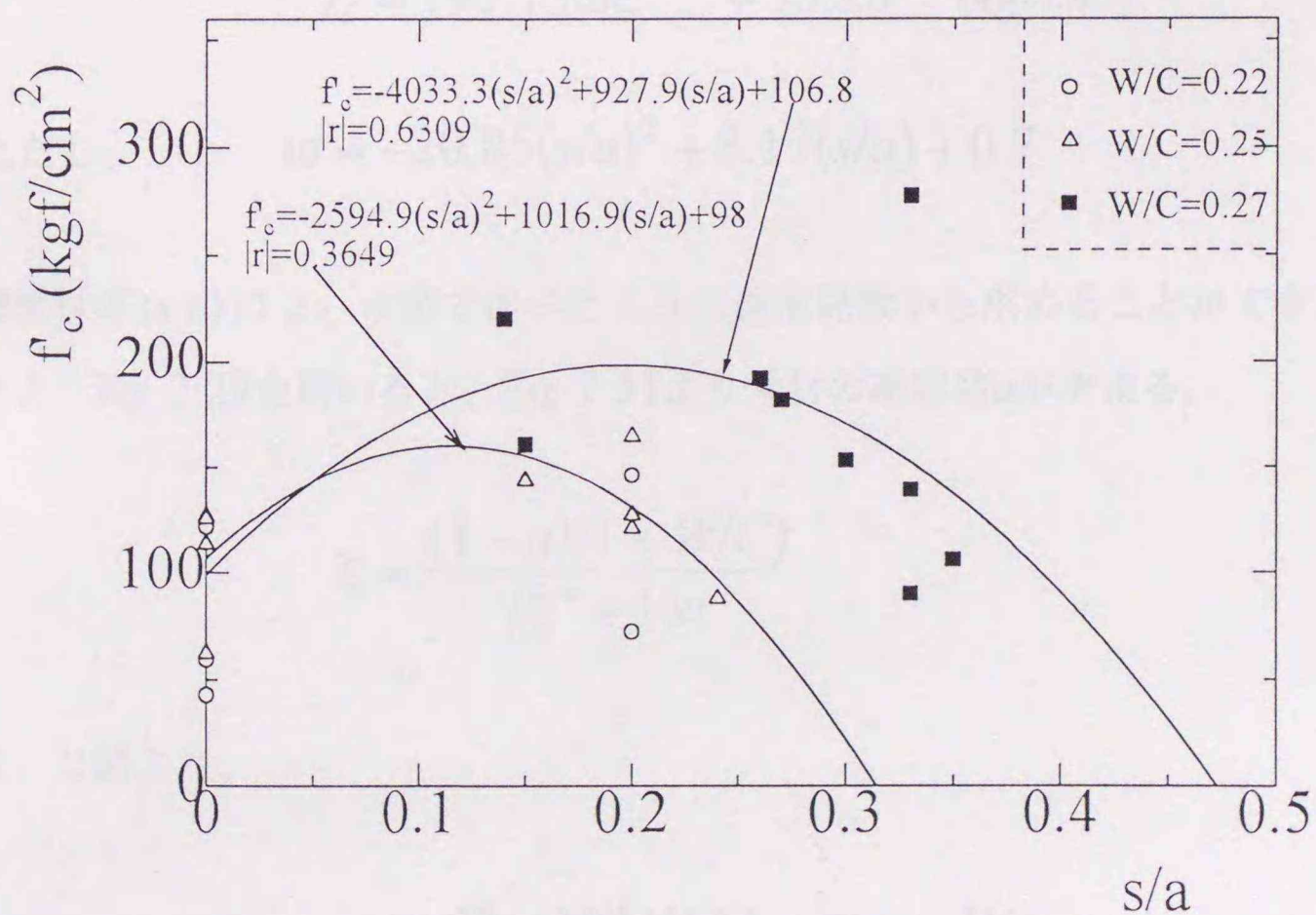


Fig. 2.13 細粒分の増加 (s/a の増加) による圧縮強度に対する影響

行っている点である。もうひとつは、本研究では細骨材の混入により 10^{-2}cm/s のオーダーの透水係数のコントロールを行っており、細粒分の混入によって骨材の比表面積が増加し、それに伴って同一の ξ において骨材周りのセメントペーストの厚さが減少することによる強度の低下が影響している点が考えられる。Fig. 2.13 に細骨材率 (s/a) と圧縮強度の関係を示すが、最大粒径 7mm の粗粒分に対して細骨材率が 0.2 前後より多くなると、細骨材率の増加に伴って圧縮強度が減少する傾向にある。

このように、圧縮強度に関する検討において、締固め法の違いや細粒分の影響を考慮する必要があると考えられる。しかしながら締固め法の影響を配合設計法に組み入れるのは現段階では難しい。従って、本研究では Fig. 2.13 で示した細粒分の影響を Eq. 2.28 で表される関係に組み込み、圧縮強度との相関を検討することとする。

Fig. 2.13 中の $W/C=0.25$ と 0.27 の 2 つの曲線のうち、Fig. 2.14 に示す関係で相関の良い $W/C=0.27$ の曲線を用いて、Fig. 2.12 の横軸 ($c/(v+w)$) に細粒分の影響を係数 ω として組み込むと、圧縮強度 (f'_c) と $\omega c/(v+w)$ の関係は Fig. 2.14 に示すようになる。図中の直線は最小 2 乗法で近似した直線であり、Eq. 2.29 である。

$$f'_c = 195.73\omega\xi^{*-1} + 55.26 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2.29)$$

$$\text{ただし、} \quad \omega = -20.85(s/a)^2 + 8.17(s/a) + 0.7 \quad (2.30)$$

細骨材率 (s/a) は 2.4 節で述べたように透水係数から求めることができ、以上のことより Eq. 2.29 を用いると、Eq. 2.31 より骨材の総容積 a が決まる。

$$\xi = \frac{(1-a)(1+W/C)}{(\xi^*+1)a} \quad (2.31)$$

2.2 節より、

$$a = (0.93 - 10^{\bar{K}})(1/[1 + \xi(1 + A)]) \quad (2.32)$$

$$\text{ここで、} \quad \bar{K} = 0.672 \log K - 0.626 \quad (2.33)$$

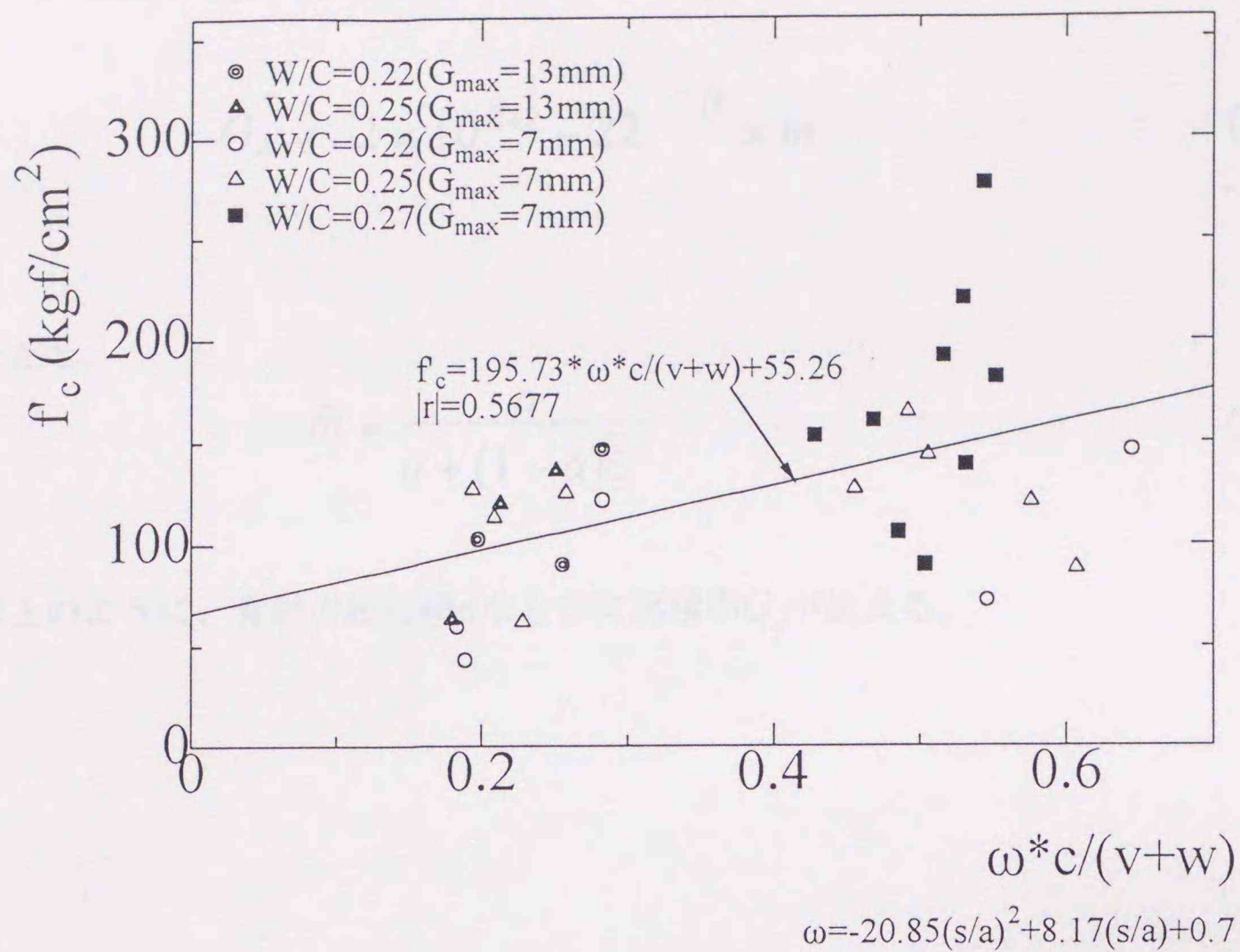


Fig.2.14 骨材の細粒分による影響を考慮したセメント空隙比と圧縮強度の関係

従って

$$a = \frac{0.93 - 10^{\bar{K}} - \bar{\xi}^*}{1 - \bar{\xi}^*} \quad (2.34)$$

ここで、

$$\bar{\xi}^* = \frac{(1 + W/C)(1 + A)}{\xi^* + 1} \quad (2.35)$$

$$\xi^* = \frac{195.73\omega}{f'_c - 55.26} \quad (2.36)$$

また、実積率 G_a は次式のようになる。

$$G_a = 2 \times 10^{\bar{K}+2} - 22^{-\frac{1}{18}} \times \bar{m} \quad (2.37)$$

ただし、

$$\bar{m} = \frac{a}{a + (1-a)\bar{\xi}^*} \quad (2.38)$$

以上のように、骨材の総容積 a ならびに実積率 G_a が決まる。

2. 6 本章のまとめ

本章では、ポーラスコンクリートの配合設計法について論じた。

- (1) 2. 2. 1 節で述べたように、配合の概念が一般のコンクリートと多少異なり、設定された透水係数 K から連続空隙率 V_w を求め、そして骨材の総実積率 G_a の導入により、必要強度より要求されるセメントペーストと骨材の容積比 ξ および A などの値を用いて骨材容積 a を算定する手順を示した。また、本章であつかった骨材の範囲で、 G_a と骨材の種類（粒度など）の関係例を示した。
- (2) 本章で提案した関係式をまとめると、以下のようになる。

$$a = (0.93 - 10^{\bar{K}}) \times \bar{m} \quad (2.39)$$

ここで、

$$\bar{K} = 0.672 \log K - 0.626$$

$$\bar{m} = 1/[1 + \xi(1 + A)]$$

$$G_a = \left(2 \times 10^{\bar{K}+2} - 22\right)^{-\frac{1}{18}} \times \bar{m} \quad (2.40)$$

$$\xi = 6.9 \times 10^{-2} \times f'_c{}^{0.29} \quad (2.41)$$

$$A = A_0/p \quad (2.42)$$

また、セメント空隙比説¹⁶⁾を用いると以下のようになる。

$$a = \frac{0.93 - 10^{\bar{K}} - \bar{\xi}^*}{1 - \bar{\xi}^*} \quad (2.43)$$

ここで、

$$\bar{\xi}^* = \frac{(1 + W/C)(1 + A)}{1 + \xi^*}$$

$$\xi^* = \frac{195.73\omega}{f'_c - 55.26}$$

$$\omega = -20.85(s/a)^2 + 8.17(s/a) + 0.7$$

ただしEq. 2.43中の $\bar{K}$ はEq. 2.39中の $\bar{K}$ と等しく、また実積率 G_a はEq. 2.40と同様であるが、この場合Eq. 2.40中の $\bar{m}$ は以下のように書き換えられる。

$$\bar{m} = \frac{a}{a + (1 - a)\bar{\xi}^*}$$

以上の式より ξ および a を算定し、適切な W/C の値を設定することにより 1m^3 中の諸量が決定する。 W/C の範囲は現在のところ約0.2~0.3程度が適当であると考えられる。またセメントペーストの耐凍害性保持より、 A_o は4.5~7%が適当である。

- (3) Fig. 2.3の配合設計法のフローチャートの手順で、上記の関係式を用いていくことによりポーラスコンクリートの配合設計法が構築できることが明らかになった。

第3章 ポーラスコンクリートの製作方法

3.1 概要

透水性コンクリートの製作方法には、気泡剤を用いた気泡発生コンクリート中に導入する方法¹⁾や砂骨材を用いない固結りのコンタクリート²⁾ (No Air Concrete)³⁾などがあるが、本調査では配合条件によってポーラスな条件にし、製造方法によってつくったPCに近い⁴⁾ポーラスコンクリートを製作している。透水係数の低いポーラー⁵⁾の気泡には気泡剤を用いており、PCにおける気泡は材料配合による気泡とコンドロール⁶⁾に加えて骨材の空隙の密化⁷⁾や骨材の空隙を密着させた骨材の空隙⁸⁾などにより、ポーラスコンクリートを専門に作製している企業が認定したもので、ポーラスコンクリートを作製するPCの配合は原則として標準配合⁹⁾で既に認定したものがある。本調査ではこのポーラスコンクリートの製作方法について述べる。

第3章 透水性コンクリートの製作方法

既に認定されているポーラスコンクリートは、プレキャストとして作製されるものがほとんどであり、工場における製作方法はメーカーがそれぞれ方法を持っている。

現在、ポーラスコンクリートの作製の状況では、製造方法で大きく3つに分けられ、最初にセメントペーストを製作してから骨材と混ぜる方法¹⁰⁾、骨材とセメント、気泡剤をそれぞれ混ぜ合わせてから水、気泡剤を投入する方法¹¹⁾の2種類にはある。本調査では前者の方法は骨材とセメントを混ぜる方法を用いている。

また、製造方法が異なるが、製造時には普通のコンクリートと異なり、外部圧力を用いて作製する。この場合、骨材の空隙を密着させた骨材の空隙に密着する圧力などが問題となる。

製造方法として、骨材とセメントの配合の骨材の空隙を密着させた骨材の空隙を用いているが、本調査では骨材とセメントの配合は、通常の配合で用いている水や骨材で長さを決めた。

第3章 ポーラスコンクリートの製作方法

3. 1 概要

透水性コンクリートの製作方法には、起泡剤を用いて多量の気泡をコンクリート中に導入する方法^{17, 18)}や細骨材を用いない固練りのコンクリート-NFC(No Fines Concrete)^{1, 3)}などがあるが、本研究では配合条件によってポーラスな条件にし、締固めによってつくるNFCに近い方法でコンクリートを製作している。透水係数の低いオーダーのものには細骨材も用いており、NFCにおける最大骨材寸法による空隙量のコントロールに加えて骨材の粒度の変化、つまり第2章で定義した骨材の実積率等によって空隙率を変化させるポーラスコンクリートを用いた。締固め機械はポーラスコンクリートを専門に作成している企業が開発したもので、ポーラスコンクリートを作成する配合条件ならびに施工条件などは本研究で新たに開発したものである。本章ではこのポーラスコンクリートの製作方法について述べる。

現在製品化されているポーラスコンクリートは、プレキャストとして作成されるものがほとんどであり、工場における製作方法は各メーカーがそれぞれ方法を持っている。

既往のポーラスコンクリートの作製の研究では、練混ぜ方法で大きく2つに分けられ、最初にセメントペーストを製作してから骨材と混ぜる方法¹⁰⁾、骨材とセメント、混和材を予めよく混ぜ合わせてから水、混和剤を投入する方法¹⁰⁾の2種類になるようである。本研究で用いた練混ぜ方法は後者の方法を用いている。。

また打設方法が重要であり、締固めには普通のコンクリートと異なり、外部振動機を用いて作成する。この場合、振動の時間ならびに成型の方法と成型に要する圧力などが問題となってくる。

養生方法は、工場では養生期間の短縮等の点から蒸気養生を用いているが、本研究ではほとんどの供試体については、通常実験室で行われている水中養生で養生を行った。

3. 2 練混ぜ方法

ポーラスコンクリートの練混ぜ方法（材料投入順序を含む）は、大きく分けて2種類になる。ひとつは、予め骨材以外のものの練混ぜを行う。すなわちセメントペーストを先に作り、その後骨材とを加えて練混ぜを行うものである。もうひとつは、セメント（混和材を使用する場合は混和材とセメントを予めよく混ぜ合わせたもの）と骨材をよく空練りし、その後に水（と混和剤）を添加し再び練混ぜを行う。前者では、セメントペーストを作成する過程において、ミキサを高速で使用することにより耐凍害性が向上するという結果が報告されている¹⁰⁾。この方法では、ペーストミキサとコンクリートミキサの少なくとも2種類のミキサが必要となる。本研究では後者の方法を採用した。この場合一台のミキサでよく、これまでに作製実績があるからである¹⁰⁾。

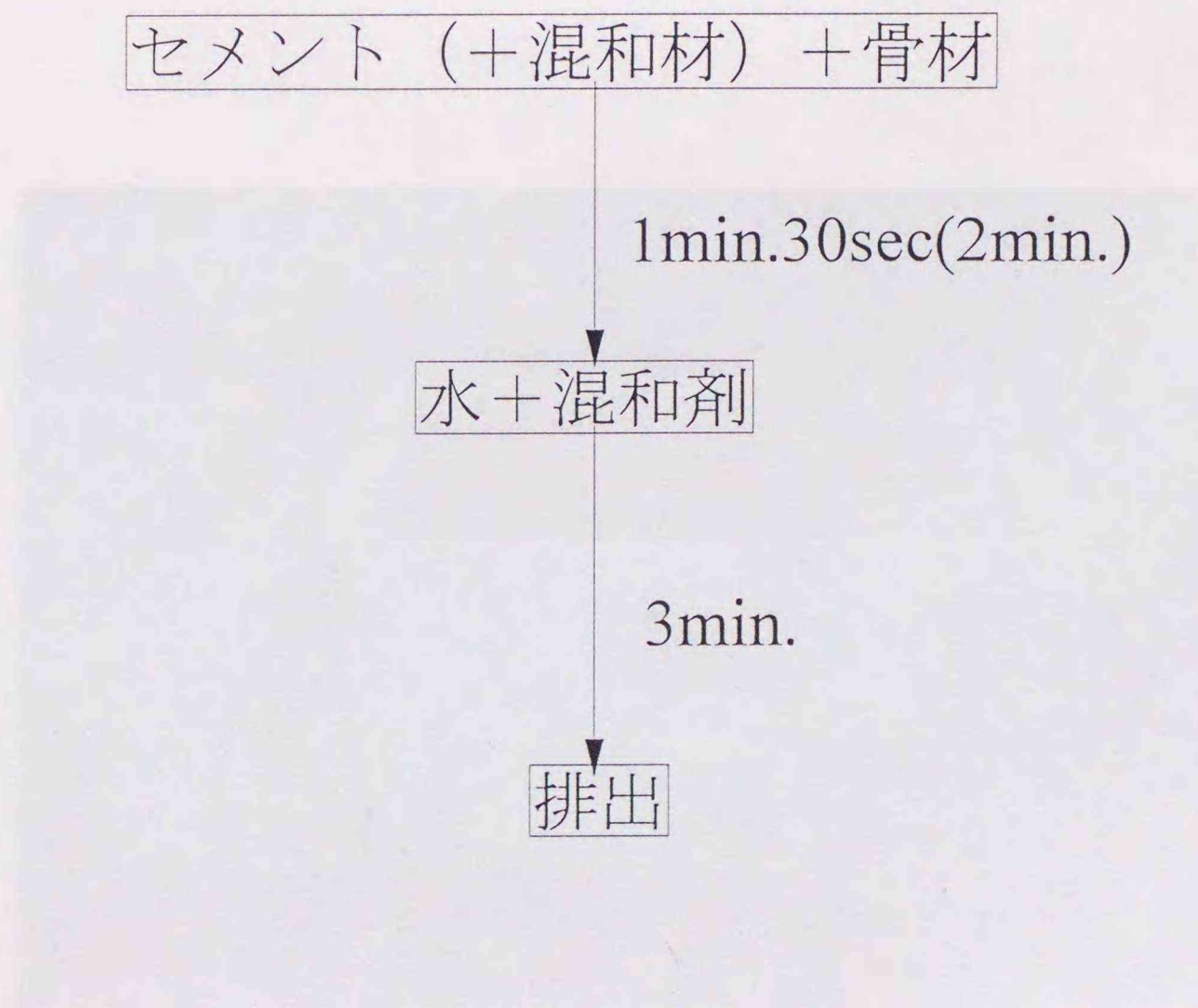


Fig. 3.1 本研究で用いた練混ぜ方法

練混ぜ時間は使用するミキサによって異なってくるので、予め試験練りによって各時間を決定する事が必要である。本研究では水平2軸強制練りミキサ(50l)(Photo 3.1)を用いて練混ぜを行った。この場合の方法について述べる。

投入順序および練混ぜ時間の全体の流れをFig. 3.1に示す。

まず、骨材の周囲にセメント等の粉体を十分に均等にまぶすため骨材とセメントを投入し、試験練りより練混ぜ時間を1min.30secとした。次に予め混和剤と混ぜた水を投入し、3min.練混ぜを行った後排出した。

シリカフュームなどの混和材を用いた場合は、最初の骨材との空練り時間を2min.以上行う必要がある。 Photo 3.2、Photo 3.3に練混ぜ直後のフレッシュ時の状態を示す。



Photo 3.1 水平2軸強制練りミキサ(50l)



Photo 3.2

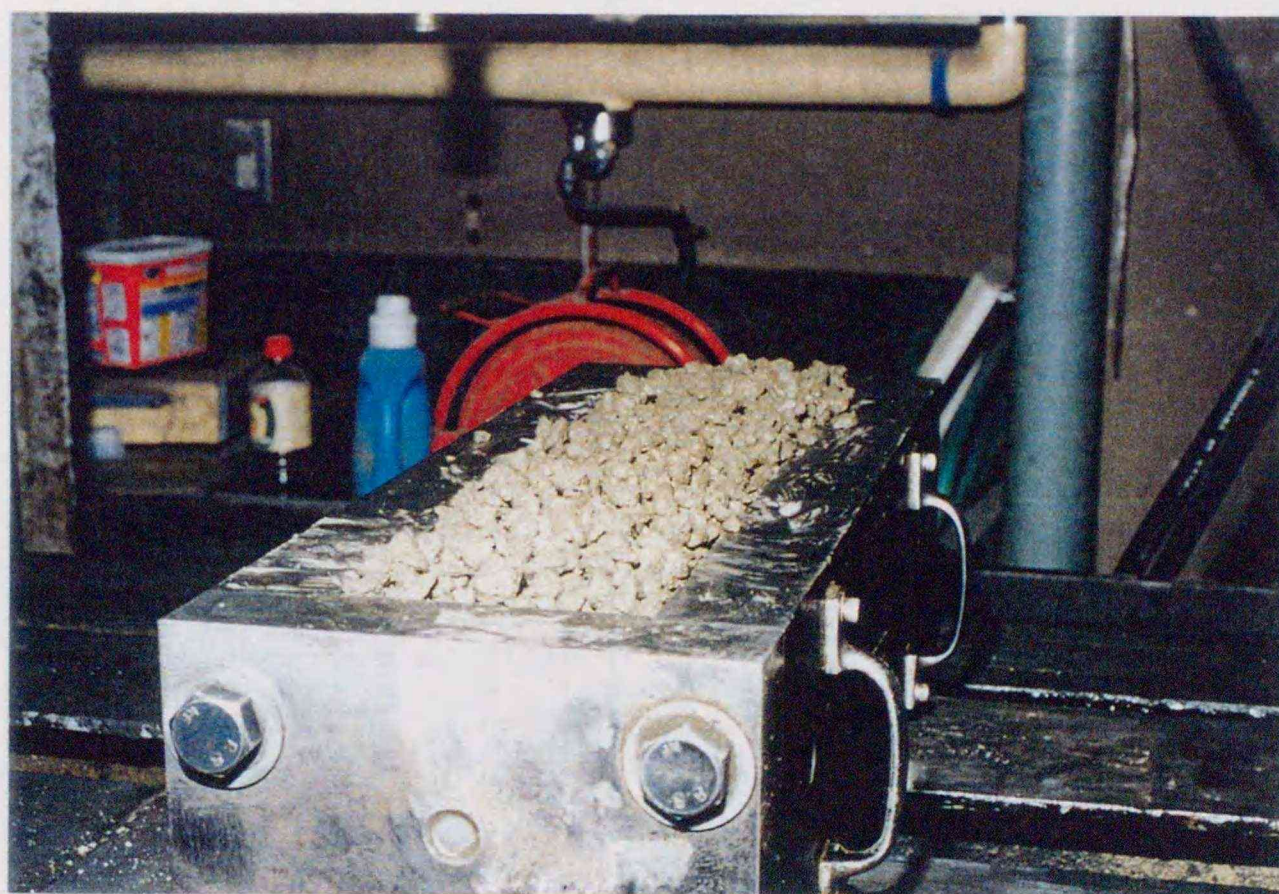


Photo 3.3

3. 3 締固めならびに成型方法

ポーラスコンクリートの製作には特に締固めが重要であり、振動台式による外部振動締固めと加圧による圧縮成型を行う機械(Photo 3.4)を用いて行った。この機械は、振動台（写真中央下側）と、振動を併用できるプレス機（同、上側）からなるものであり、ポーラスコンクリートの専門メーカーが開発したものを用いた。

この機械を用いた製作方法の検討を $\phi 10 \times 20$ の供試体を用いて行い、圧縮強度試験結果ならびに材料分離等の結果より検討し、本研究ではFig. 3.2に示す方法を採用した。なおプレス機の加圧力は種々検討した結果、 $6 \sim 7 \text{kgf/cm}^2$ とした。

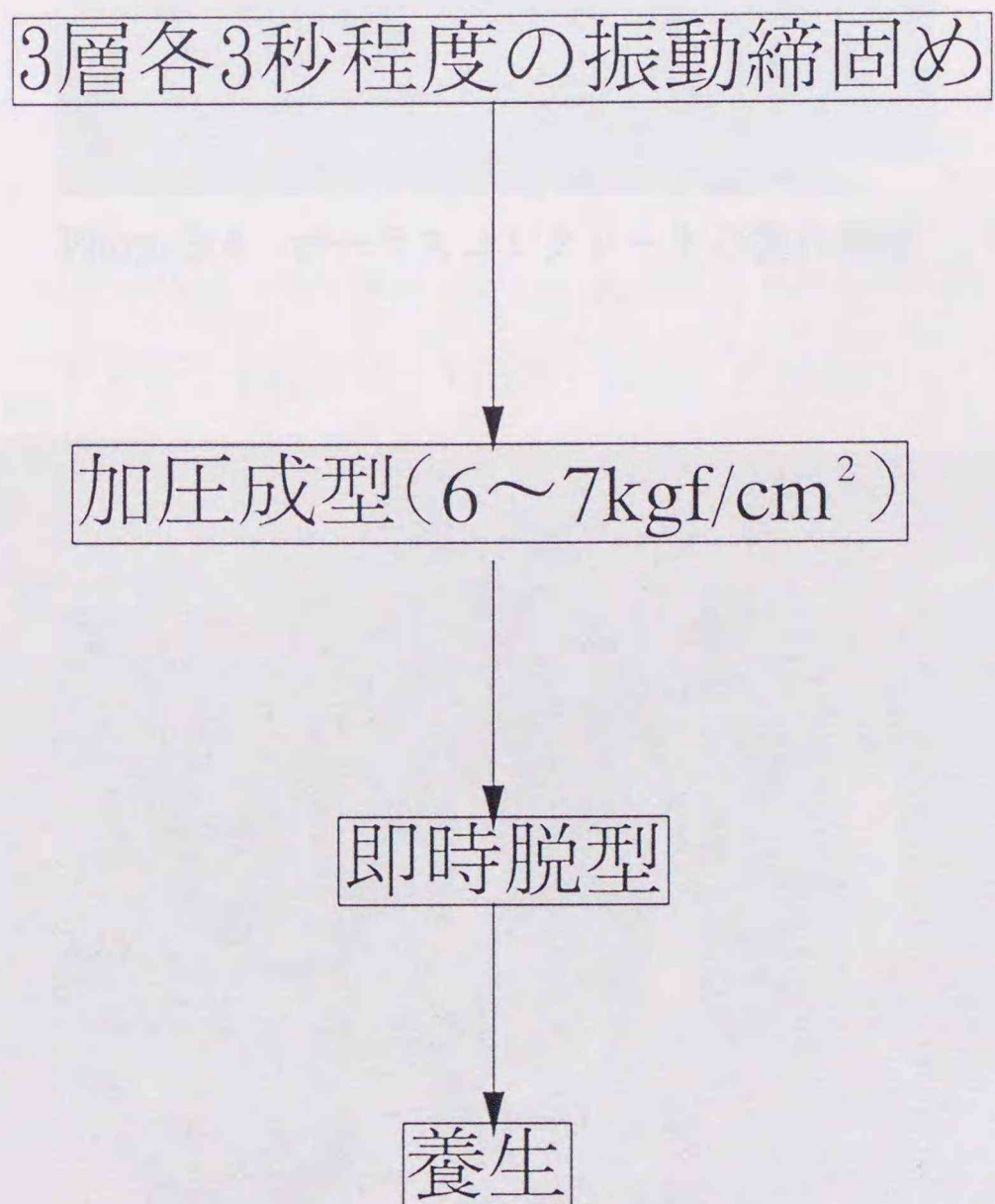


Fig. 3.2 練混ぜ後の供試体の製作方法

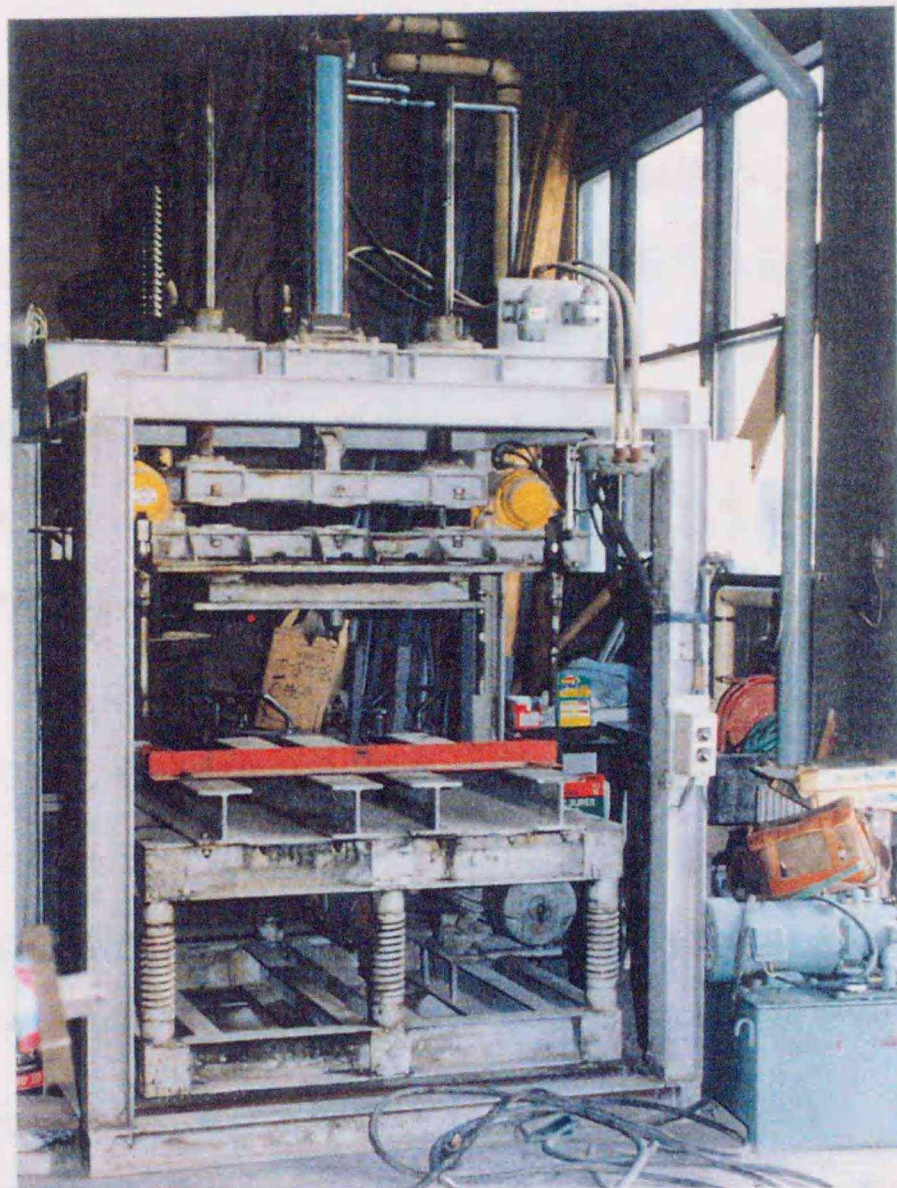


Photo 3.4 ポーラスコンクリートの製作機械



Photo 3.5 成型直後の供試体

3. 4 脱型と養生

ポーラスコンクリートは、外部振動による振動締固めと圧縮成型を行う固練りのコンクリートであるため、成型後の即時脱型が可能である (Photo 3.5)。通常、工場においても即時脱型を行っており、コンシステンシーの問題からも上述の締固めと成型の後、即時脱型できる程度の状態を確保する事は、ポーラスコンクリートの製作において重要な要素の一つである。このような状態でないと振動締固め時に材料の分離が生じたり、透水性と非常に関係のある空隙の連続性が保たれなくなる。他の研究^{2,3)}では、このような空隙の連続性の確保とコンシステンシーの関係をレオロジーから整理しているものもみられる。

本研究で扱ったポーラスコンクリートの供試体は即時脱型が可能なものであり、従って基本的には成型直後に脱型を行った。シリンダーなど供試体の幅に対して高さが比較的大きなものについては、供試体底部の破壊をさけるために成型後6～12時間後に脱型を行った。

養生については、ポーラスコンクリートの製作メーカーの工場では通常蒸気養生を行っている。本研究では一部の供試体については蒸気養生を行ったが、ほとんどの供試体については通常実験室で行われる水中養生を行った。

3. 5 本章のまとめ

本研究で用いたポーラスコンクリート製作の方法について、以下のような手順で作製するのが品質の安定、強度向上などからよいことがわかった。

- (1) 練混ぜは水平2軸強制練りミキサ(50l)で行い、打設・成型は振動台による外部締固めと加圧 ($6\sim 7\text{kgf/m}^2$) による圧縮成型を行う機械を用いて行い、練混ぜ投入順序は、まず、骨材の周囲にセメント等の粉体を十分に均等にまぶすため骨材とセメントを投入し、次に予め混和剤と混ぜた水を投入する方法を採用した。
- (2) 予め練混ぜ時間の検討ならびに打設・成型方法の検討を行った結果、まず、骨材とセメントの練混ぜ時間を1min.30sec、混和剤ならびに水を投入して3min.練混ぜを行った後排出した。シリカフュームなどの混和材を用いた場合は、最初の骨材との空練り時間を2min.以上行う必要がある。
- (3) ポーラスコンクリートは外部振動機による振動締固めと加圧による成型を行うので、即時脱型することができる。また即時脱型できる程度のコンシステンシーを確保することが、材料分離や透水性の低下を避けるために必要である。
- (4) 養生は水中養生または工場製品の場合は蒸気養生等を用いて、確実に行わなければならない。

第4章 透水性コンクリートの力学的特性

第4章 透水性コンクリートの力学的特性

4. 1 概要

透水性コンクリートを実構造物に用いる場合、各種強度に関する検討が必要となる。現在まで、実際に透水性コンクリートが実構造物に用いられている事例は数多くあるが、例えば(インターロッキングブロックを含む)透水性舗装や排水施設における浸透管、浸透升など過酷な荷重環境にさらされる恐れが少ないものが多い。しかしながら、透水性コンクリートに対して現在多方面で研究が進められている緑化コンクリート⁸⁾や吸音性¹⁸⁾、二酸化炭素の吸着の利用⁷⁾等だけでなく、今後コンクリートに求められる付加価値が増えていくにつれ、透水性コンクリートの適用構造物の種類も増加するものと考えられる。その構造物の重要度が高くなるにつれ、材料として用いる透水性コンクリートの力学的特性を把握することは重要な事である。

本章では、透水性コンクリートとして用いたポーラスコンクリートの各種強度と透水性の関係ならびに各種強度間の相関について述べる。

ポーラスコンクリートの圧縮強度と透水性は相関があり^{1,3,5)}、透水係数を低くすると強度が増加する傾向があることが本研究においても確認された。また、既往の他の研究⁵⁾では各最大骨材粒径に対して透水係数と圧縮強度は比較的よい相関がある事が報告されている。本研究では6号碎石(最大粒径13mm)と最大粒径7mmの丸砂利を用いており、製作したポーラスコンクリートの透水係数は 10^{-2} ~1.5cm/s程度の範囲である。

透水係数を、 10^{-2} cm/s程度以下に低下させると材料が不均一になり、また構造物に透水性という性質を持たせる場合、例えば歩道に用いる透水性インターロッキング・ブロックの透水係数の最小値が 10^{-2} cm/sである¹⁹⁾ように、一般にこの値以上の透水係数を与える場合が多いと考えられる。また本研究で透水性コンクリートを用いる構造物として想定しているものは、例えば河川での近自然工法における護岸の材料²⁰⁾などとしてや透水性側溝などであり、空隙の大きさはそれほど大きくなる必要はなく、また透水性コンクリートが設置される周囲の環境、例えば土壌の透水係数程度のオーダーを確保することを目的としている。従って、透水係数の最大値も 10^0 cm/sのオーダーとなる²¹⁾。このようなことから本研究で扱ったポーラスコンクリートの透水係数の範囲は上述した 10^{-2} ~ 10^0 cm/s範囲のものを主にあつかった。

この範囲では骨材の最大粒径が透水係数と圧縮強度の相関に与える影響はみられず、本章における検討において最大粒径の影響は考慮していない。

また各種強度の関係についても述べるが、圧縮強度と弾性係数、曲げ強度および割裂引張強度の関係は相関があり、透水性コンクリートにおいても、実構造物に対して力学的検討を行う場合、一般のコンクリートと同様な考え方を適用できるのではないかと考えられる。

また、本章では引張ひずみの挙動に関する検討も行っている。これは第5章以降の耐凍害性に関する研究における凍害劣化の指標にも必要な値であり、ポーラスコンクリートの破壊基準に対する基礎的な検討である。

透水性コンクリートの力学的な検討は現在まで数編の文献^{1,3,5)}などがみられるが数多くはなく、今後もより詳細な検討が必要となってくると考えられる。本研究では、今後増えてくると考えられる、透水性コンクリートの利用方法に伴って生じる複雑な力学的挙動に対する基礎的な資料として、前述したようなそれぞれのパラメータに関して述べる。

4. 2 力学的特性の検討に用いた試験方法

透水係数と各種強度に関する検討に対して用いた試験方法について述べる。

行った試験は、透水試験、圧縮試験、割裂試験、曲げ試験である。測定項目は、圧縮強度、割裂引張強度、曲げ強度の他に、圧縮強度試験時にコンプレッソメータにて載荷方向の変位を測定し、ひずみに換算することにより弾性係数を求めている。また曲げ試験時には、一部の供試体について引張縁のひずみを測定して、曲げ破壊時における終局引張ひずみの挙動の測定を行った。

透水係数の測定は第2章に述べたように、土の透水試験法¹²⁾に準じて定水位試験法で行っている。これは、強度試験に用いる供試体と同じバッチで、同じ締固め方法を用いて $\phi 10 \times 20 \text{cm}$ の塩化ビニルパイプに打設したものを供試体として用いている。水頭は約20cmである。

圧縮試験と割裂試験は $\phi 10 \times 20 \text{cm}$ の供試体を用いて行った。圧縮試験時にコンプレッソメータにてひずみの測定を行った(Photo 4.1)。

曲げ試験は3等分点載荷にて行い、供試体は $10 \times 10 \times 40 \text{cm}$ の供試体を用いている。スパンは30cmである。Photo 4.2、Photo 4.3に試験状況を示す。

また、曲げ試験時生じる引張ひずみの測定も行った。ポーラスコンクリートは多孔質であるため、そのままではひずみを測定するためのゲージの接着が困難である。このためひずみゲージの貼付部付近、つまり本実験の場合はスパン中央の底面(載荷点の引張側)の中心部付近を、予めポリエステル系の樹脂接着剤によってその空隙を埋め、且つ平滑に仕上げてから30mmのポリエステル箔ゲージを接着した。Fig. 4.1、Photo 4.4に試験方法を示す。

Table 4.1に圧縮、割裂、曲げ試験を行った供試体の配合諸元を示す。引張ひずみの計測を行った供試体の配合諸元は4. 5節で示す。

Table 4.1 圧縮、割裂、曲げ試験を行った配合諸元

Test	W/C	s/a	ξ	Permeability (cm/s)
Compressive Strength (Modulus of Elasticity)	0.22~0.27	0~0.33	0.25~0.3	0.01~1.03
Splitting tensile Strength	0.22, 0.25	0, 0.2	0.25~0.3	0.15~1.03
Bending strength	0.22~0.27	0~0.3	0.25~0.3	0.02~1.03

$\xi=p/a$: セメントペーストと骨材の容積比

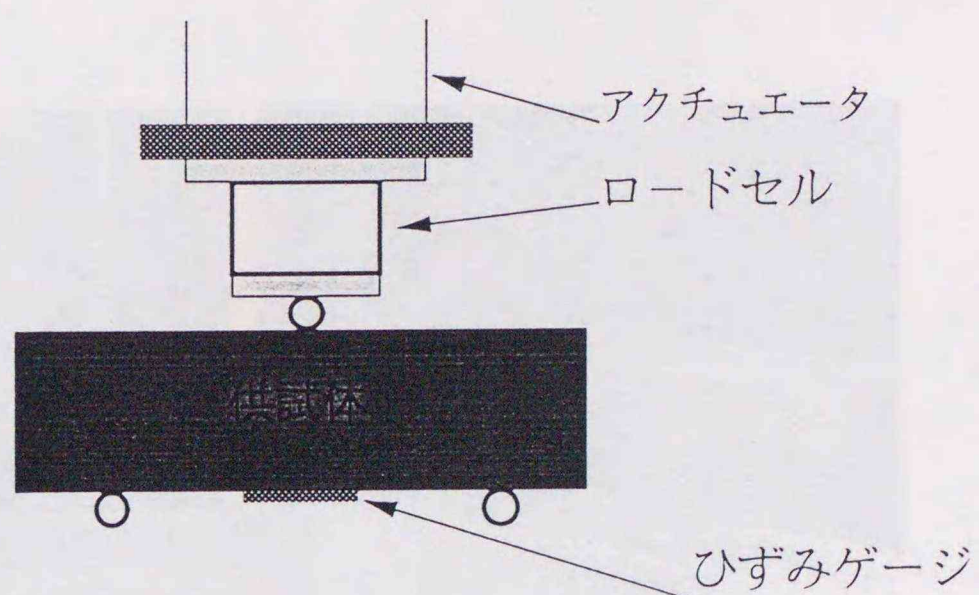


Fig. 4.1 引張縁の終局ひずみ測定のための曲げ試験方法

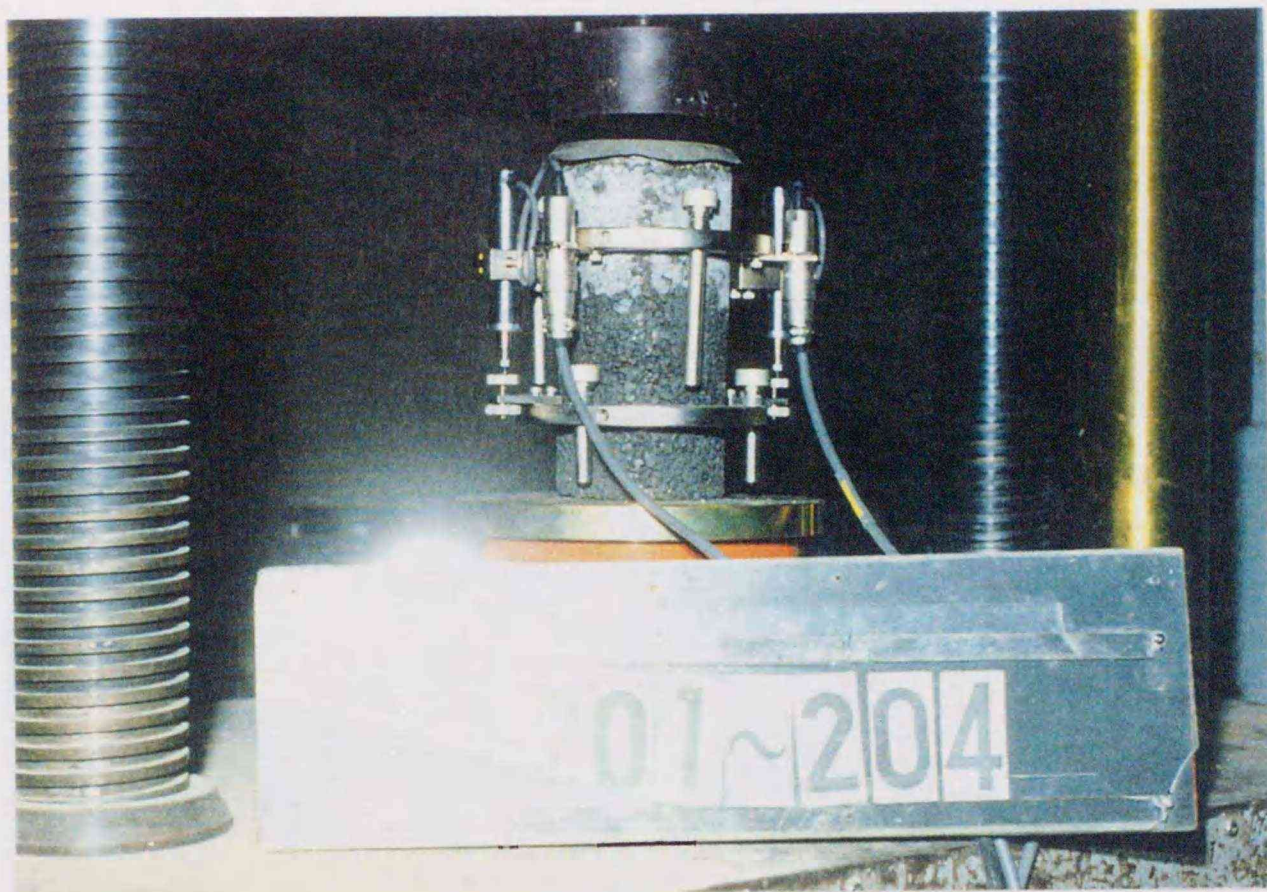


Photo 4.1 コンプレッソメータによる弾性係数の測定



Photo 4.2 3等分点载荷による曲げ試験



Photo 4.3 3等分点载荷による曲げ破壊

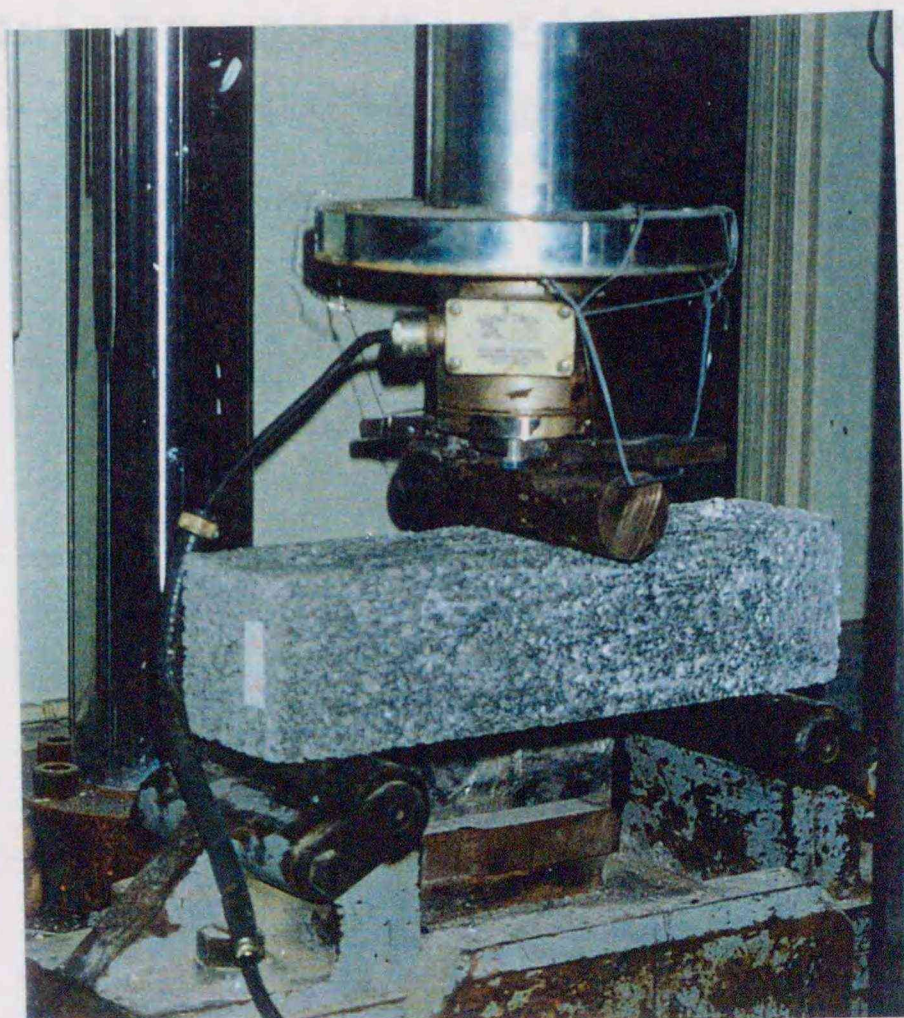


Photo 4.4 引張ひずみ測定のための一点中央载荷による曲げ試験

4. 3 透水係数と各種強度ならびに弾性係数との関係

透水係数と圧縮強度、曲げ強度、割裂引張強度、弾性係数との関係について述べる。

ポーラスコンクリートを実構造物に用いる場合、構造物によって必要な強度が存在し、また透水性などの特性が要求されることから必要な透水係数が存在することとなるものと考えられる。このようなことから、透水性と各種強度の関係を明らかにすることが必要である。

Fig. 4.2は圧縮強度と透水係数の関係である。透水係数が小さくなるにつれ圧縮強度が上昇する傾向にある。これより、比較的高い強度を要求されるような実構造物にポーラスコンクリートを適用する場合、透水係数にある程度上限が定まることが考えられる。また、セメントペーストと骨材の容積比 ξ を一定にして透水係数を下げると強度が低下するが、 ξ の値をある程度引き上げると強度が増進する傾向もみられる^{5, 14, 18, 22)}。

ポーラスコンクリートの圧縮強度の全体的な向上にたいする研究は、現在まででは特殊な混和剤等を用いて強度の向上をはかるという研究⁹⁾があるが数多くはなく、今後強度の向上における研究の進展が望まれる方法としては、Rice Hask Ashなどによってマトリックスを緻密化する、または蒸気によって硬化させるDry-mix方法や特殊混和材の使用などが考えられる。

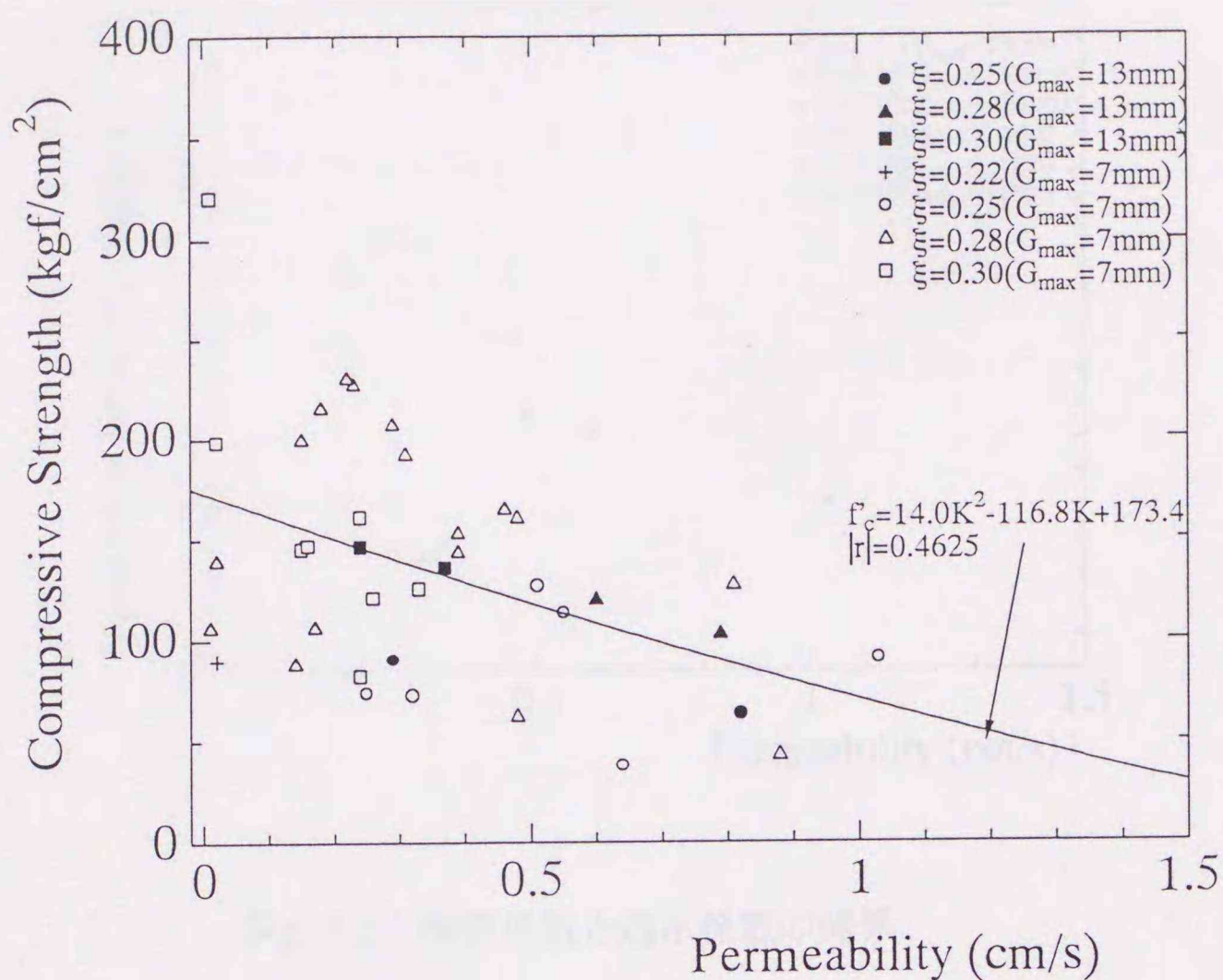


Fig. 4.2 圧縮強度と透水係数の関係

同様に、Fig. 4.3に弾性係数、Fig.4.4に曲げ強度、Fig. 4.5に割裂引張強度と透水係数の関係を示す。

現在までこのようなポーラスコンクリートの各種強度の検討についての文献は数少なく、一般的にこれらの強度試験の時にポーラスコンクリートがどういった挙動を示すのか明らかにはなっていない。

Fig. 4.3より弾性係数は、透水係数の減少とともにかなりの増加をみせている。

一方Fig. 4.4、Fig. 4.5より、曲げ強度は若干の増加、ならびに割裂引張強度は透水係数に対してほぼ一定といった結果であった。それぞれの値の相関はあまり高くはなく、一般的なコンクリートに比べばらつきが大きい。

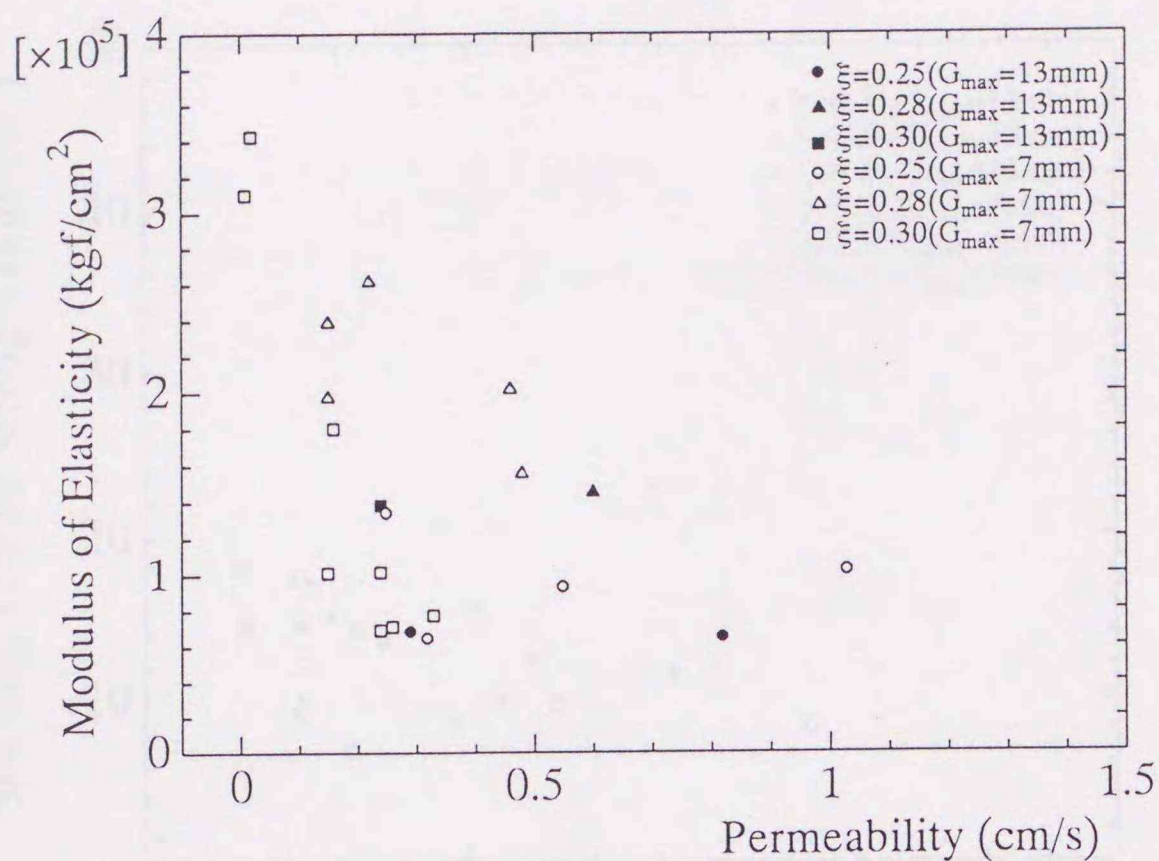


Fig. 4.3 弾性係数と透水係数の関係

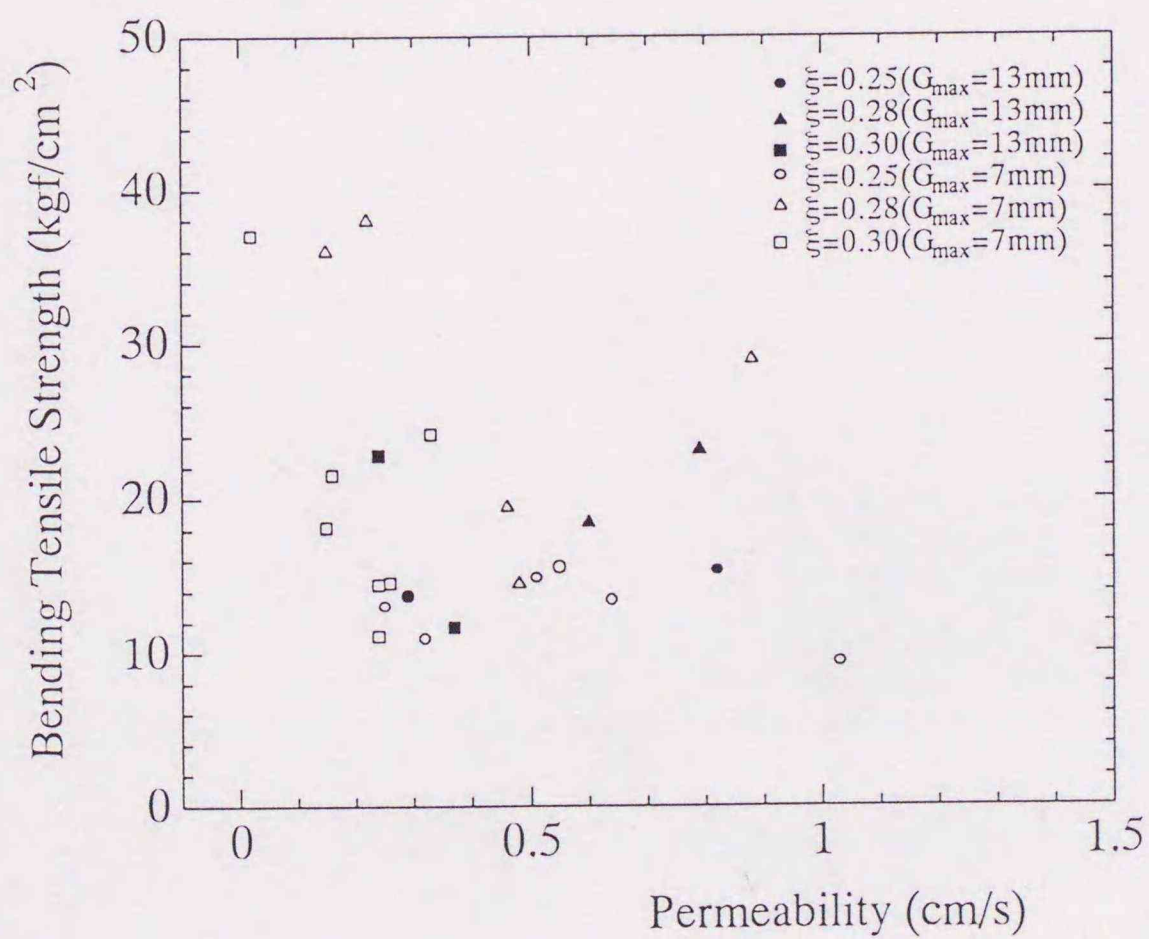


Fig.4.4 曲げ強度と透水係数の関係

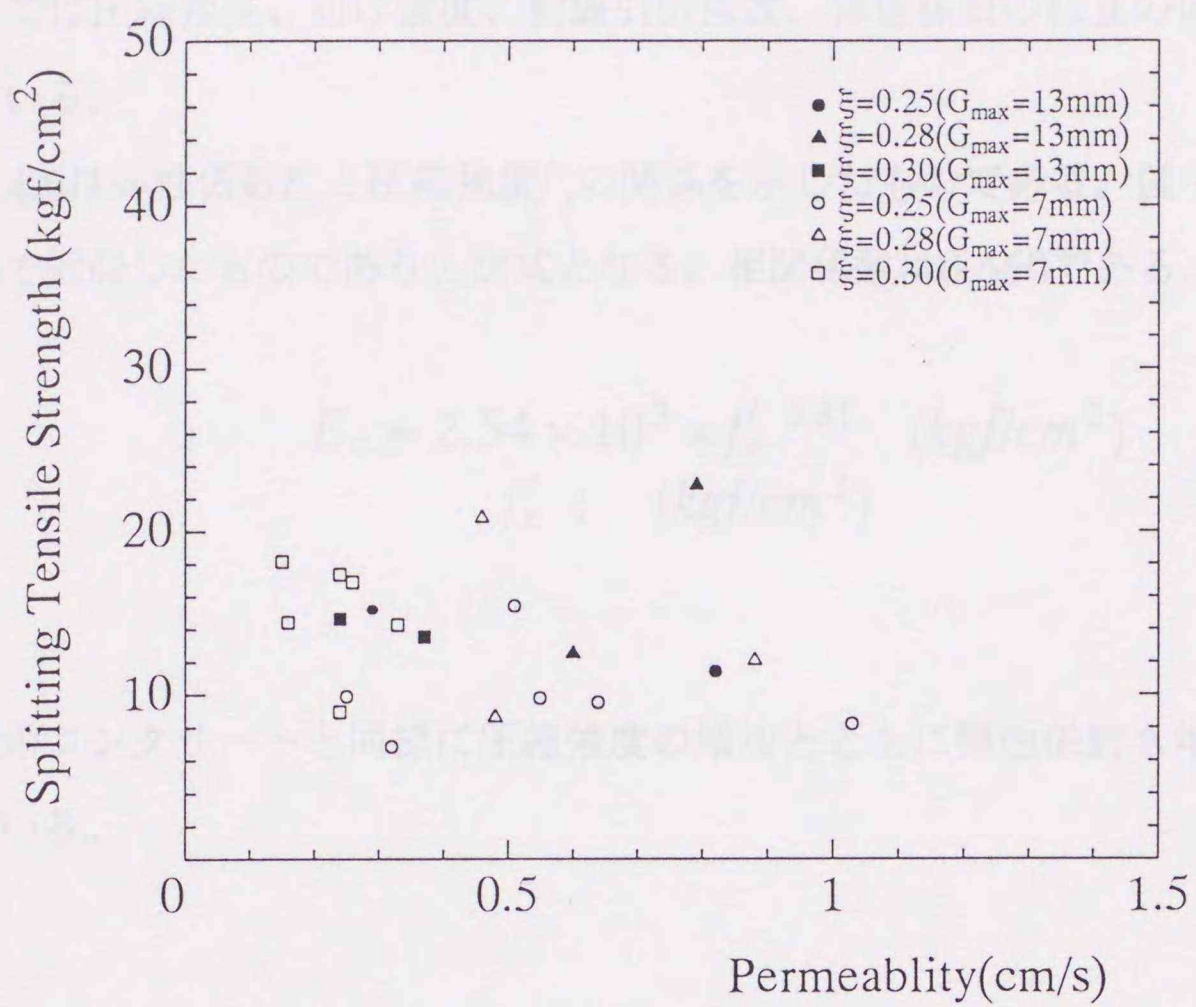
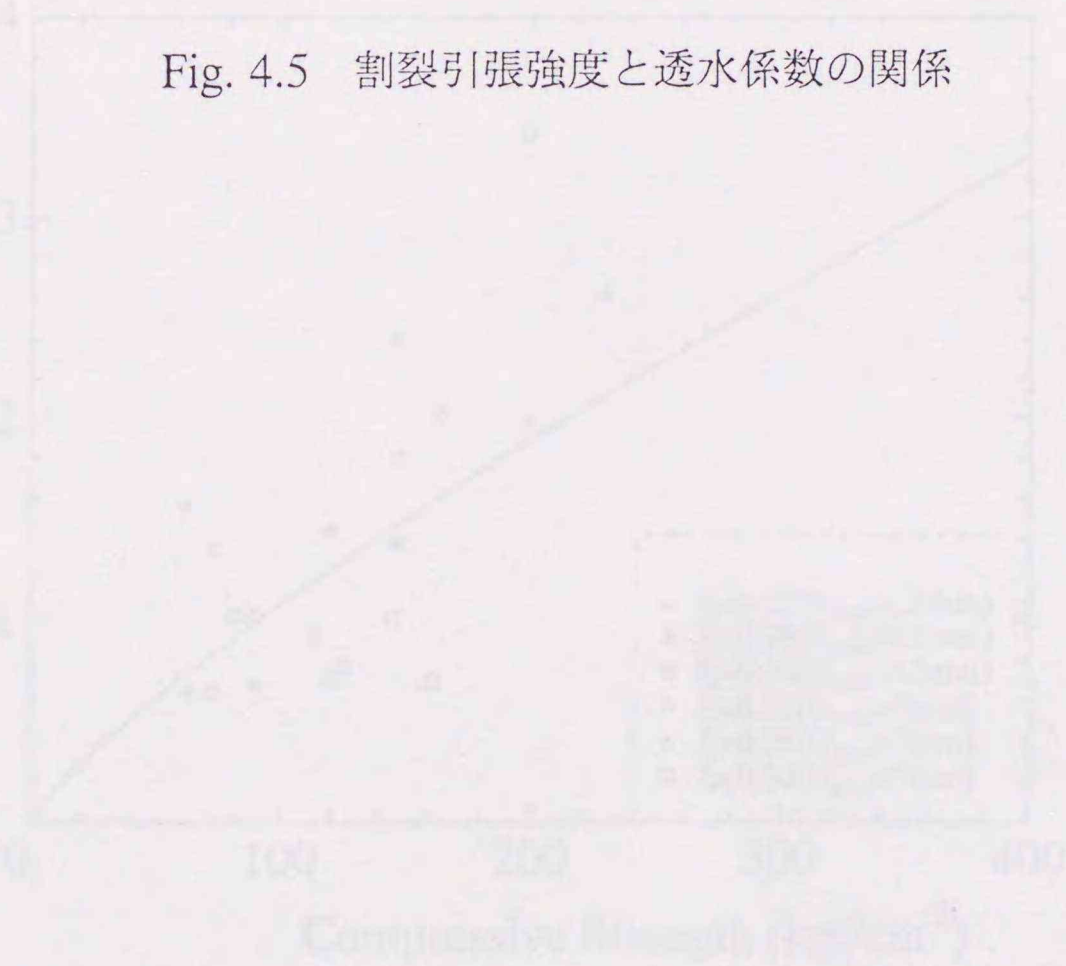


Fig. 4.5 割裂引張強度と透水係数の関係



4. 4 各種強度ならびに弾性係数の相互の関係

本節では圧縮強度、曲げ強度、割裂引張強度、弾性係数の相互の関係について検討している。

Fig. 4.6は弾性係数 E_c と圧縮強度 f'_c の関係を示したものである。図中の曲線は最小2乗法で近似したものであり、次式となる。相関係数は0.660である。

$$E_c = 2.54 \times 10^3 \times f'_c{}^{0.81} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (4.1)$$

$$f'_c : (\text{kgf/cm}^2)$$

一般のコンクリートと同様に圧縮強度の増加とともに弾性係数も増加する傾向となっている。

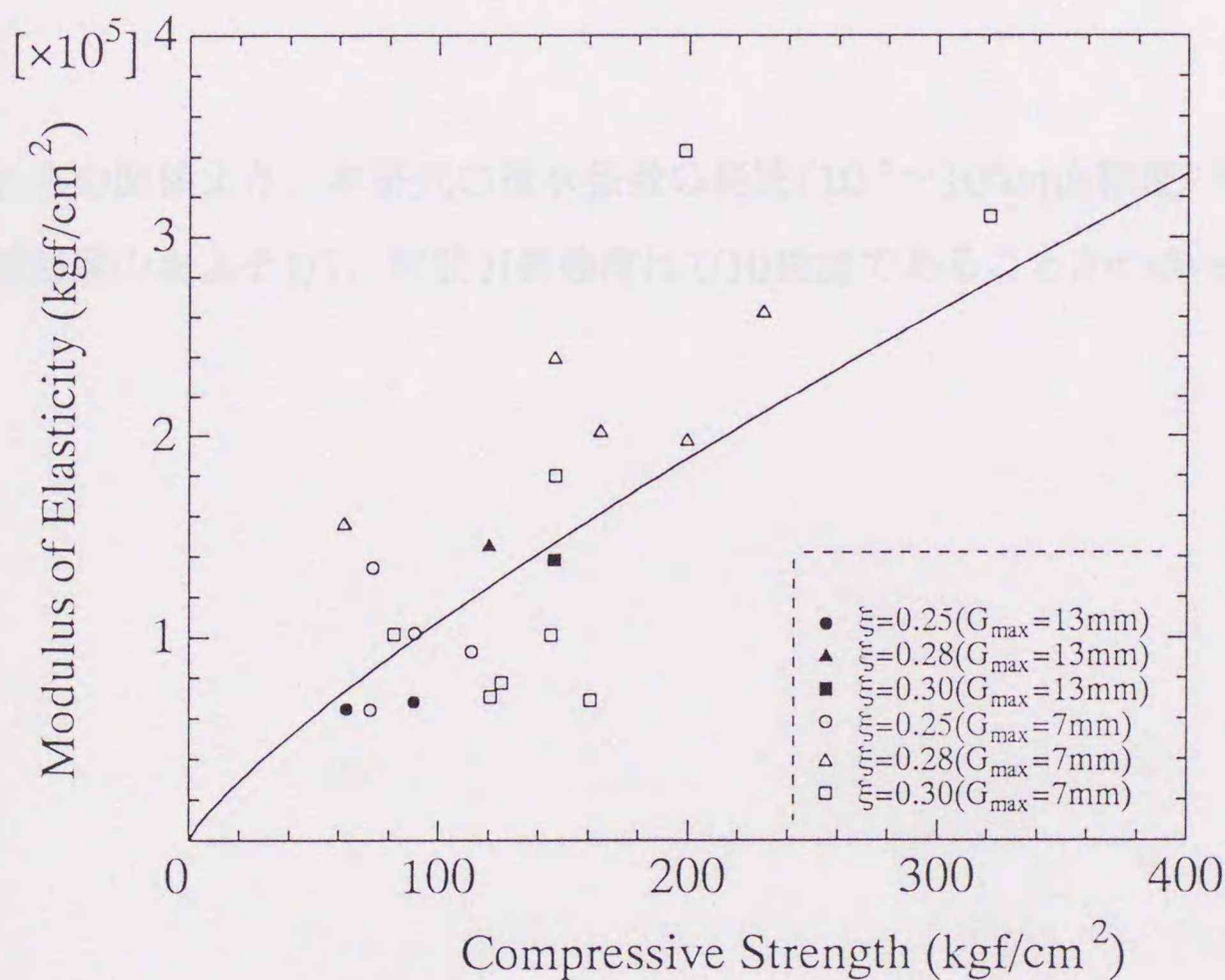


Fig. 4.6 弾性係数 E_c と圧縮強度 f'_c の関係

Fig. 4.7は曲げ強度 f_b と圧縮強度 f'_c の関係を示している。Fig. 4.7は割裂引張強度 f_t と圧縮強度 f'_c の関係を示したものである。これらの値は3本の平均値をプロットしている。

図中の線は最小2乗法で近似したものであり、相関係数はそれぞれ0.610、0.645である。また、それぞれの関係式は次式となる。

曲げ強度と圧縮強度の関係

$$f_b = 0.109 \times f'_c + 6.74 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (4.2)$$

割裂引張強度と圧縮強度の関係

$$f_t = 7.23 \times 10^{-2} \times f'_c + 5.71 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (4.3)$$

これらの関係より、本研究の透水係数の範囲($10^{-2} \sim 10^0 \text{cm/s}$ 程度)では、曲げ強度は圧縮強度のおよそ1/7、割裂引張強度は1/10程度であることがわかった。

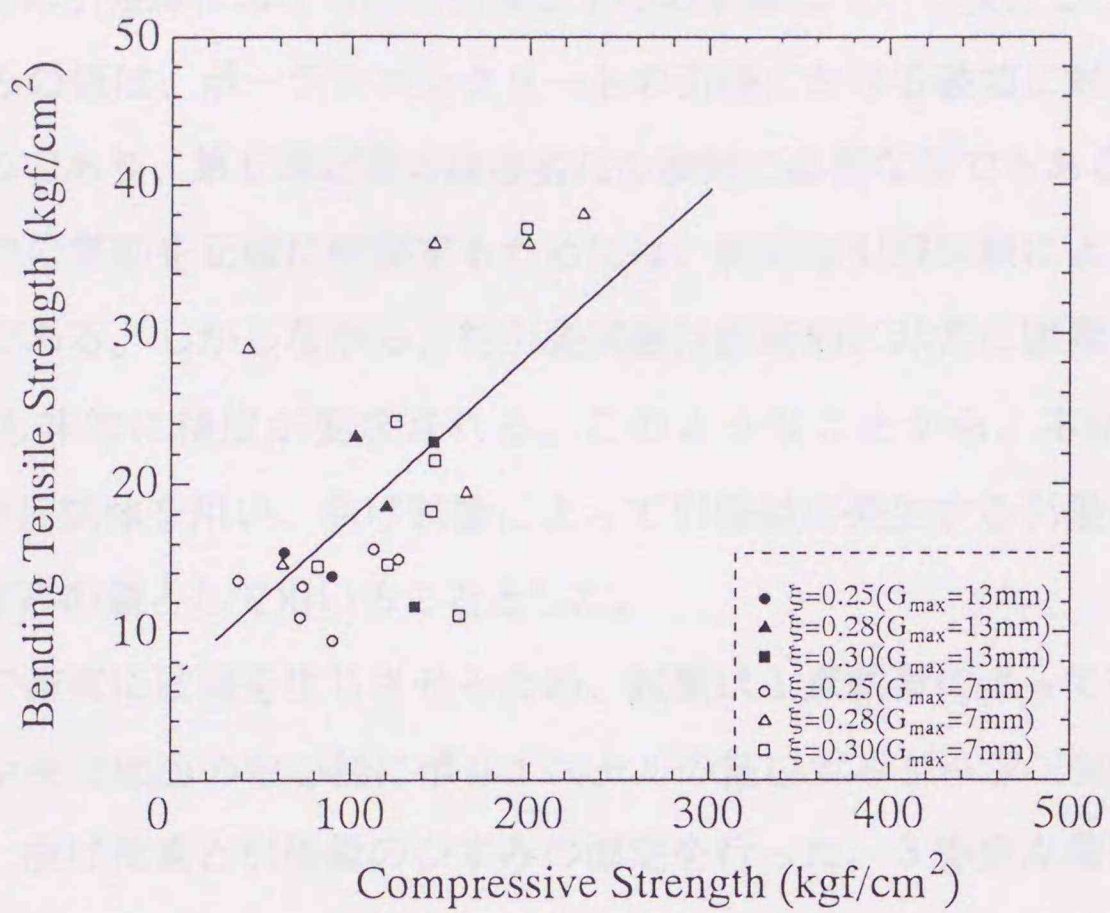


Fig. 4.7 曲げ強度 f_b と圧縮強度 f'_c の関係

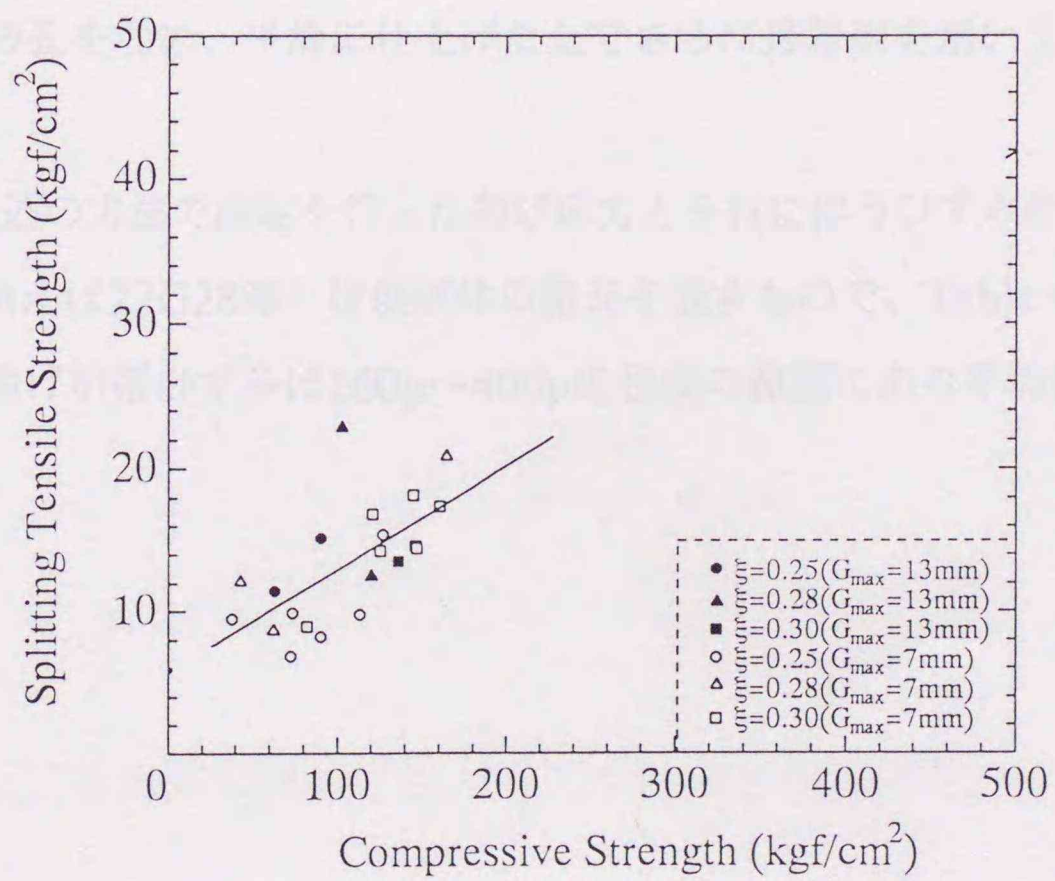


Fig. 4.8 割裂引張強度 f_t と圧縮強度 f'_c の関係

4. 5 終局曲げ引張ひずみの挙動

曲げ試験時の引張縁における終局引張ひずみの挙動について検討した。

引張ひずみの値は、ポーラスコンクリートの引張における破壊に対して破壊基準を与えるものであり、第5章以降の凍害劣化の検討に必要な値でもある。

引張破壊時の挙動を正確に把握するためには、純粋な引張試験によって検討を行う必要がある。しかしながら、純引張試験は技術的に非常に困難であり、また測定方法にも非常に精度が要求される。このようなことから、本研究では $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ の供試体を用い、曲げ試験によって引張縁に発生する引張ひずみを引張破壊時のひずみの値として用いることとした。

支点中央で確実に破壊を生じさせるため、試験は1点荷重によって行い、荷重点つまり支点中央部底面の中心部にポリエステルの箔ひずみゲージ(30mmゲージ)を貼り付け、曲げ荷重と引張縁のひずみの測定を行った。3等分点荷重によって、支点中央部に予めノッチをいれることにより支点中央での破壊を起こさせる方法も検討したが、応力集中等の力学的挙動が不明な点もあり、支点中央に荷重する方法で行った。ポーラスコンクリートはその多孔性のため、ひずみゲージの接着が困難となることが予想され、予め大ひずみゲージ用ポリエステル系の接着剤を用いてゲージ接着面の孔を埋め、平滑に仕上げた上でさらに接着剤を用いてゲージの貼り付けを行った。

Fig. 4.9は上述の方法で測定を行った曲げ応力とそれに伴うひずみの関係である。図中の記号(例えば22G28等)は供試体の諸元を表すもので、Table 4.2に示す通りである。終局曲げ引張ひずみは $160\mu \sim 400\mu$ の程度の範囲にあり平均値は 280μ である。

Table 4.2 曲げ試験によって引張ひずみを計測した供試体の配合諸元

No.	W/C	ξ^*	s/a	$G_{\max}$ (mm)	Addmixture	Permeability (cm/s)	Ultimate Tensile Strain
22M28	0.22	0.28	0	13**	-	0.79	250×10^{-6}
22G28	0.22	0.28	0	7	-	0.88	400×10^{-6}
22G28S	0.22	0.28	0	7	Silica Fume***	1.06	320×10^{-6}
22G28R	0.22	0.28	0	7	Rice Hask Ash***	1.32	160×10^{-6}
36C28	0.28	0.36	0	13	-	1.09	250×10^{-6}
36G28	0.28	0.36	0	7	-	0.19	240×10^{-6}
36S28	0.28	0.36	0.3	7	-	0.04	350×10^{-6}

* ξ : セメントペーストと骨材の容積比

** 6号砕石と7mmの丸砂利を容積で6.5:3.5で混合したもの

*** 15%の置換

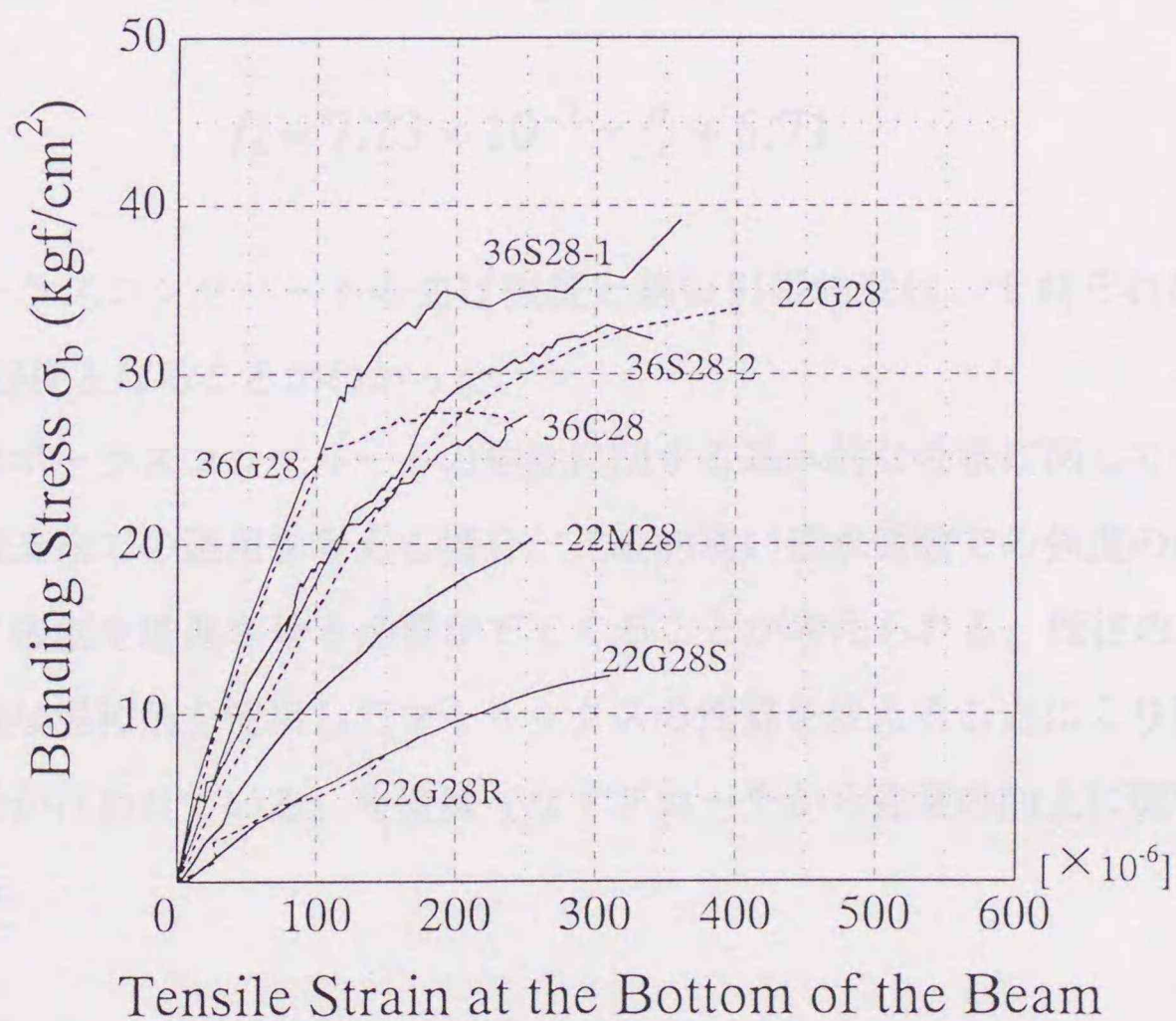


Fig. 4.9 曲げ応力と引張縁の引張ひずみの関係

4. 6 本章のまとめ

本節では、ポーラスコンクリートの強度に関する実験結果によってわかったことに関して述べる。

(1) 透水係数が0.5cm/s程度より小さい値では、圧縮強度は200~300kgf/cm²程度が確保できるが、1.0cm/s程度になるとおよそ100kgf/cm²となり、透水係数の増加とともに既往の他の研究^{1, 3, 4, 5)}と同様に圧縮強度が低下することが確認された。実構造物にポーラスコンクリートを用いる場合、必要な強度に対応する透水係数の範囲が存在すると考えられる。

(2) 本研究では圧縮強度 f'_c と弾性係数 E_c 、曲げ強度 f_b 、割裂引張強度 f_t の関係は次式のようになった。

$$E_c = 2.54 \times 10^3 \times f'_c{}^{0.81} \quad (4.1)$$

$$f_b = 0.109 \times f'_c + 6.738 \quad (4.2)$$

$$f_t = 7.23 \times 10^{-2} \times f'_c + 5.71 \quad (4.3)$$

(3) ポーラスコンクリートの曲げ強度と割裂引張強度は、それぞれ圧縮強度の1/7、1/10程度となることがわかった。

本章ではポーラスコンクリートの強度に関する基本的な性状に関して検討を行ったが、実構造物での適用を考える場合、比較的高い透水係数での強度の向上を含めて全体的に強度を増進させる必要がでてくることが考えられる。既往の他の研究⁵⁾でも、特殊な混和剤を使用してマトリックスの性質を変えることにより強度を向上させる検討が行われている。今後様々なアプローチから強度の向上に関する研究が必要である。

第5章 透水性コンクリートの耐凍害性

5.1 概要

透水性コンクリートは寒冷地においては凍害に対する対策が必要となる。特に水分補給が大きい場所あるいは水の作用の挙動に対して注意する必要がある。通常のコンクリートの場合の凍害による劣化はEntrained-Airをマトリックス中に導入することにより抑えられ、また限界飽水度説^{23), 24)}ではマトリックスの空隙中に存在する水分をある値以下に制御する事によって劣化を抑えられる。

このようなことから、一般のコンクリートに対してはAE剤を使用することが原則となっており¹¹⁾、また水分の供給作用を防ぐ事が凍害に対する防御策となる。

しかしながら透水性コンクリートは水を通すという性質から、使用環境では一般のコンクリートに比べて水分の作用がはるかに多い事が想像される。現在までは透水性コンクリートの用途として最も多く使われているものは、雨水等を排水する下水管や浸透升など土中に埋設するもので、凍結深以下に設置されるのが普通であるので凍害は一般に問題にならない。しかし現在使用例が増加している透水性舗装、透水性インターロッキングブロックあるいは透水性側溝などにおいて、今後さらに地表部や水辺にさらされる構造物に用いられる可能性は大きい。寒冷地ではこれに伴って凍結による影響に対して対処する必要がある。

一般にコンクリートの凍害はT.C.Powersの水圧説²⁴⁾によれば、マトリックス中の水分が凍結する時に約9%膨張する事によって生じる水圧によって劣化が引き起こされ、飽水度、凍結・融解の回数と凍結速度等に比例する。またV.P.Grubleの説²⁵⁾によれば、氷の線膨張係数はセメントペーストのその約5倍であるので、凍結時に氷は収縮し劣化作用は生じないが未凍結水が空隙中に集積して氷結し、温度上昇時の融解時にその線膨張係数差によって空隙周囲のセメントペーストに氷圧を与え、凍害を発生させる。

透水性コンクリートの場合も、これらのパラメータが凍害に影響する事も考えられるが、透水性コンクリートは一般のコンクリートに比べて遥かにその空隙量は多く、また空隙の径も大きく、マトリックス（セメントペースト）中の水分による劣化で説明される一般のコンクリートの凍害の形態とは異なる可能性がある。

透水性コンクリートを実構造物に用いる場合、用途、設置場所によって水分供給

の度合いによって状況は異なる。したがってまた透水性コンクリートがおかれる水分環境の違いによる試験法によって劣化の様相も違ってくると考えられる。

本章では透水性コンクリートの凍害による劣化に対して、各種環境を想定した凍害劣化に関する実験結果について検討する。

5. 2 透水性コンクリートが適用される環境の分類

透水性コンクリートが用いられる設置環境を想定し、透水性コンクリートに供給される水分の度合い、また凍害を受ける可能性つまり供給される水分の凍結する可能性などによるその環境の分類について説明する。

自然環境において水分は必ず存在するが、一般のコンクリートの凍害に対する環境条件はその構造物がおかれる場所によって分類が行われている。¹¹⁾

透水性コンクリートはその性質上一般のコンクリートよりも遥かに水分にさらされる機会が多く、環境条件として外気温が0℃以下になる可能性があり且つ何らかの形で水分が供給される場合には凍害を受ける可能性がある。また、その場合水分が透水性コンクリートの空隙中に滞留するか否かが凍害に対して大きく影響するものと考えられる。水分環境の違いによって整理するとTable 5.1のようになり、また部材の凍結状態で分類するとTable 5.2のようになる。

Table 5.1 水分環境状態による分類

設置場所	構造物例	水分環境条件	記号
地中	排水管、浸透升、埋設護岸など	地下水の供給がある	UGR
河川、湖沼、海岸	護岸構造物や水制など	浸水している部分がある	WTR-A
		汀線付近などの水際	WTR-B
地表面付近	透水性舗装、透水性インターロッキングブロック、透水性側溝など	排水が良好でない	SGR

Table 5.2 凍結状態による分類

記号	凍結状態
CF	凍結線より十分後方に部材があり、完全に凍結している場合
PF	部材が凍結線近傍にあり、凍結部と未凍結部が部材内に共存する場合

Table 5.1とTable 5.2の要素が組み合わされることにより、透水性コンクリートに対して凍害を生じさせる恐れのある環境要因が成立すると考えられる。

5. 3 透水性コンクリートの耐凍害性挙動に関する実験

5. 3. 1 散水方式

歩道あるいは側溝などのように、春先の融解時での雪解け水が再び凍結することによってコンクリートに凍害の損傷がみられることがある。この状態をシミュレートするために、凍結状態のコンクリートに散水して融解させる実験を行った。

5. 3. 1. 1 実験方法

供試体は以下の種類のものを用いた。

混和剤（起泡剤、高性能AE減水剤）により透水性をもたせた気泡コンクリート、および骨材の粒形操作により構造的に空隙を作り透水性をもたせたポーラスコンクリートを透水性コンクリートの供試体として用いた（以降、前者を気泡コンクリート、後者をポーラスコンクリートと称する）。気泡コンクリートに対しては、高性能AE減水剤を比較的安定した気泡の導入および空気量増大によるマトリックスの弱化をできるだけ押さえることを目的として用いた。また、 $W/C=50\%$ 、空気量4.1%の通常のAEコンクリートに於いても測定を行った。凍結融解試験用供試体は $10\times 10\times 40\text{cm}$ の角柱を用い、供試体の中心部長軸方向に温度、ひずみ共に測定可能なカールソンの埋めこみ式ひずみゲージを設置した。ならびに同様のゲージをポーラスコンクリート供試体長軸方向の外側対面に、専用アダプターを用いて設置し表面付近のひずみを測定した。なお、以降において各々を埋めこみゲージ、外付けゲージと称する。Table 5.3に供試体概要、Fig. 5.1とFig. 5.2にゲージの設置法をそれぞれ示す。

また本実験では、ポーラスコンクリートのマトリックスの靱性を高めるために鋼繊維を用いる事を検討した。鋼繊維はポーラスコンクリートの空隙構造の性質より両端にフックを有するものが効果的であると考え 0.5ϕ 、30mmのフック付結束型を用いた。また混入率を決定するにあたって試験練りを行い、ポーラスコンクリートが十分にその空隙構造を維持できるセメントペーストの量、単位水量、ワーカビリティ等の検討より鋼繊維混入率 $V_f=0.5\%$ 前後を基準と考え、鋼繊維混入、無混入の差異を検討するため鋼繊維ポーラスコンクリートに対し混入率を一律0.5%とした。

コンクリートの凍結融解作用による劣化は、氷晶や未凍結水が何等かの形でマト

リックスに対し（あるいはマトリックス中で）影響を及ぼす事によるものである。本実験ではポーラスコンクリートの空隙構造（連続空隙構造）中の空隙壁に撥水作用を施す事により、マトリックスに対する新たな水分の供給を絶つ事により劣化の促進を抑えることも試みた。撥水剤の種類については、連続空隙に浸透しやすい事、ならびに空隙壁に確実に撥水層を形成する事を想定しシラン系浸透型のものを用いた。なお鋼繊維と同様に、撥水剤を使用することによる劣化の差異を検討するために撥水剤の種類を一種類に限って検討を行った。

以上鋼繊維と撥水剤を用いた供試体についてもTable 5.3に示す。

供試体は材令14日（AEコンクリートは早強セメント使用のため7日）で低温室に搬入した。低温室内における温度変化は供試体内温度約13℃～-21℃で、24時間を1サイクルとした。低温室内の温度変化をFig. 5.3に示す。この実験方式は融解時に散水方式により供試体に水分を供給するものである。Fig. 5.4に実験装置を示す。

Table 5.3 散水方式の実験に用いた供試体概要

Type	Specimen Name	Permeability (cm/s)	Type of Strain Gauges	Measuring
AE Concrete	AC	-----	Embedded	Strain, Temperature
Cellular Concrete	CC	10^{-7}		
Porous Concrete	PC1	0.01	Outside	Strain, Temperature, Dynamic Modulus of Elasticity, Weghit Loss
	PC2	0.5		
	PC18	0.3	Embedded	
	PC19	0.02		
Steel Fiber Reinforced Porous Concrete	SPC1	0.01	Outside	
	SPC2	0.5		
Water-repellent Porous Concrete	WPC1	0.01	Outside	
	WPC2	0.5		

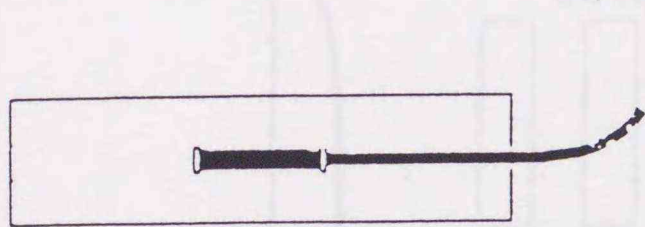


Fig. 5.1 埋め込みゲージ

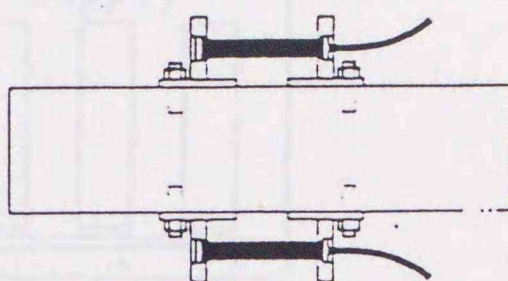


Fig. 5.2 外付けゲージ

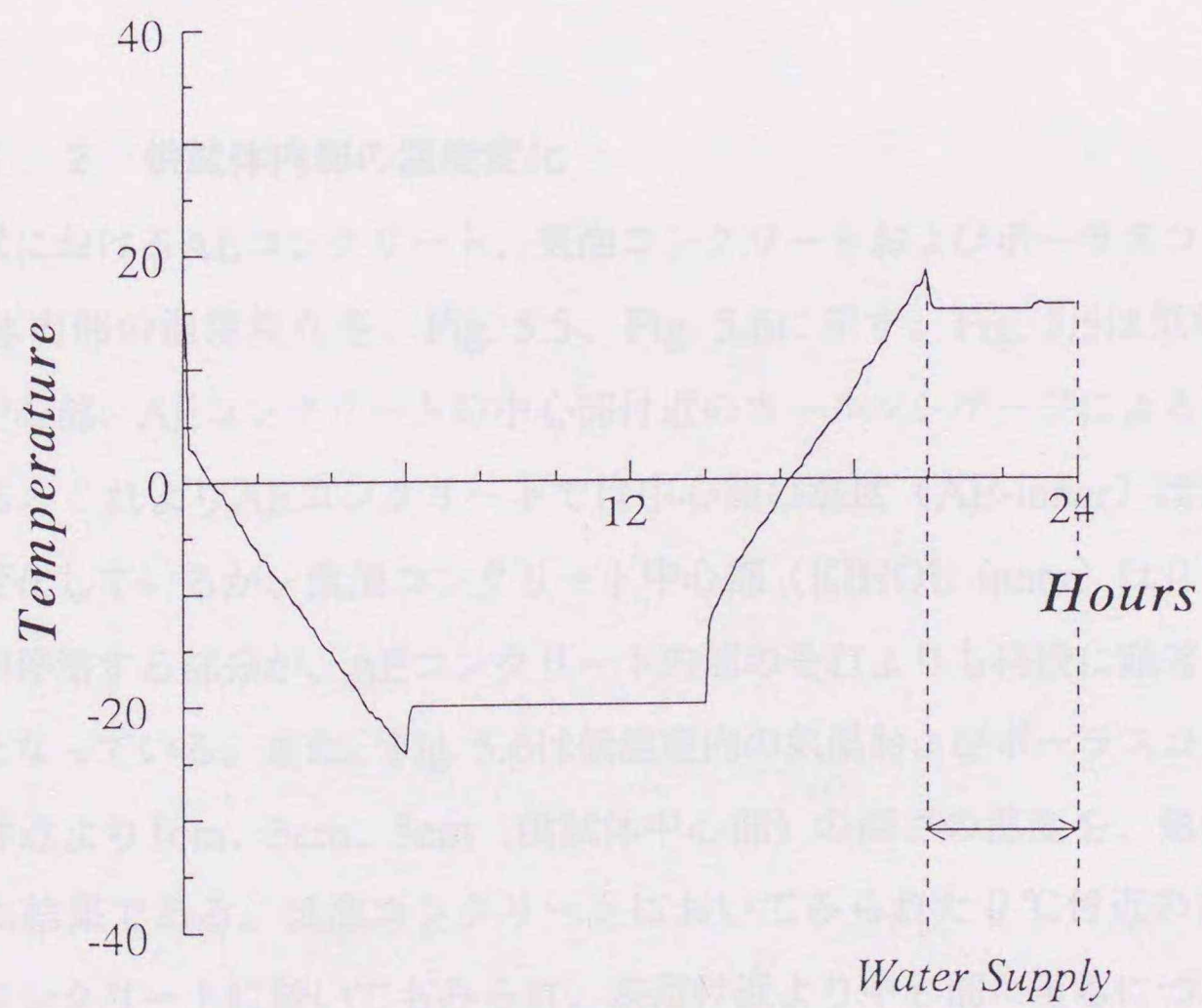


Fig. 5.3 低温室内の温度変化

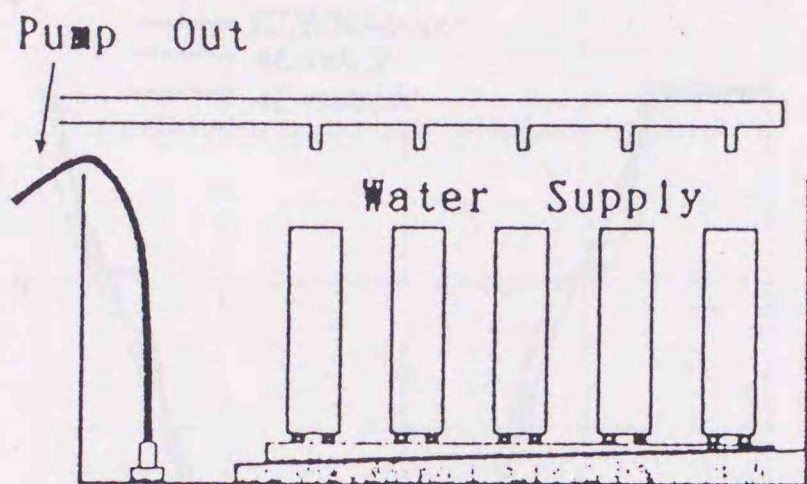


Fig. 5.4 散水方式の実験装置

5. 3. 1. 2 供試体内部の温度変化

散水方式におけるAEコンクリート、気泡コンクリートおよびポーラスコンクリートの供試体内部の温度変化を、Fig. 5.5、Fig. 5.6に示す。Fig. 5.5は気泡コンクリートの中心部、AEコンクリートの中心部付近のカルソメーターによる温度測定結果である。これよりAEコンクリートでは中心部の温度（AE-inner）はほぼ一定の傾きで変化しているが、気泡コンクリート中心部（KIHOU-inner）は0℃付近で温度変化が停滞する部分が、AEコンクリート内部のそれよりも格段に顕著であり特異な結果となっている。また、Fig. 5.6は低温室内の気温およびポーラスコンクリートの表面付近より1cm、3cm、5cm（供試体中心部）の深さの温度を、熱電対により測定した結果である。気泡コンクリートにおいてみられた0℃付近の挙動は、ポーラスコンクリートに於いてもみられ、表面付近より中心部に至るにつれてこの挙動が顕著になっている。外気温と深さ1cmの点で温度差が生じるのは熱伝導率の問題が影響していると考えられる。なおFig.5.6中の3cmと5cmの温度測定結果はほ

ほぼ同程度の値をとっている。

このように透水性コンクリート内部では、温度降下時および上昇時共に 0°C 付近で温度変化が停滞する部分が顕著となることがわかり、コンクリート中の水分の凍結、融解時の潜熱や供試体自身の熱的性質がかなり影響しているものと考えられる。

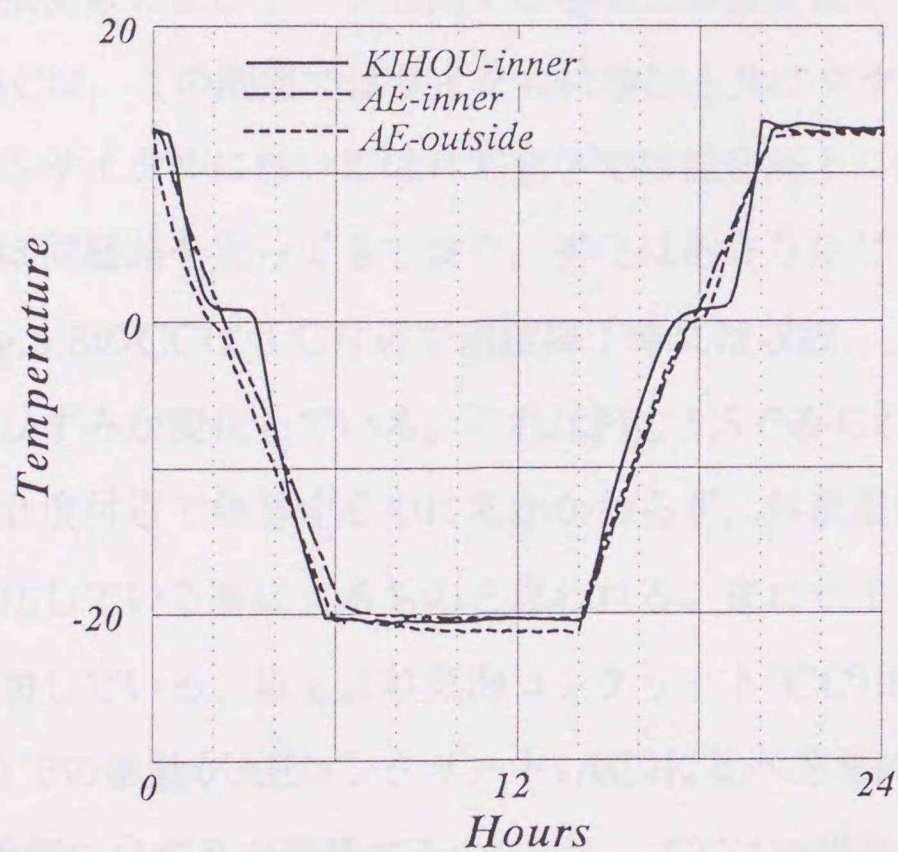


Fig. 5.5 AEコンクリートと気泡コンクリートの供試体内部温度

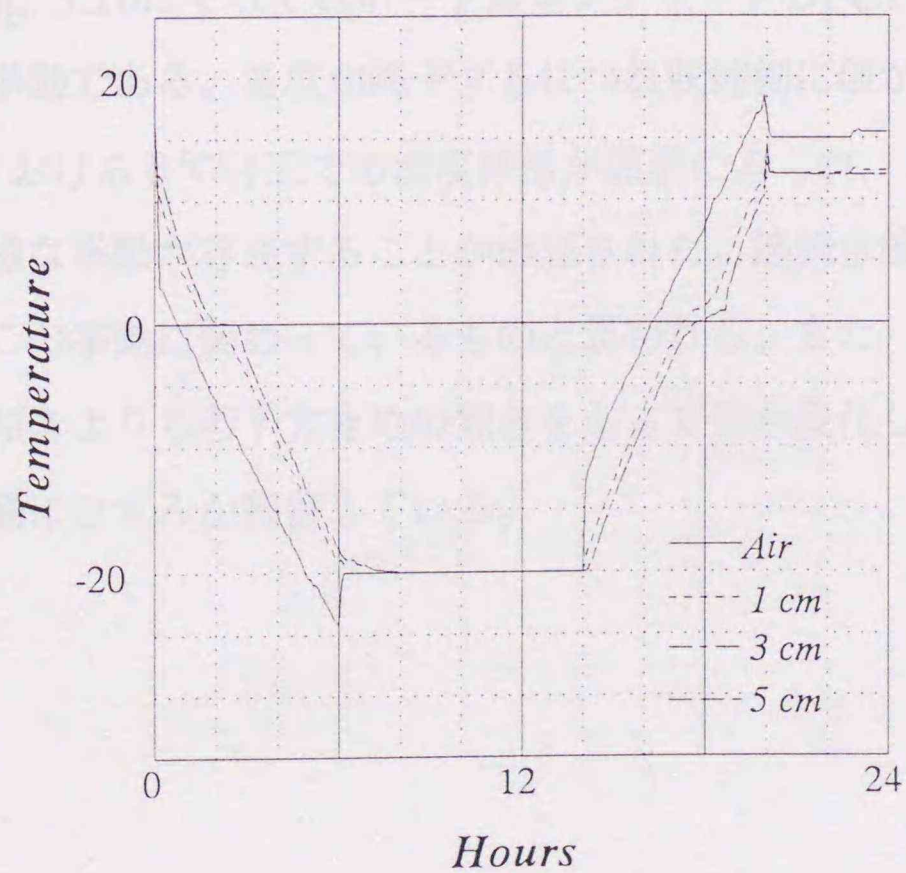


Fig. 5.6 ポーラスコンクリートの供試体内部温度

5. 3. 1. 3 内部変形挙動

埋めこみゲージによってひずみ測定をおこなった結果について説明する。

Fig. 5.7、Fig. 5.8は、散水方式における埋めこみゲージによる普通のAEコンクリート(AC)と気泡コンクリート(CC)のひずみ測定結果である。各々、コンクリートの線膨張係数およびゲージに関する各補正係数を以って処理した値である。Fig. 5.7よりACは、この測定ではサイクルの増加と共にやや収縮側にひずみが移動しているが、各サイクルに於いては 0°C 以下では温度降下に伴い収縮を生じ、温度上昇と共にほぼ同経路を戻ってきており、劣化はあまり生じていないものと思われる。また、Fig. 5.8のCCは 0°C 付近で温度降下時には収縮、上昇時には膨張側に温度一定のままひずみが増加している。これはFig. 5.5でみられたように、供試体内部の温度変化が 0°C 付近で停滞するのにもかかわらず、外気温は変化しておりひずみはそれぞれ変化している事によるものと思われる。またサイクル増加と共に膨張側にひずみが増加している。以上より気泡コンクリート(CC)は内部ひずみの挙動において、 0°C 付近での挙動がAEコンクリート(AC)に比べ非常に顕著になる事、またACはやや収縮側にひずみが遷移するのに対し、CCは膨張側に増加する事がわかった。

Fig. 5.9、Fig. 5.10はそれぞれポーラスコンクリートのPC18、PC19の1～48サイクルのひずみ挙動である。温度が降下するにつれ収縮側に値が変化し、気泡コンクリート(CC)における 0°C 付近での温度停滞が顕著にみられ、ポーラスコンクリートにおいても同様な挙動が存在することが確認された。連続空隙内の氷晶形成による潜熱の影響がこの挙動に関わっているものと思われる。また、温度上昇時には、降下時の経路の傾きよりも若干大きめの傾きをもって値が変化し、サイクルが進むにつれ若干膨張側にひずみが残留している。

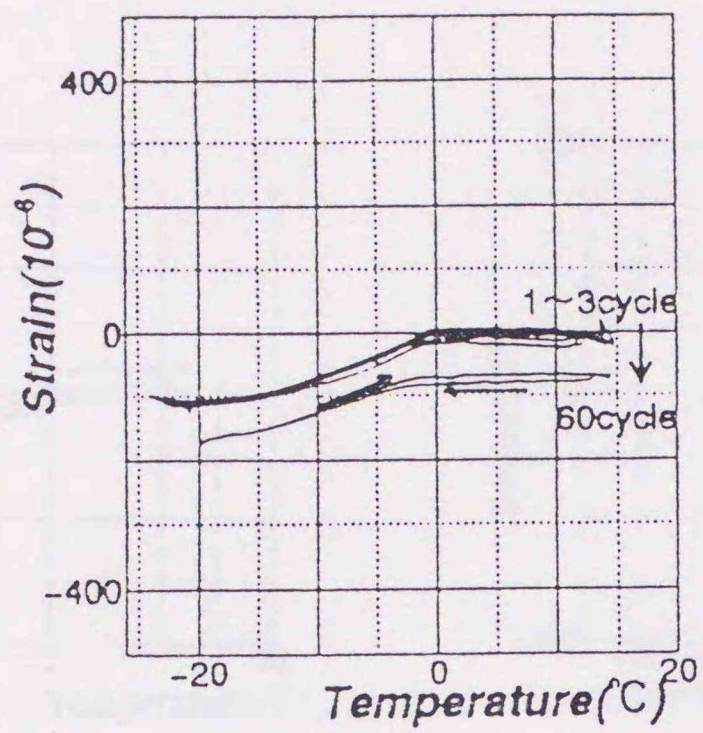


Fig. 5.7 AEコンクリート(AC)の内部ひずみ挙動

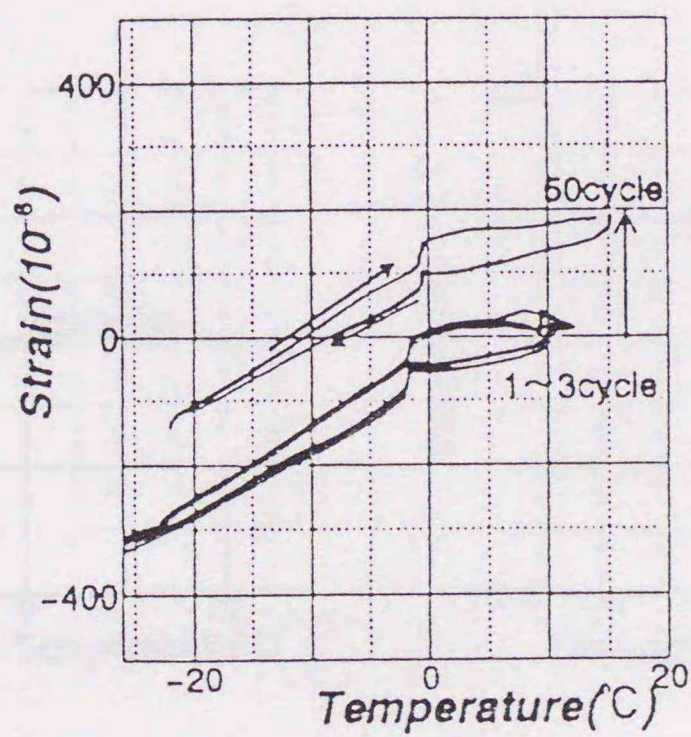


Fig. 5.8 気泡コンクリート(CC)の内部ひずみ挙動

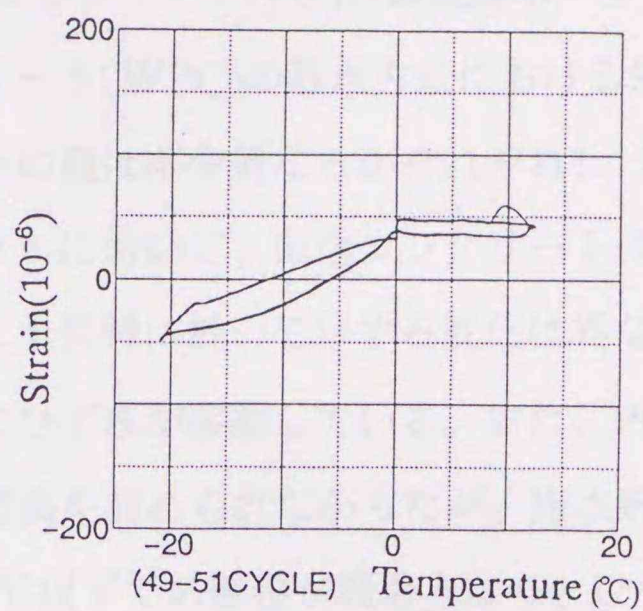
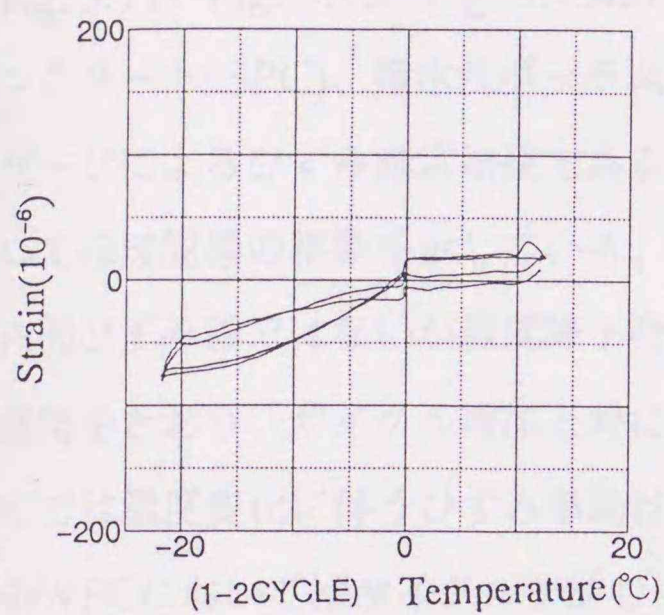


Fig. 5.9 ポーラスコンクリートの内部ひずみ挙動(PC18)

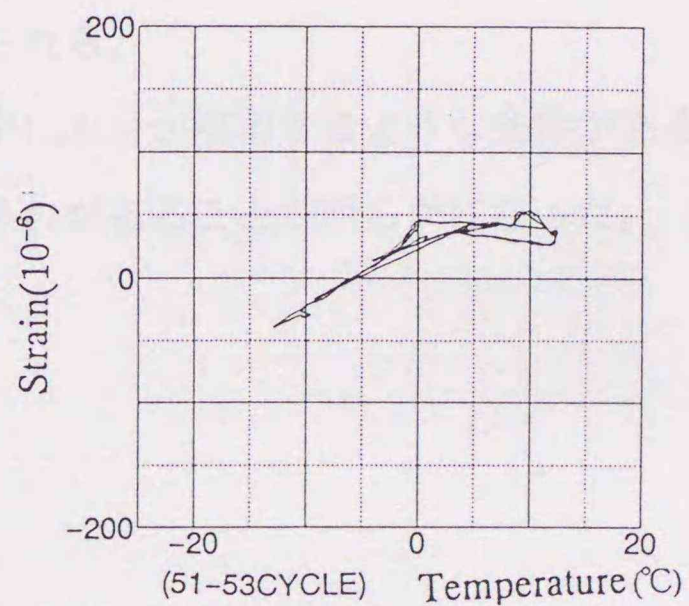
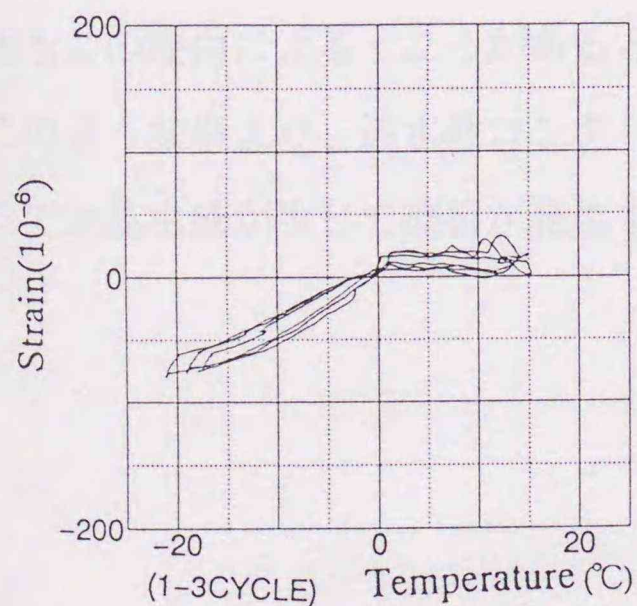


Fig. 5.10 ポーラスコンクリートの内部ひずみ挙動(PC19)

5. 3. 1. 4 鋼繊維ポーラスコンクリートと撥水性ポーラスコンクリートの

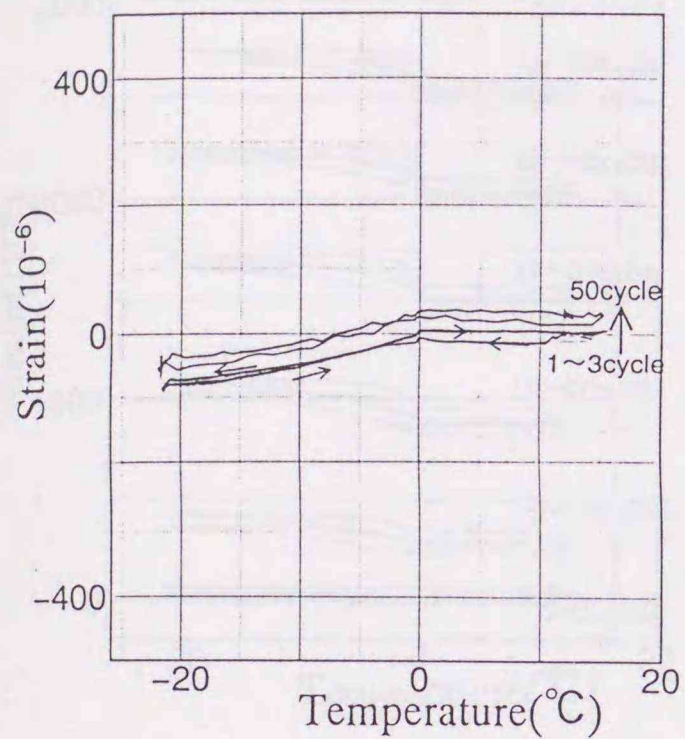
表層部変形挙動

外付けゲージによってひずみ測定を行った結果について述べる。

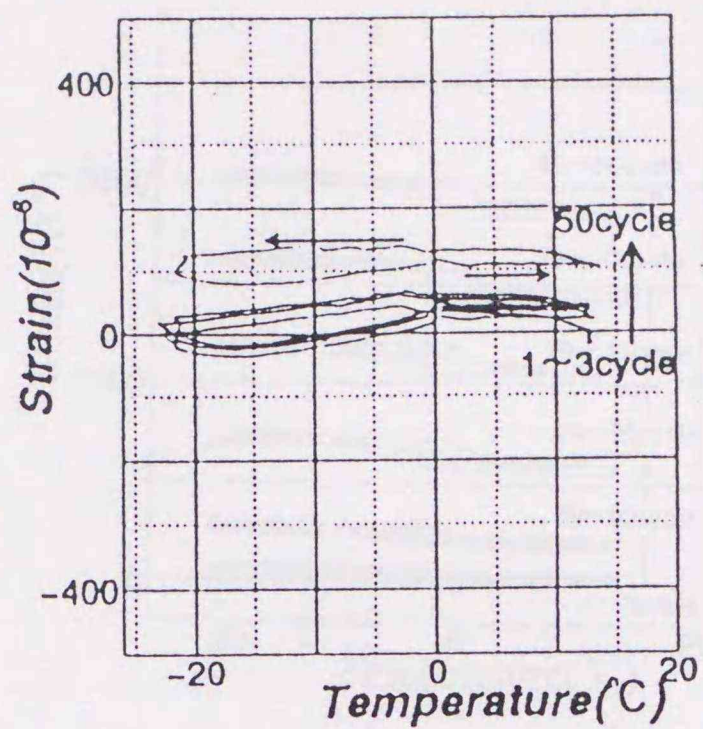
Fig. 5.11、Fig. 5.12、Fig. 5.13はポーラスコンクリート(PC)、鋼繊維ポーラスコンクリート(SPC)、撥水性ポーラスコンクリート(WPC)の散水方式における外付けゲージによるひずみ測定結果である。ひずみの値は多少異なるがそれぞれ1、2に於いてほぼ同様の挙動を示している。各サイクルにおいて、気泡コンクリート(CC)の内部ひずみ程ではないが温度降下時ならびに上昇時に於いてひずみ変化は異なった経路をとおり、サイクル増加と共に膨張側にひずみが移動している。また、PCとSPCでは温度変化に伴うひずみ挙動はあまり差異を認められなかったが、撥水剤使用のWPCにおいてはサイクルが進むに従い0℃以下での膨張が顕著となり、ひずみもPCとSPCに比べて値は非常に大きなものとなっている。

この挙動は、水分が凍結する際に生じる膨張によって生じるものである可能性がある。ALC(Autoclaved Lightweight Concrete)における凍害の研究²⁶⁾での撥水ALCの耐凍害性に関する説明では、撥水剤を用いることによってコンクリート中の水分は、小さな空隙からより大きな空隙への移動は容易になるが、移動した空隙の周囲にその空隙に比べて小さい空隙しかない場合は水分移動が行われず、その空隙に水分がとどまることによって劣化を生じると説明されている。本実験でのWPCの結果もこの理由によるところがあると考えられる。

このような事より、透水性コンクリート中に水分が滞留するような条件があると、そこで氷晶生成が生じて凍害が発生するおそれがあることが明らかになった。

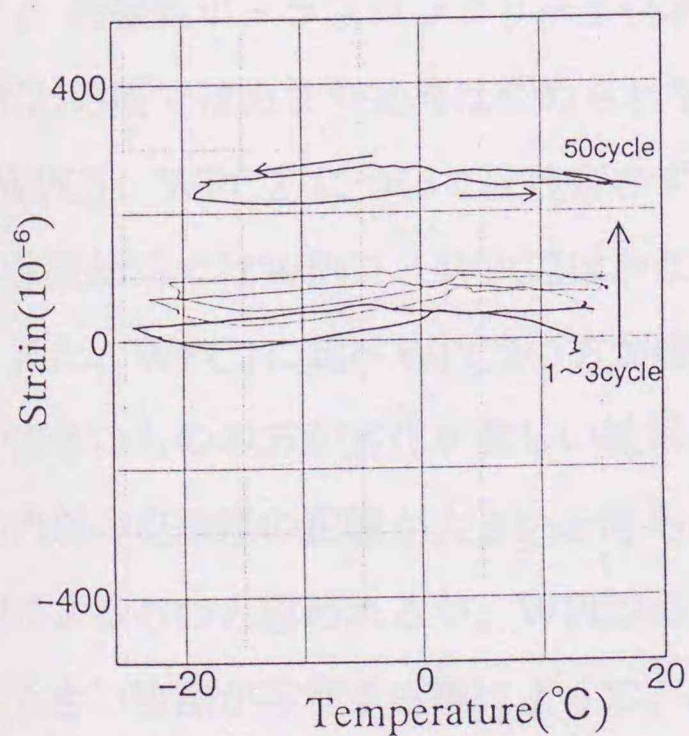


PC1

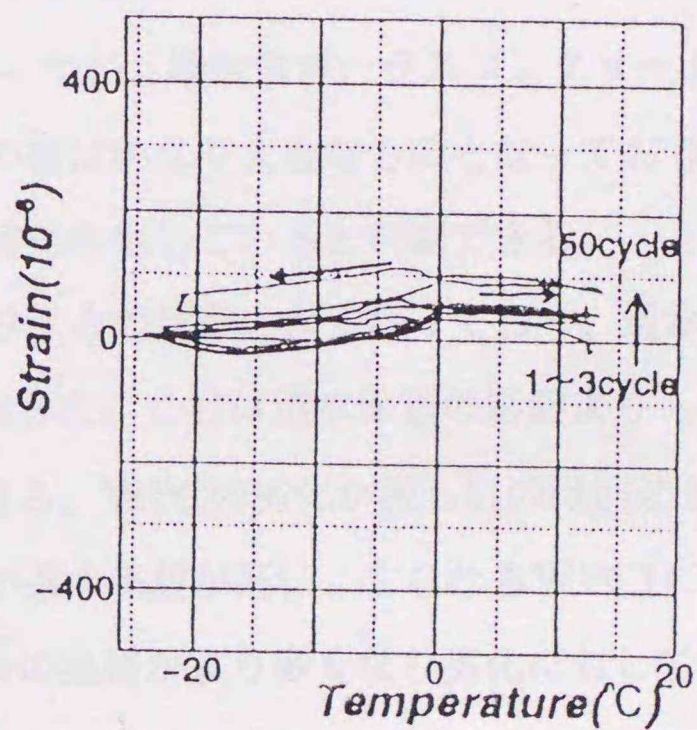


PC2

Fig. 5.11 ポーラスコンクリートの表層ひずみ挙動

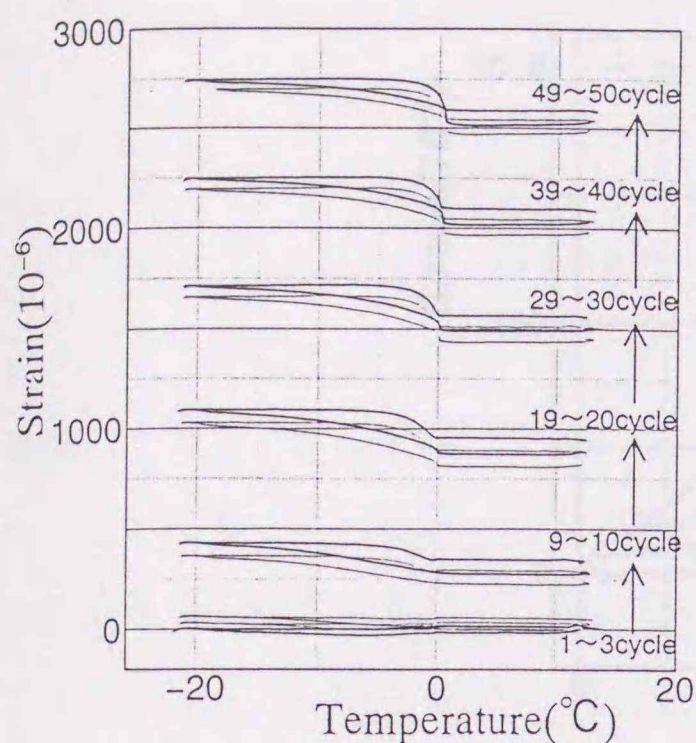


SPC1

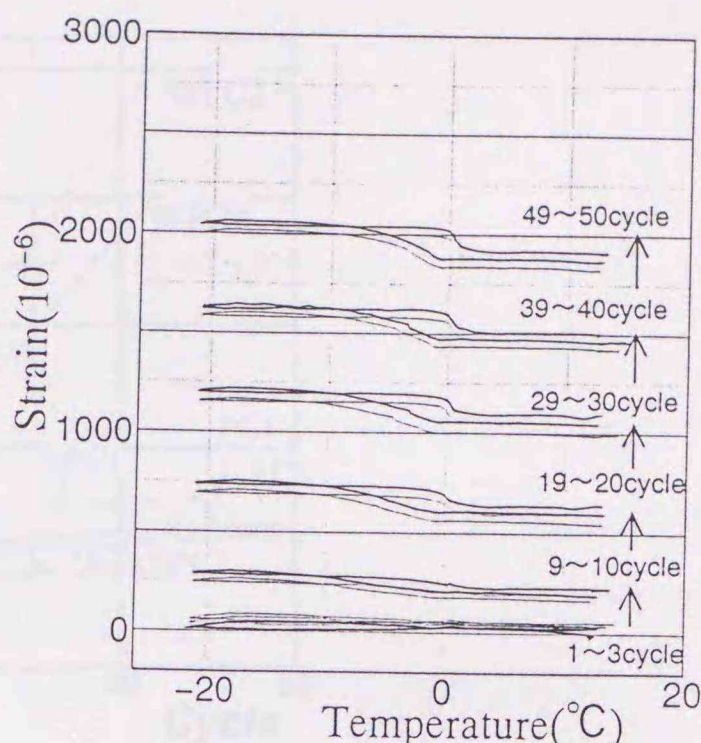


SPC2

Fig. 5.12 鋼繊維ポーラスコンクリートの表層ひずみ挙動



WPC1



WPC2

Fig. 5.13 撥水性ポーラスコンクリートの表層ひずみ挙動

供試体融解時における各サイクルでの表層部残留ひずみの推移をFig. 5.14に示す。鋼繊維ポーラスコンクリート(SPC1、SPC2)とポーラスコンクリート(PC1、PC2)の間ではあまり差異は認められなかったが、撥水性ポーラスコンクリート(WPC1、WPC2)については残留ひずみの値はかなり大きなものとなっており、この測定結果ではWPC1、WPC2はかなり劣化を生じていると判断できる。

また、WPC1に比べWPC2の方が残留ひずみの値が大きくなっており、透水係数が大きいものの方が劣化が激しい結果となった。これは透水係数の影響よりもむしろ内部の空隙径の影響が大きいと考えられる。WPCの劣化が激しいのは前述した理由によるものと思われるが、WPC2の方が透水係数が高い、すなわちWPC1に比べて大きい空隙が存在する事によって、水分の集積がより多くなり劣化に対して影響を及ぼしているものと考えられる。この場合は水分の集積しやすさが、凍害による劣化に影響を与えていることになる。

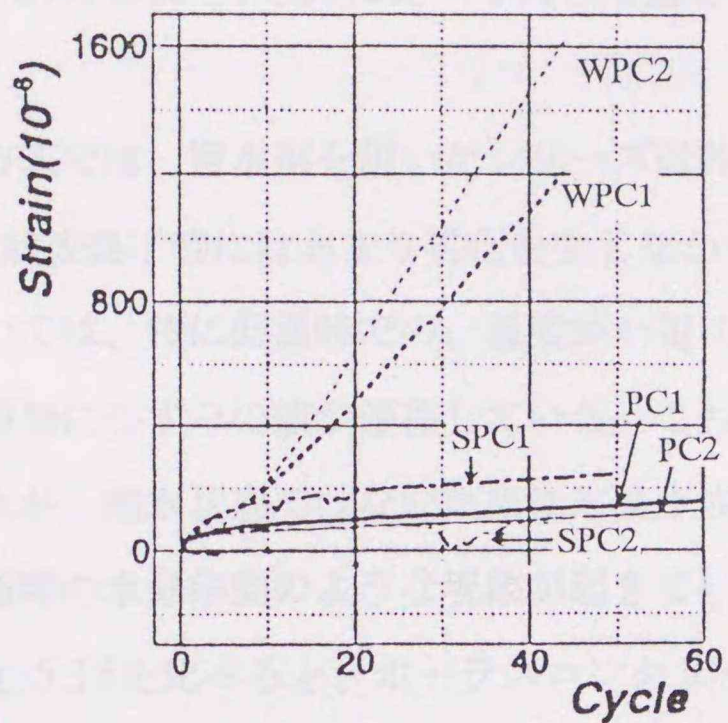


Fig. 5.14 表層部での残留ひずみ

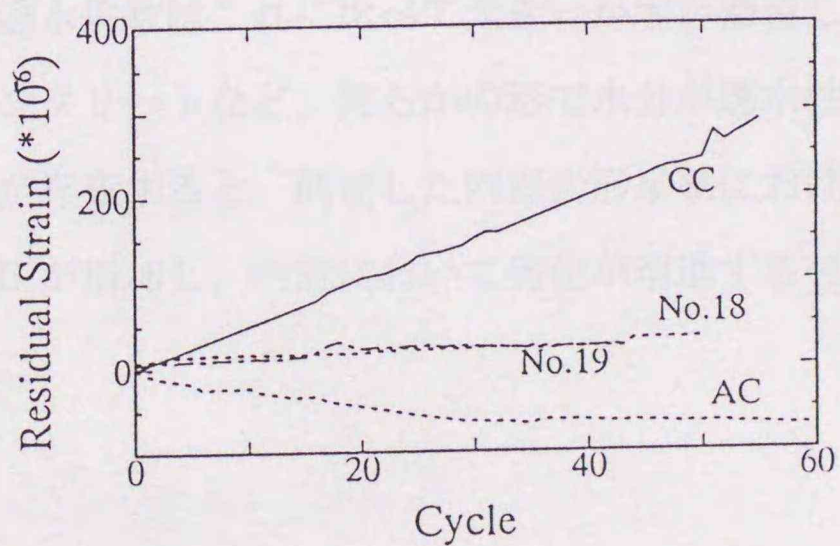


Fig. 5.15 内部での残留ひずみ

Fig. 5.15はAC、CC、PC18、PC19の埋め込みゲージ方式で測定した内部の残留ひずみである。ACはやや収縮気味ではあるが、ほとんど残留ひずみを呈せず劣化を生じていない。またCCはPC18とPC19に比べて大きな値を示しており、劣化が進行している。

本実験つまり散水方式では、撥水剤を用いたシリーズ以外のポーラスコンクリートの供試体は60cycle前後終了時にはあまり劣化を生じなかった。しかしながら各サイクルでの挙動においては、特に低温時での、温度が一定になる期間において、表層部、内部ともに収縮側にひずみの値が遷移している。これは最低温度に達しても存在している未凍結水が、飽水状態ではないために氷晶生成のため氷の側に移動する事による、乾燥収縮時の水分移動のような現象が起きていることが考えられる。

またFig. 5.14とFig. 5.15を比べると、ポーラスコンクリートの内部の残留ひずみの値は表層部に比べて小さい。これは内部では表層部に比べて拘束された空間で変形がおきているせいであると考えられる。また各サイクルでの内部変形挙動では、温度上昇時におけるひずみの経路の勾配が温度降下時に比べて急であり、融解時での変形の解放が表層部に比べて大きい。このことより内部では氷晶生成時の膨張により発生する水圧が存在すると考えられる。

本実験で用いた散水方式のような環境状態の場合、通常はポーラスコンクリートのような透水係数のオーダーでは水が空隙中に滞留しても凍結時に氷圧が発生するような飽水度にはならず、劣化は軽度である。しかしながら、透水係数が小さい気泡コンクリートや透水係数はこれに比べて大きい水が滞留していると考えられ、撥水性ポーラスコンクリートなど、何らかの形で水分が透水性コンクリート内にとどまるような状況が存在すると、前述した内部変形挙動における氷晶生成時の膨張圧やそれに伴う水圧が増加し、内部において劣化が増進する可能性が高くなることが予想される。

5. 3. 1. 5 相対動弾性係数と質量減少率

散水方式のポーラスコンクリートのたわみ振動数および重量を10サイクル毎に測定し、この実験環境下での相対動弾性係数、質量変化率により供試体を評価したものをFig. 5.16、Fig. 5.17に示す。相対動弾性係数、質量減少率共に特にWPC1、WPC2の劣化が見受けられる。また質量減少率の変化に比べて相対動弾性係数の変化が著しく、表面的な劣化よりも内部の劣化が進んでいるものと考えられる。また、Fig. 5.18、Fig. 5.19はそれぞれ相対動弾性係数、質量減少率の鋼繊維混入（PSC1、PSC2）と無混入（PC1、PC2）の比、撥水剤使用（WPC1、WPC2）と非使用（PC1、PC2）の比をとったものであり、鋼繊維混入と撥水剤使用の効果を表わすものである。質量減少率については影響はほとんど認められないが、動弾性係数についてはかなりの影響がある。鋼繊維については多少なりとも耐凍害性に対して効果があるものと思われる。しかし撥水剤においては劣化が激しくむしろ耐凍害性を損なう方向に働いている。これは前述したひずみの挙動に関する結果と同様である。

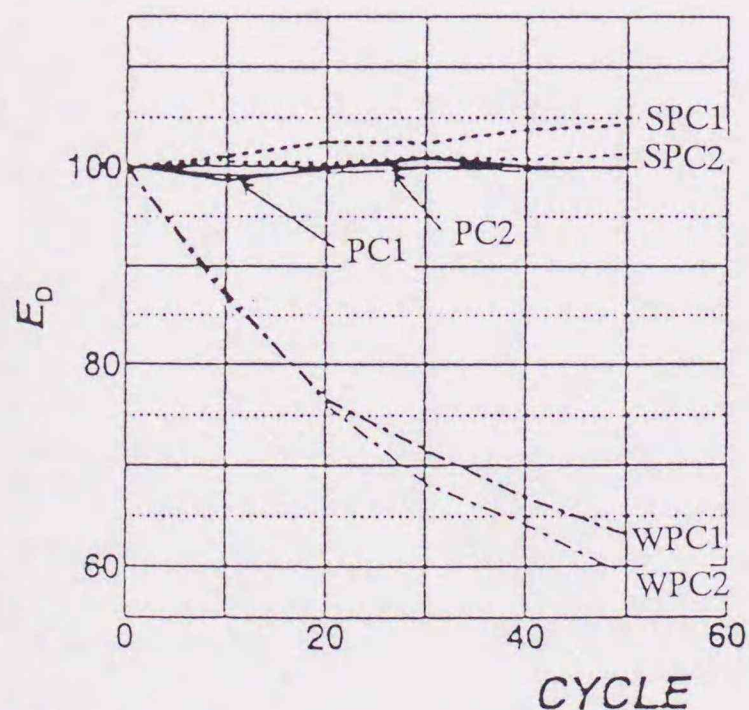


Fig. 5.16 相対動弾性係数

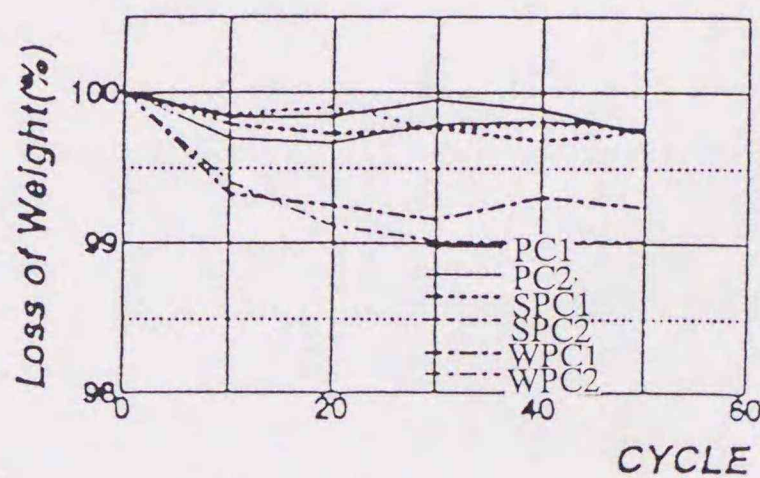


Fig. 5.17 質量減少率

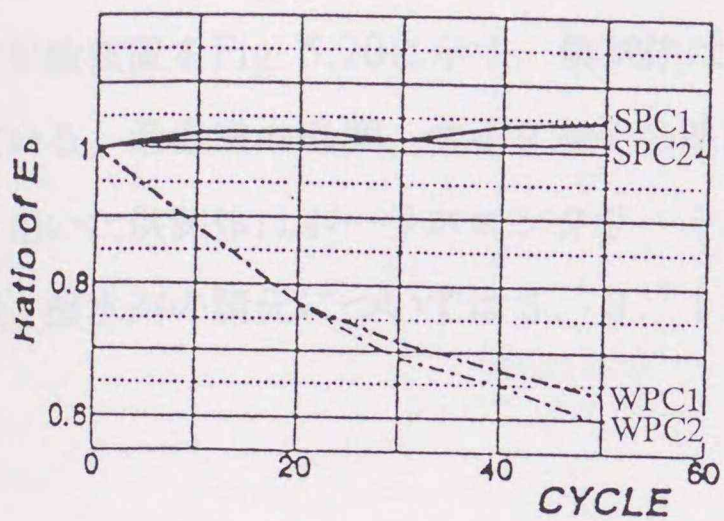


Fig. 5.18 相対動弾性係数の比

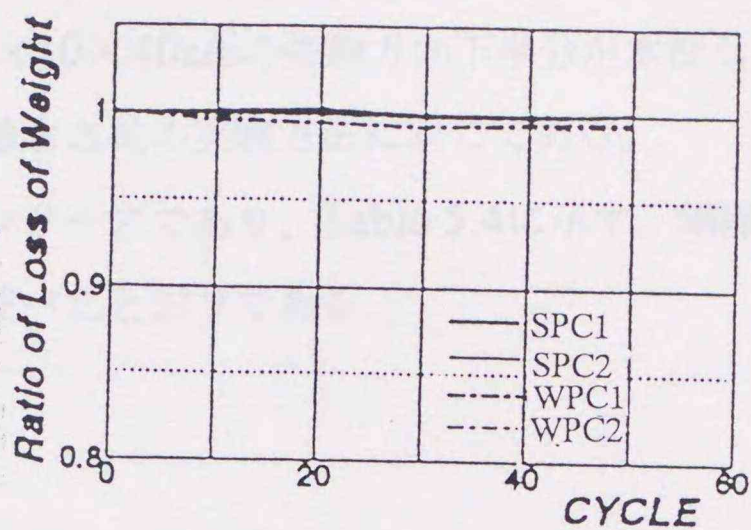


Fig. 5.19 質量減少率の比

5. 3. 2 Half Dry-wet 方式

地中にある構造物、舗装や側溝などで水はけの悪い状態、または水際にある構造物で水没する部分があるなどの場合、下層に飽和状態をなす水分があり、上部は乾燥して水分が下層から供給される場合がみられる。このような状態をシミュレートするためにプールの中に供試体を入れて実験を行うHalf Dry-wet方式を用いた。

5. 3. 2. 1 実験方法

実験装置をFig. 5.20に示す。供試体は $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ の長軸方向下半分が水没している。低温室内温度、サイクルその他は散水方式の実験方法に同じである。

用いた供試体はポーラスコンクリートのシリーズであり、Table 5.4に示す。鋼繊維と撥水剤の諸元については5. 3. 1に述べたとおりである。

Table 5.4 Half Dry-wet 方式に用いた供試体諸元

Type	Specimen Name	Permeability (cm/s)	Type of Strain Gauges	Measuring
Porous Concrete	PC17	0.5	Embedded	Strain, Temperature, Dynamic Modulus of Elasticity, Weghit Loss
	PC18	0.3		
	PC19	0.02		
	PC1	0.01		Dynamic Modulus of Elasticity, Weghit Loss
	PC2	0.5		
Steel Fiber Reinforced Porous Concrete	SPC1	0.01		
	SPC2	0.5		
Water-repellent Porous Concrete	WPC1	0.01		
	WPC2	0.5		

5. 3. 2. 2 供試体内部の温度変化

Fig. 5.21に本実験での供試体内部の温度の変化を示す。低温室内気温すなわち雰囲気中の温度は最低で -21°C まで下がっており、凍結時には水面下約5cm程度まで氷結している。実験装置底部には温床線を設置し供試体底面まで完全に凍結するのを防いでいる。これは先に述べたような下層部からの水の供給を断たないためである。

この実験方式では、水没している部分ではポーラスコンクリート中の空隙が水分で飽和されており、散水方式にくらべ空隙中の水分は多い。このような理由からも、雰囲気中は約 -21°C であるにも関わらず供試体の水面付近の温度は -10°C 程度までしか低下していない。

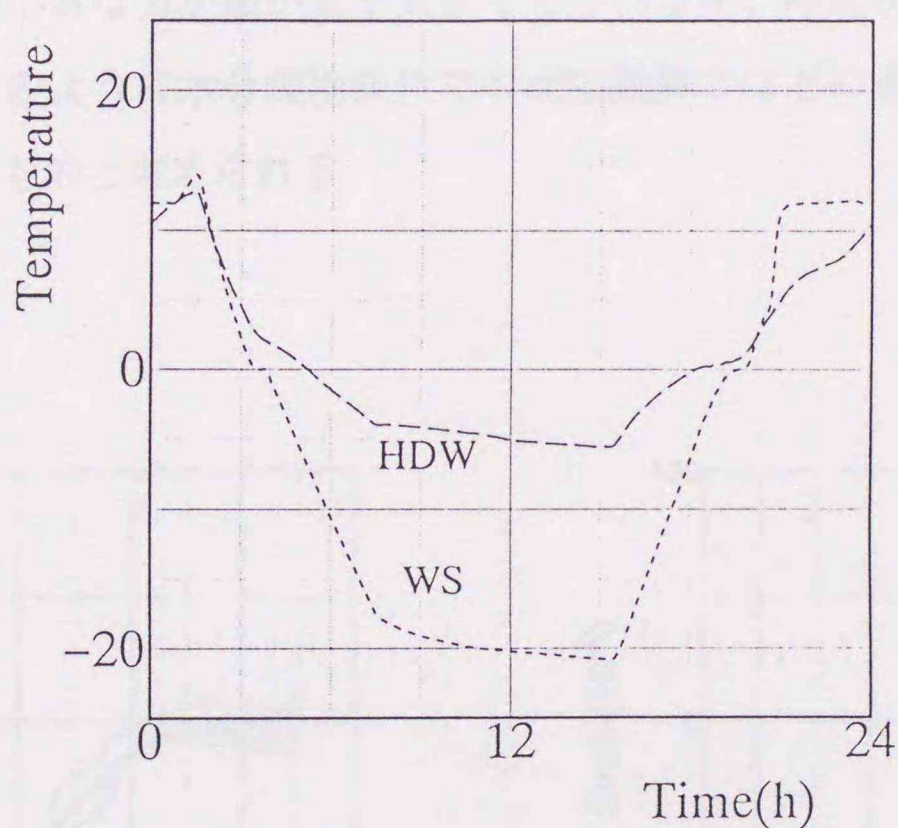


Fig. 5.21 供試体内部の温度変化

5. 3. 2. 3 内部変形挙動

Fig. 5.22、Fig. 5.23、Fig. 5.24は本実験での埋め込み式ゲージによるPC17、PC18、PC19のひずみ測定結果である。前述したように凍結時には水面下約5cm程度まで氷結しているが、カールソントイプゲージで測定した温度は約 -10°C までとなっている。おそらくこのために、ひずみの値は散水方式に比べ変化が小さくなっているものと考えられる。

各サイクルでの挙動は、 0°C 付近での温度停滞が散水方式のものと比較してそれほど顕著でないが、温度上昇時には、温度降下時の経路の傾きよりも若干大きな傾きをもって値が変化しており散水方式のものと同様である。また各サイクルでの融解時の同一温度（ 13°C ）でのひずみの値をとり、残留ひずみとして評価したものをFig. 5.25に示す。散水方式のものとは異なり、初期の段階では残留ひずみは収縮の方向に呈する傾向にある。その後徐々に膨張傾向になってくる。20サイクル前後までは透水係数の小さな方が値が若干大きくでているが、時間がたつにつれほぼ同様な値となり、このような水分環境条件での凍結融解ではどの透水係数のものもあまりかわりがないものと考えられる。

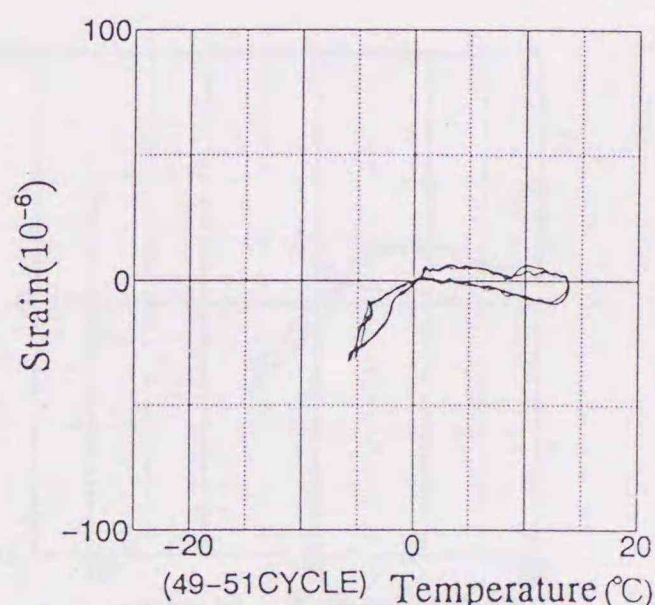
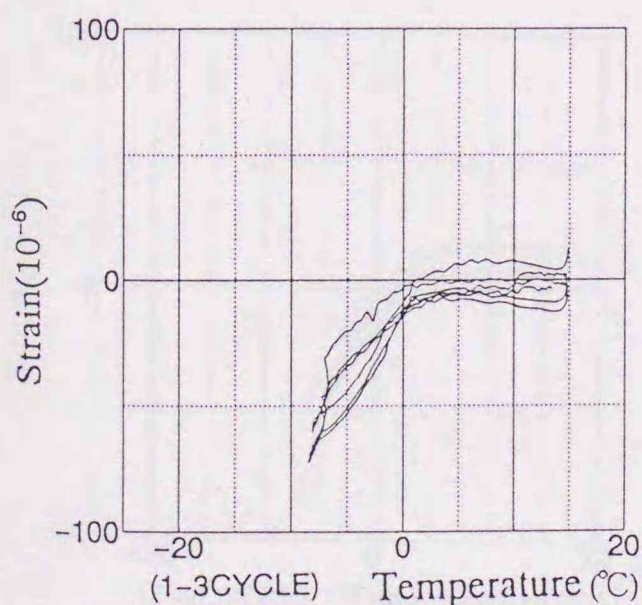


Fig. 5.22 PC17の内部挙動

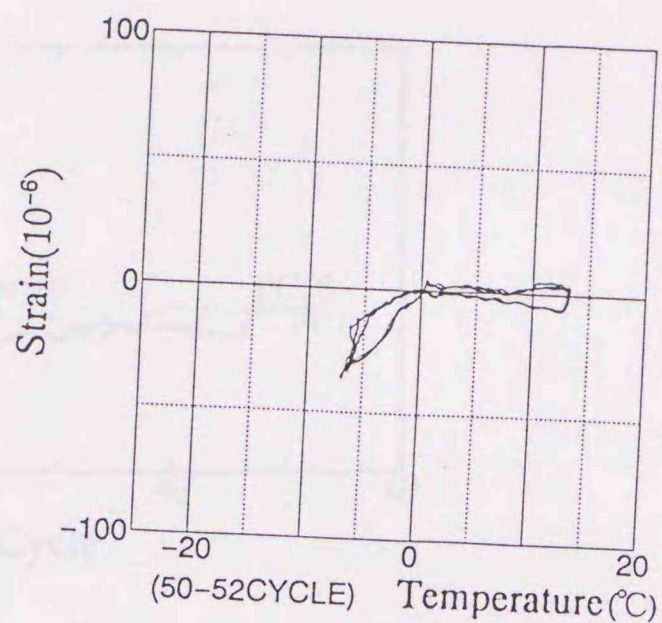
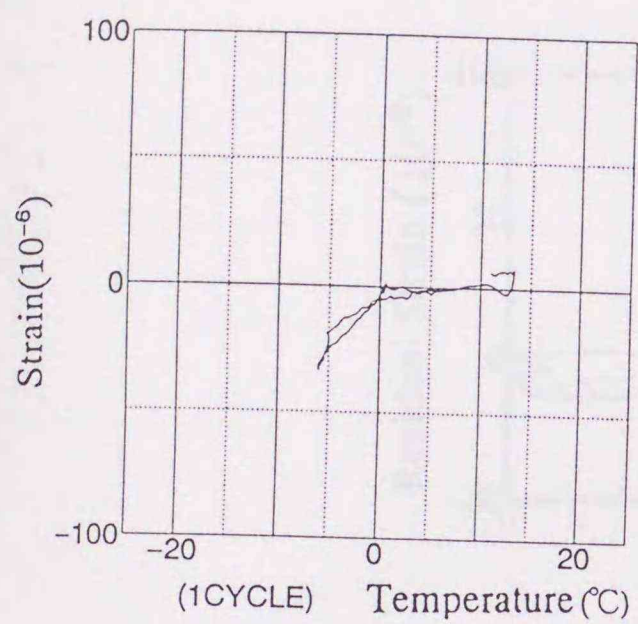


Fig. 5.23 PC18の内部挙動

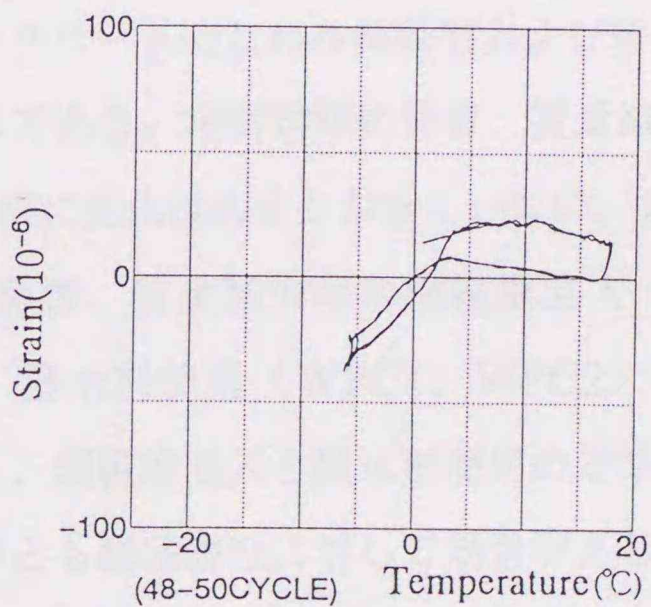
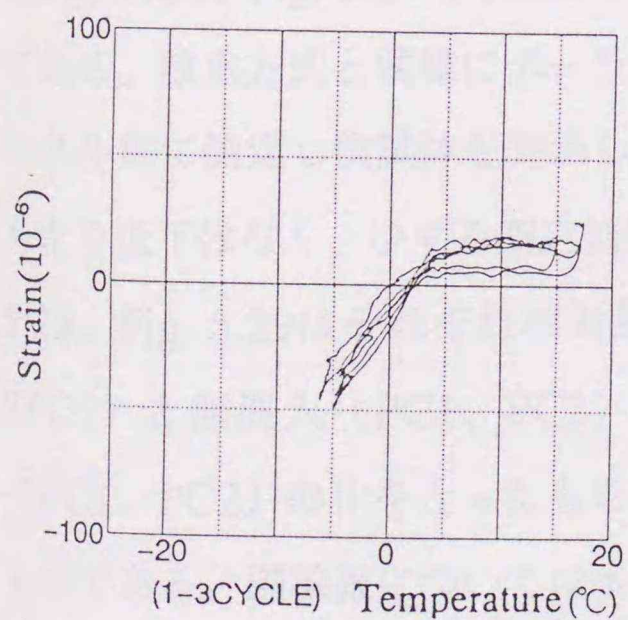


Fig. 5.24 PC19の内部挙動

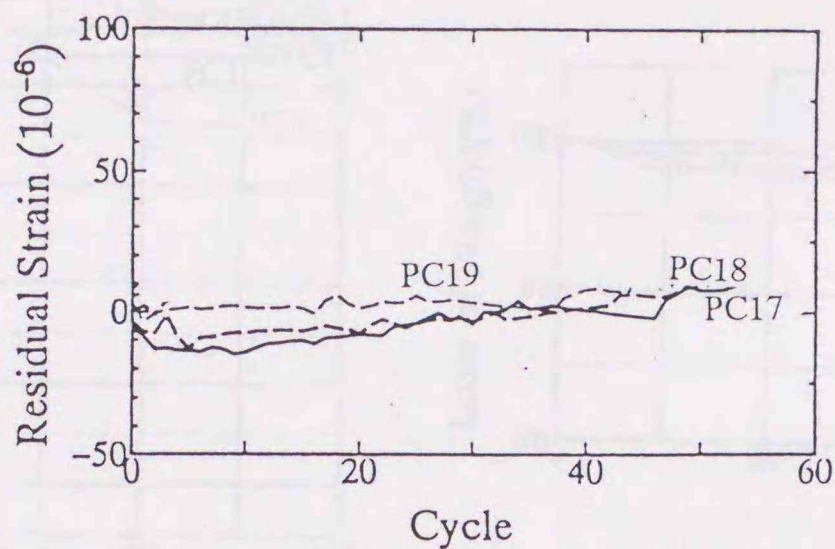


Fig. 5.25 PC17,PC18,PC19の残留ひずみ

5. 2. 2. 4 相対動弾性係数と質量減少率

Fig. 5.26、Fig. 5.27はTable 5.2に示した供試体の相対動弾性係数と質量減少率である。散水方式と同様にポーラスコンクリートのたわみ振動数および質量を10サイクル毎に測定し供試体を評価したものである。相対動弾性係数、質量減少率共にあまり低下はなく、ひずみ測定結果と同様に劣化はあまりおきていない。また、Fig. 5.28、Fig. 5.29はそれぞれ相対動弾性係数、質量減少率の鋼繊維混入（SPC1、SPC2）と無混入（PC1、PC2）の比、撥水剤使用（WPC1、WPC2）と非使用（PC1、PC2）の比をとったものであり、鋼繊維混入と撥水剤使用の効果を表わすものである。鋼繊維については多少なりとも耐凍害性に対して効果があるものと思われる。撥水剤は鋼繊維と共に透水係数の小さいもの（SPC1、WPC1）については効果があると思われる。

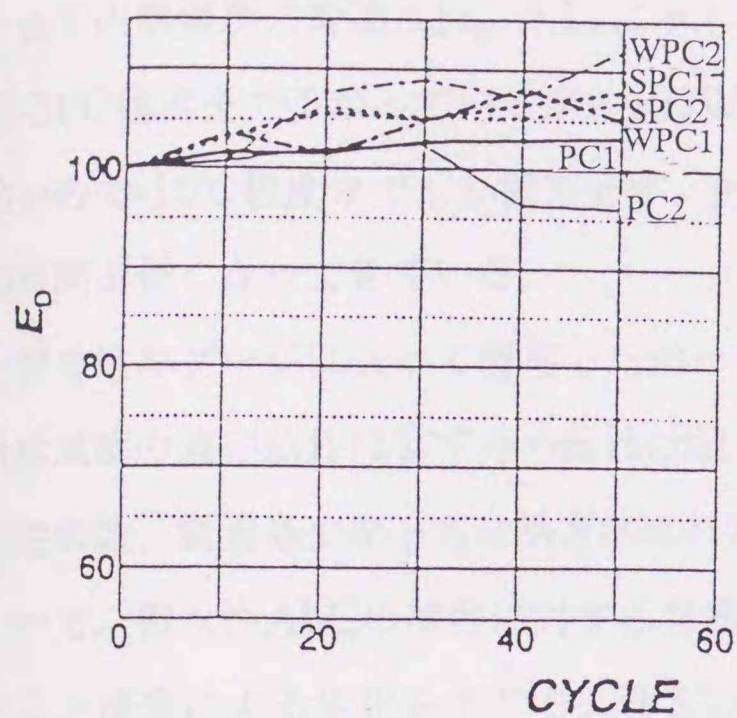


Fig. 5.26 相对動弾性係数

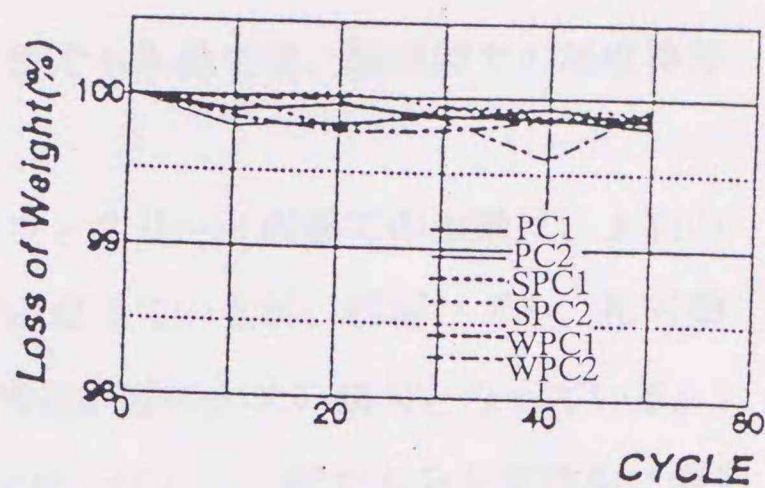


Fig. 5.27 質量減少率

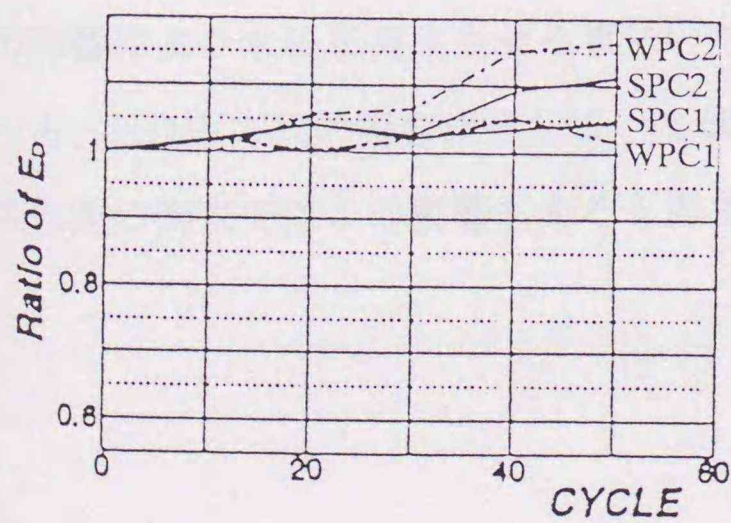


Fig. 5.28 相对動弾性係数の比

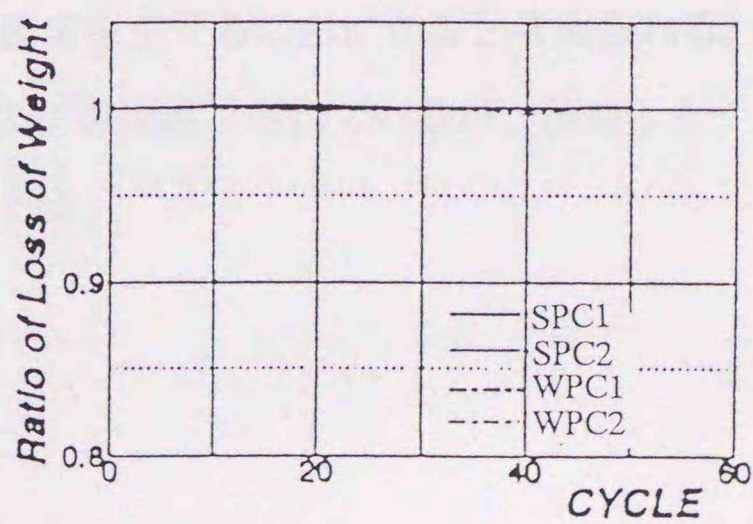


Fig. 5.29 質量減少率の比

5. 3. 2. 5 散水方式とHalf Dry-wet方式との損傷の違い

5. 3. 1 および5. 3. 2の2つの実験、散水方式(WS方式)とHalf Dry-wet方式(HDW方式)の実験結果についてその差異について述べる。

まず内部温度の変遷はFig. 5.21に示したように、両者の実験ともに雰囲気中は最低-21℃程度まで下がっているが、HDW方式の方はWS方式に比べ水分量が遥かに多いので-10℃程度までしか低下せず、0℃近傍でも氷晶生成、融解時での温度停滞の時間が長くなってきている。

埋め込みゲージによって測定したポーラスコンクリート内部での挙動は、上記の最低温度の違い以外はひずみの経路は似た形となっているが、残留ひずみ、相対動弾性係数、質量減少率ともにWS方式の方が劣化が若干大きい傾向となっている。

一方、撥水性ALCの凍害に対する説明²⁶⁾では、何らかの形で水分が空隙中に滞留すると凍害による劣化を生じる。WS方式での撥水性ポーラスコンクリートの実験結果はこのような理由によるものと考えられる。

先に述べたように、HDW方式は水はけの悪い場合や水没する部分がある場合など、下層で未凍結水が存在する場合をシミュレートしている。もし水分が滞留する事によって劣化が増大するならば、HDW方式の方が損傷が激しくなる可能性もある。HDW方式は実験装置の説明で示したように供試体下半分を水没させており、周囲の水も低温時には凍結する。したがって供試体には周囲からの氷による拘束があり、この影響で劣化が低減したのではないかと考えられる。つまり、WS方式のような水分の供給方法の場合、透水係数によって水分が供試体内に残るが、氷晶生成時に集積する供試体内の未凍結水の自由度は大きく、ある空隙の飽水度が高いと、この影響により氷圧を発生させる事にいたり凍害を生ずることになると考えられる。

一方、HDW方式の場合浸水している部分の空隙は飽水されているが、凍結した場合周囲の拘束ではこの影響もあると考えられる。

5. 4 実環境下での透水性コンクリートを用いた構造物の例

5. 4. 1 海岸構造物の使用例

Photo 5.1～Photo 5.4はポーラスコンクリートを海岸構造物に使用している実例である。これは海岸に人工的な湾をつくり、外海の影響をなるべく受けないようにした海浜プールである。水際に近寄りやすいように、岸边はコンクリートブロックによる階段状構造物が施工されている。ブロックどうしは完全には固定されておらず、また、水面が最下段のブロックよりも高くなる可能性がある満潮時や悪天候時に波による下からの水圧を減少させる目的で、ブロック中心部に厚さ10cmのポーラスコンクリートが用いられている。この構造物がおかれている環境は、最下段ではほとんど常時水に浸かっており、中段付近は満潮時や波浪による一時的な浸水がある場所である。

Photo 5.5、Photo 5.6およびPhoto 5.7は凍害による劣化を受けたと思われるものである。中段付近にあり製作、施工を行った年に、1シーズン越えないうちにこのような劣化を生じた物が波打ち際に多くでた。透水係数は0.1～0.2cm/sであり、普通ポルトランドセメントを使用している。劣化はスケーリングならびに骨材とセメントペーストの界面の破壊によって砂利状になるものである。

劣化を受けたものの大部分は改修が済んでおり、新しく施工されたもの(Photo 5.8、Photo 5.9、Photo 5.10)は透水係数を0.8cm/s程度に上げ、高炉セメントを用いセメント量を増加させた物である。Photo 5.10は下段付近の物であるが、3シーズン経過後も多少のスケーリングがみられるもののPhoto 5.7のような損傷は見受けられない。高炉セメントは耐海水性に対しては効果があるが、耐凍害性の向上に関しての効果はむしろ低減してしまうおそれがあるので、この例では透水係数をあげたことが耐凍害性向上の要因ではないかと考えられる。



Photo 5.1 海浜プールの全景



Photo 5.2 岸辺の階段状構造物（その1）



Photo 5.3 岸辺の階段状構造物（その2）



Photo 5.4 岸辺の階段状構造物（その3）



Photo 5.5 劣化形態(透水係数=0.1cm/s) 3シーズン経過後 (その1)

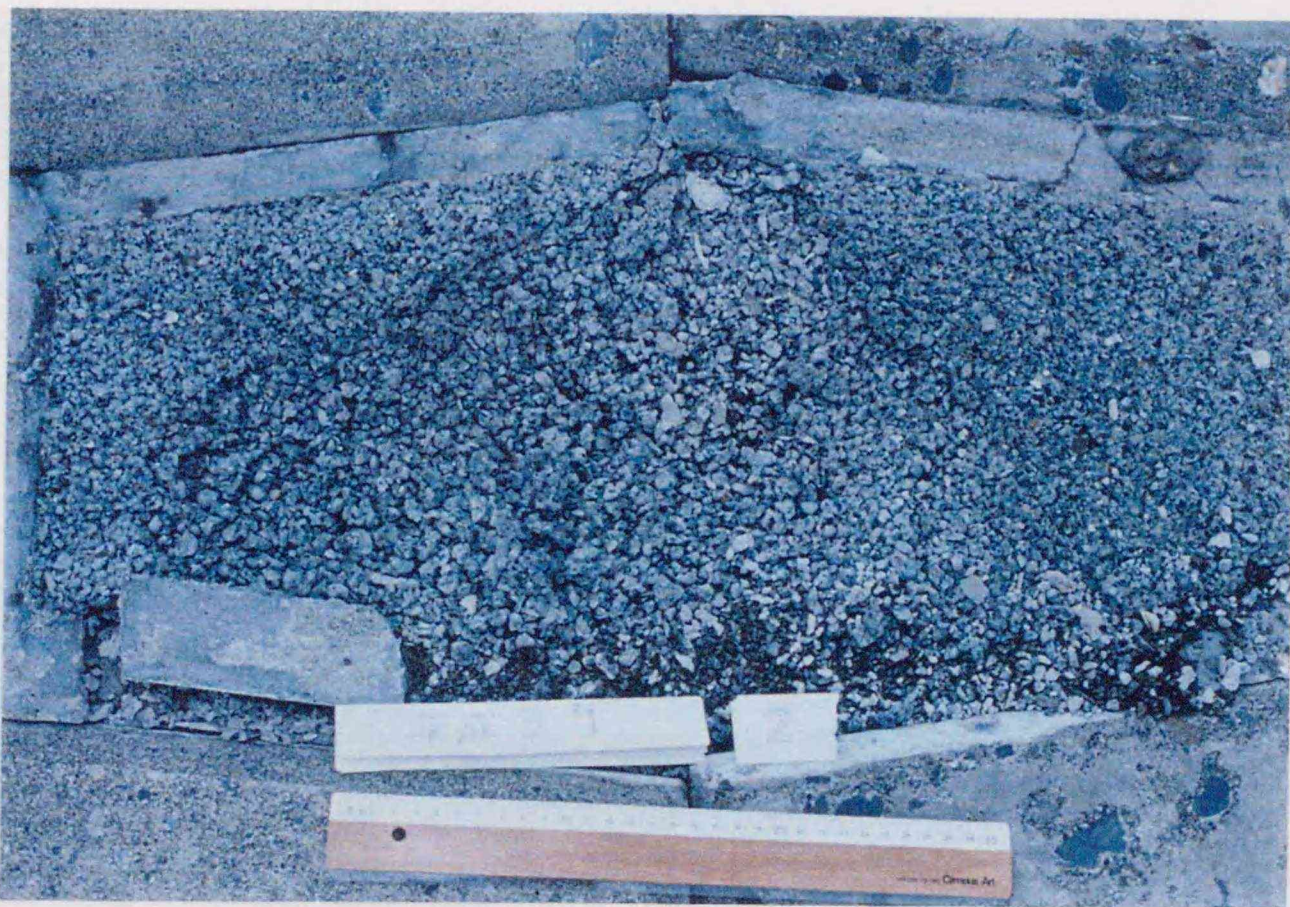


Photo 5.6 劣化形態(透水係数=0.1cm/s) 3シーズン経過後 (その2)

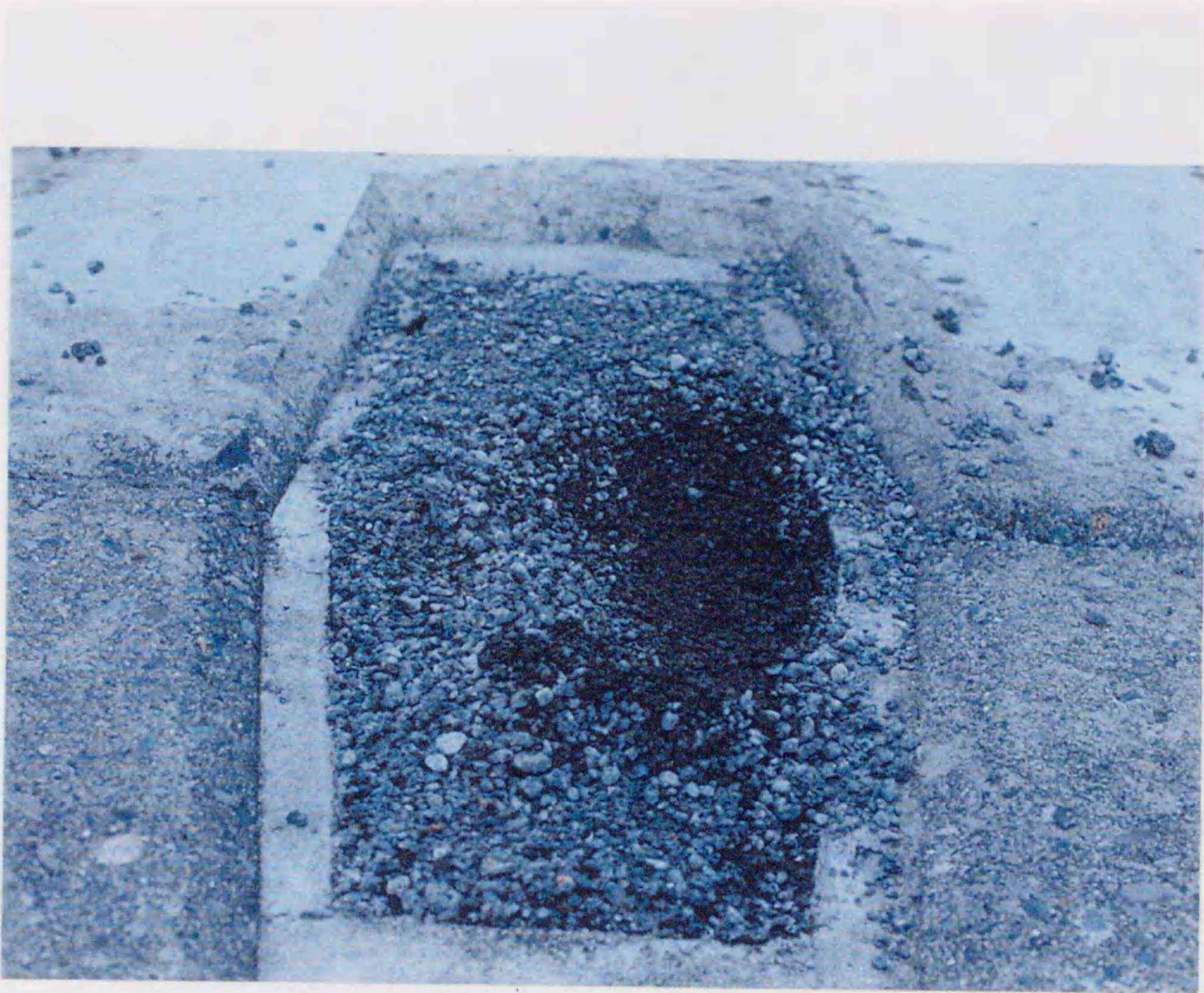


Photo 5.7 劣化形態(透水係数=0.1cm/s) 3シーズン経過後 砂利状の劣化

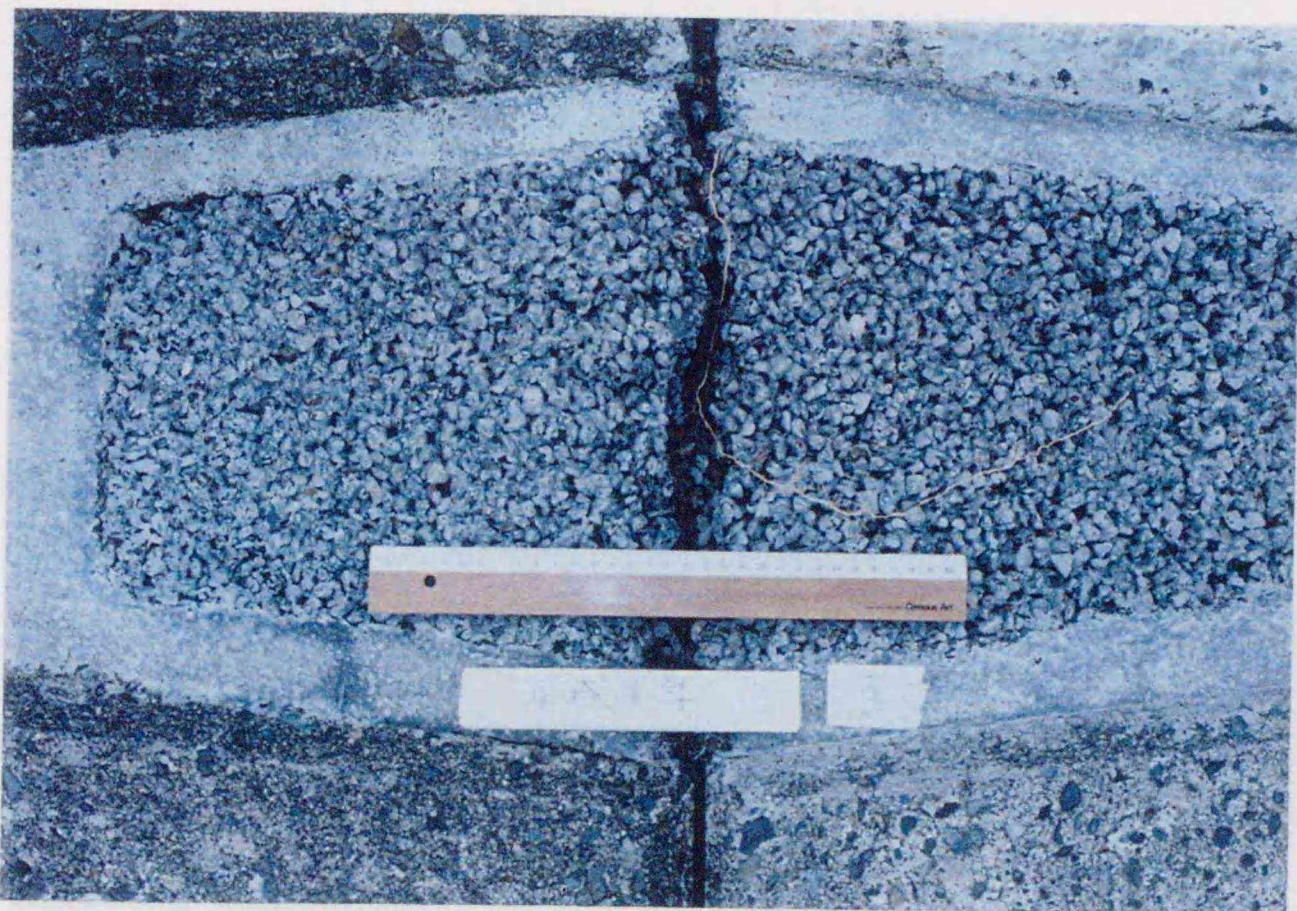


Photo 5.8 劣化形態(透水係数=0.8cm/s) 2シーズン経過後 中段付近(その1)

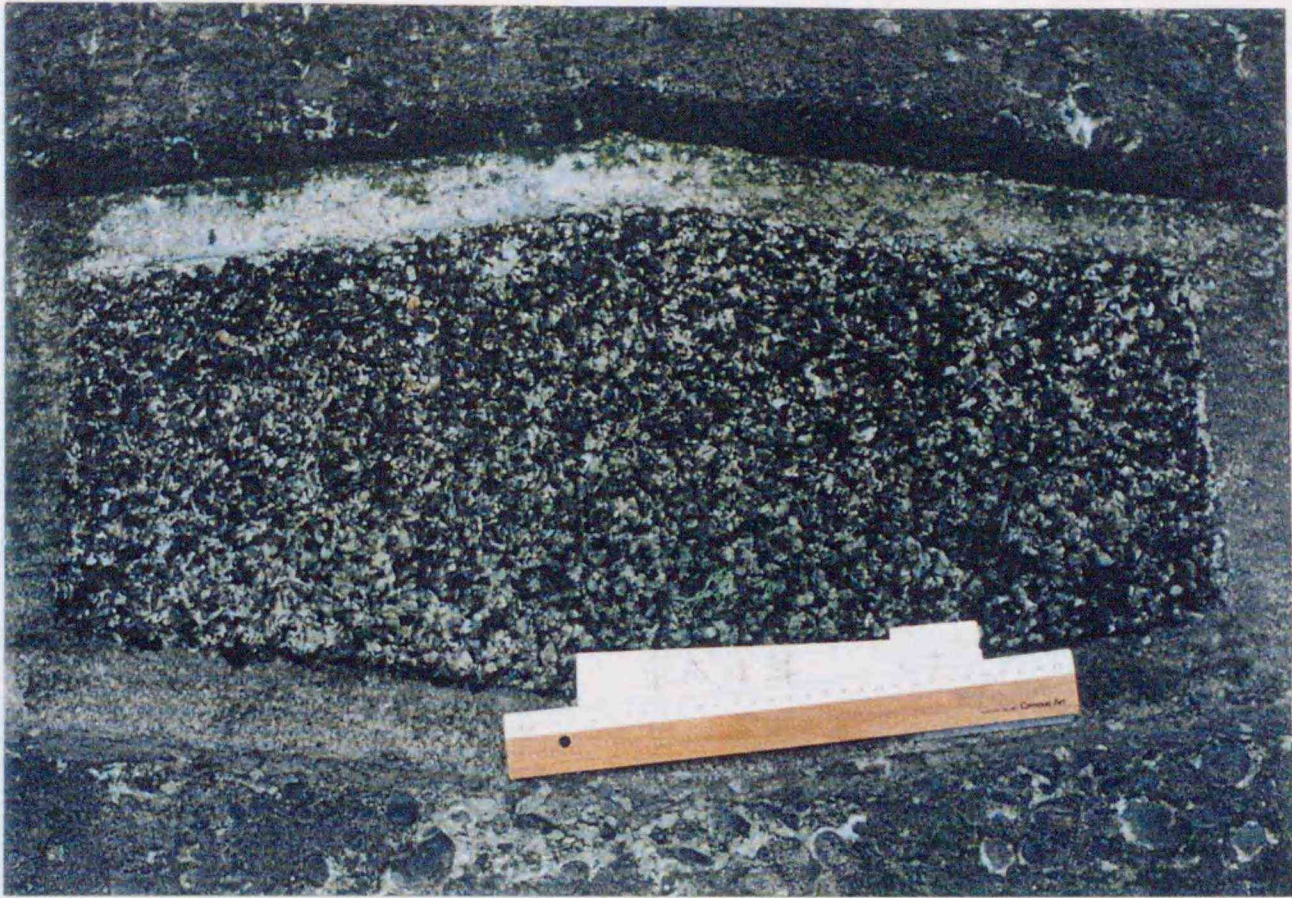


Photo 5.9 劣化形態(透水係数=0.8cm/s) 2シーズン経過後 中段付近(その2)

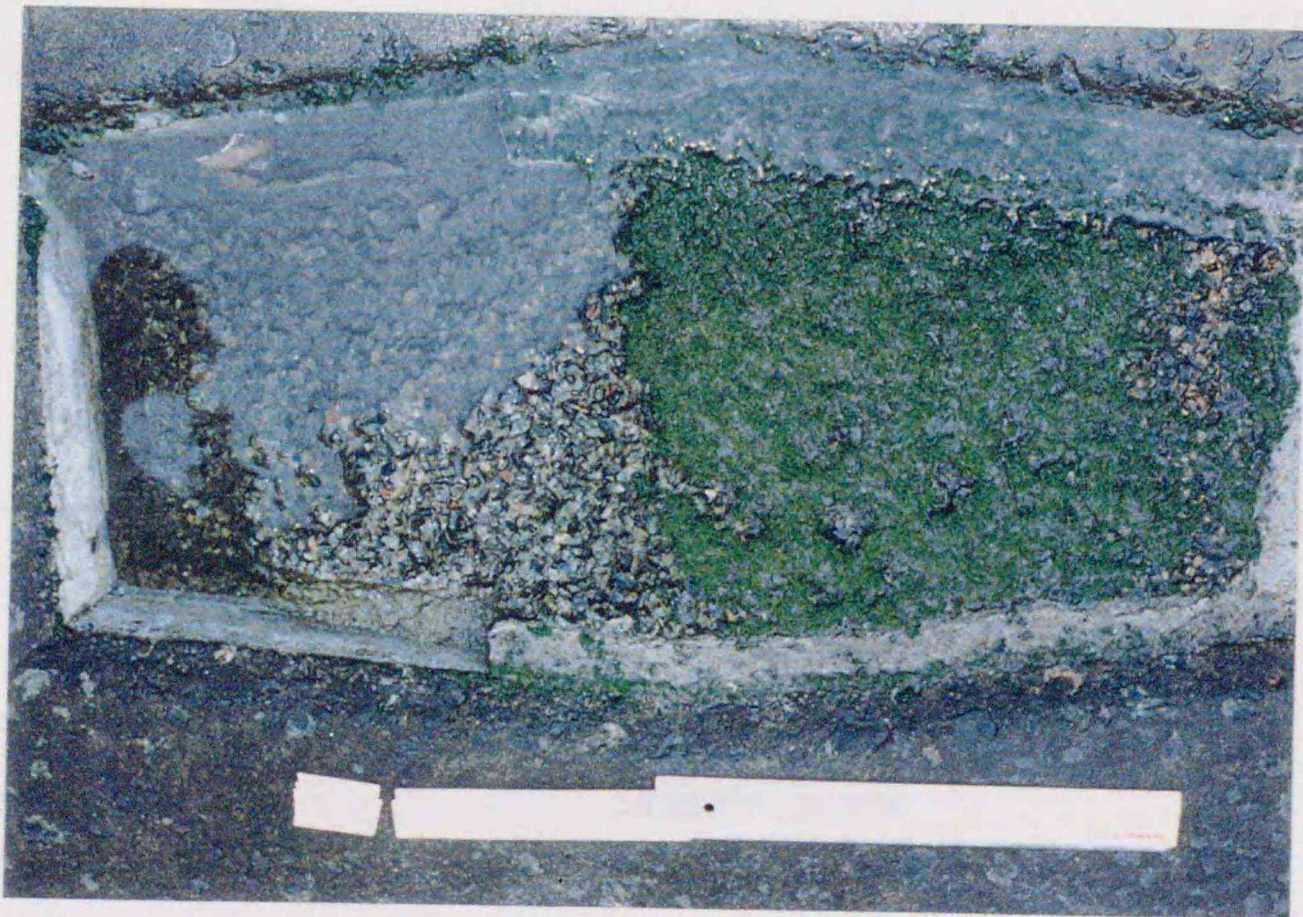


Photo 5.10 劣化形態(透水係数=0.8cm/s) 2シーズン経過後 最下段

5. 4. 2 河川構造物

最近スイス、ドイツなどのヨーロッパ諸国において近自然工法によって河川の改修が行われている。自然石や植物を護岸や水制工に用いる配慮がなされている。また川の流れに蛇行を作り、瀬や淵を形成させ、水中動物の生活環境を確保している。さらに生物のエネルギー源となるリターの供給のため、川辺空間に河畔林などの樹木を近づける試みがなされている。これは、水中及び水辺環境を自然に近い状態に確保すると共に洪水に対する災害を防ぐことのできる護岸工法を提案し、実際の小河川において試験施工を行いその挙動を観察したものである。

これまでのコンクリートブロックによる全面被覆方式から、河道を所定の間隔に

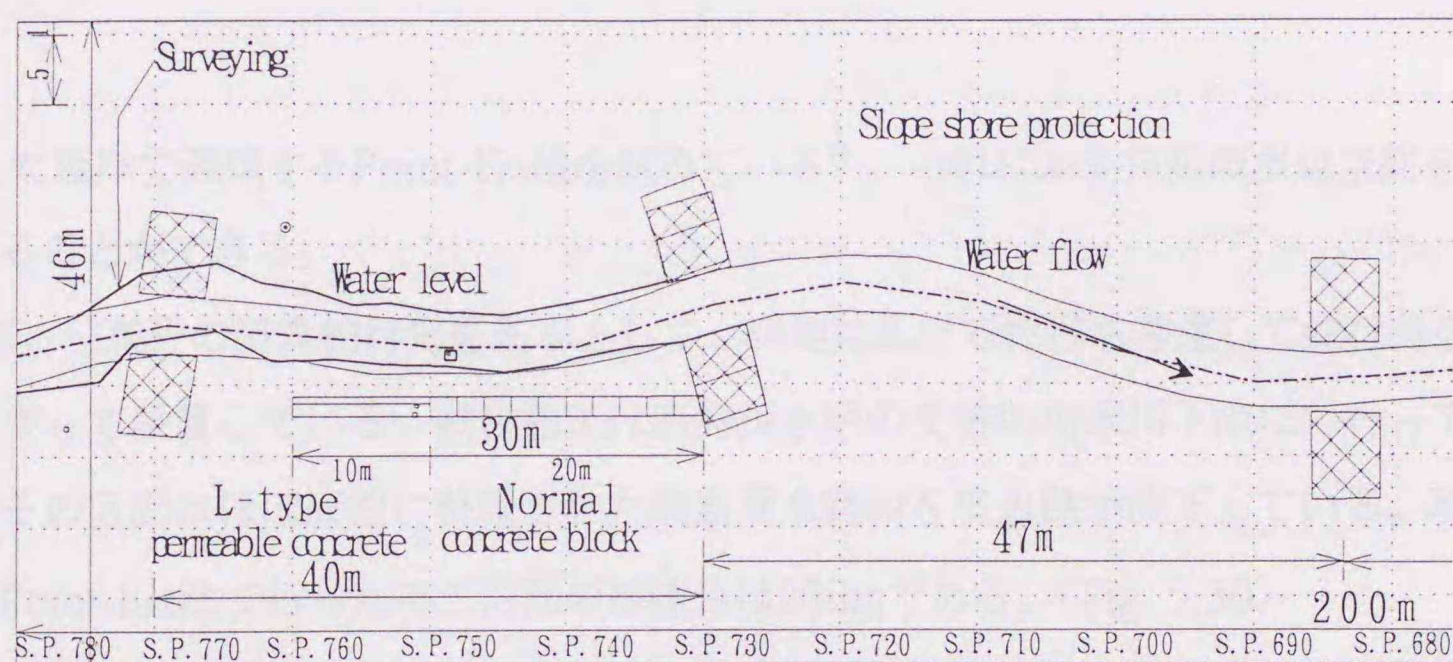


Fig.5.30 対象河川の流域平面図

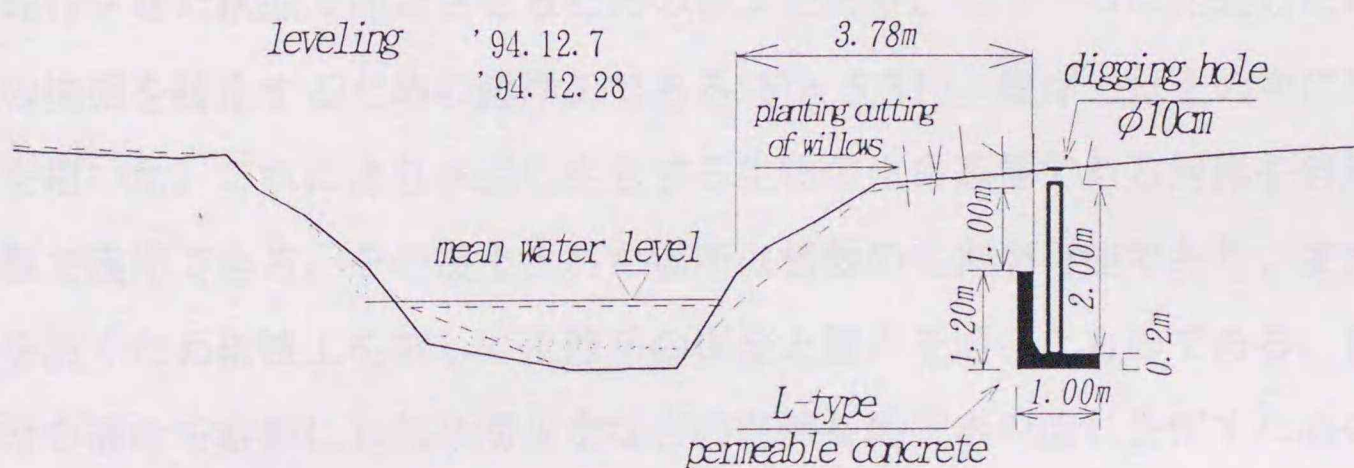


Fig.5.31 透水性埋設護岸設置狀況

Table 5.5 埋設護岸の諸元

	Buried-type No.1	Buried-type No.2
SP.	760 730	588 578
Shore-protective material	L-type permeable concrete and normal concrete block	L-type permeable concrete
Permeability (cm/s)	2×10^{-1} 5×10^{-1}	4×10^{-1}

離した護岸で確保するPoint-Fix法を試みている²⁰⁾。これにより自然の水辺空間を確保することができる。

木下、三輪²⁷⁾の限界蛇行角を基本として、現地における蛇行を考慮して蛇行角を帯工によって設置している。試験施工は石狩川水系の支流の柏木川下流にて行っており、その区間はほぼ直線に整備された複断面水路内を低水路が流下している。現在までPoint-Fix法で行った施工区間の総延長は200mである。(Fig. 5.30)

Point-Fix工法は近自然工法の一手法として提案したものであり、自然の河川環境をあまり変えることなく再現させる目的を持っている。その特徴は部分的にコンクリート材料による護岸を施すことにある。護岸の種類は二種類あり、一つは河道を自然蛇行させた状態で固定させるための帯工であり、もう一つは発達した蛇行の湾曲部の洗掘を防止するための護岸工である(Fig. 5.31)。護岸工は土の中に埋め込む方式を用いた。これにより水辺に生息する生物の生命基盤である河岸を自然のままの状態に護岸できる。その覆土された場所は植物の生育が可能であり、また土砂の流出を防ぐため柳枝工を施して生態系の保全と護岸を図ったものである。また植物に水分を補給を容易にしたり湧き水などの自然な地下水の流れを促すためにL型のコンクリート擁壁を用いこれにTable 5.5に示すような透水性コンクリートを用いている。その透水係数は、堤内地への水の流出による堤体破壊を防ぐために現地の土とほぼ同等の値を持たせた。また、湧水などによる堤外地への水の流入を容易にす

る利点を持っている。

現在の河川形態の状況はSP.730～780にて瀬と淵の形成および蛇行が確認でき、水は帯工の間を流れており堤体に危険を与える流れはなく、河道はほぼ安定していると言える。また蛇行の発達が護岸工にまで達していないので現在まででは洗掘防止とその安全性は確認されていない。

埋込型護岸工の上面には柳などの植生が繁茂しており、夏には帯工の間に小動物が確認され、川には小魚がいた。また鳥類も確認されている。今後これらについての効果的な生物学的評価の構築が望まれるところである。このように河川用地が十分確保できるような状況であれば、透水性コンクリートを用いて河道よりさげた状態で埋没する垂直擁壁型護岸の適用の可能性がある。

この試験施工では、埋設護岸として用いている透水性コンクリート擁壁に温度センサーを設置して、温度変化の測定を行っている。この結果、1m程度の土かぶりを持つので、このような状況では凍結の影響は現在まででは現れていないようであり、河川などにおいて埋設護岸として透水性コンクリートを用いる場合は、凍結深を考慮することにより、凍害による影響を低減することができると考えられる。

Photo 5.11とPhoto 5.12は埋設護岸に用いたL型透水性ブロックであり、Photo 5.13とPhoto 5.14は施工状況である。



Photo 5.11 L型透水性ブロック(その1)

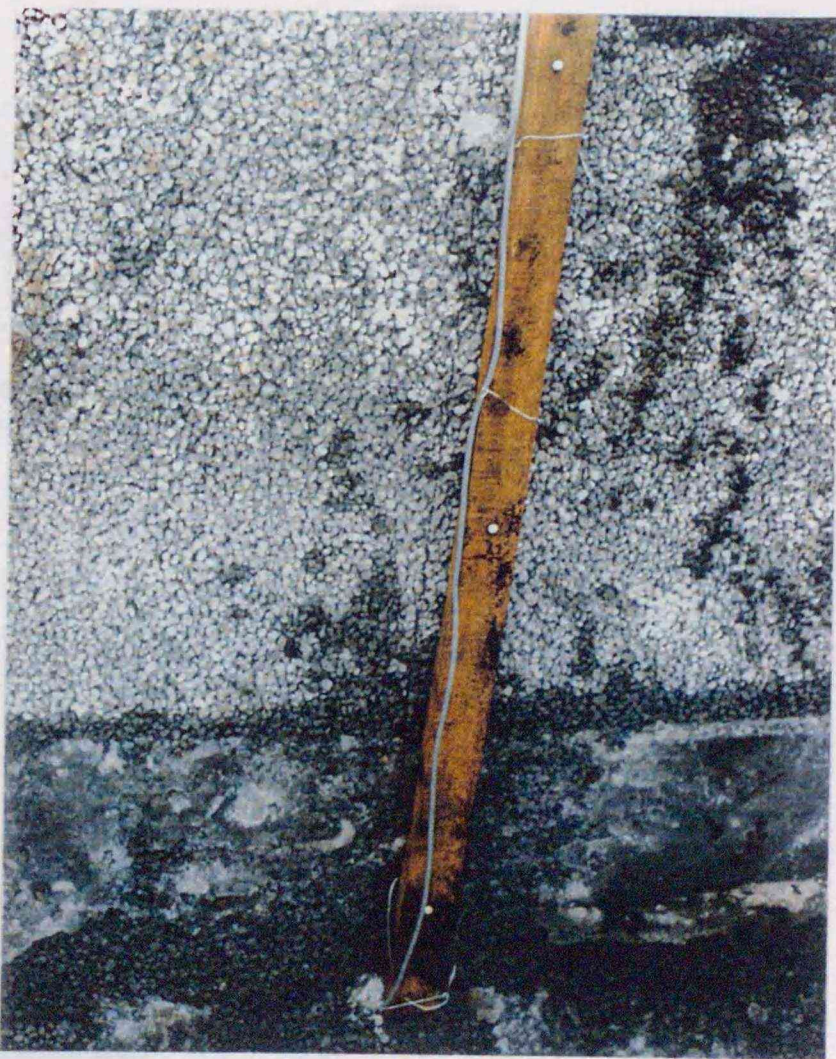


Photo 5.12 L型透水性ブロック(その2)



Photo 5.13 埋設護岸の施工状況(その1)



Photo 5.14 埋設護岸の施工状況(その2)

5. 4. 3 透水性側溝の暴露試験施工

雨水等を河川に直接排水することなく土壤に浸透させることにより、周囲生態系での水分流の遮断ならびに側溝による小動物生態系の遮断を低減させる目的で、皿形透水性コンクリートを側溝に用いることを想定して、Photo 5.15のように暴露試験施工を行った。また、裏ごめに一部再生コンクリート骨材を使用することにより、現在廃棄物となっている再生コンクリートの新たな用途を検討すると共に、使用にあたって問題となるpHの周囲環境への影響の照査を行っている¹⁴⁾。透水性コンクリートはその耐久性、特に凍害に対する検討ならびに強度向上のためにバインダーの性質や透水係数を変化させ、冬期における深さ方向温度分布ならびにひずみ変化を調べることにより、耐凍害性の検討を行っている。

Table 5.6 皿形透水性側溝に用いた配合諸元

透水係数(cm/s)	セメント	養生	裏ごめ	温度測定点数	ひずみ測定	記号
2.2	N	W	G	2		8NWG
		S		-		8NSG
1.8	N	W	G	-	1	6NWG
			RG	2		6NWRG
		S	G	-		6NSG
			RG	-		6NSRG
1.2	NS	W	G	-		6SWG
			RG	-		6SWRG
		S	G	-		6SSG
			RG	-		6SSRG
1.3	N	W	G	2	1	4NWG
		S		-		4NSG
1.5	N	W	G	4		2NWG
		S		-		2NSG

N:普通ポルトランドセメント, NS:シリフェーム混入(内割り15%)セメント、

W:普通水中養生, S:常温蒸気養生

G:切り込み砂利20~30mm, RG:再生骨材G_{MAX}40mm

試験施工全延長は5枚／1種類×長さ600mm／枚×全14種類=42mであり、測定項目はFig. 5.32に示す測定点において水を採取してそのpHを測定する。また深さ方向温度分布と凍結線の変遷を観測し、凍結線の変遷によって生じる凍害劣化の測定の指標としてひずみを測定している。一冬経過後ではまだ明確な損傷はなく、今後観察する必要がある。Photo 5.16～Photo 5.17は施工状況である。

pH測定点：RG(再生骨材)周囲3点，G(切込み砂利)周囲3点，基準1点(*印)

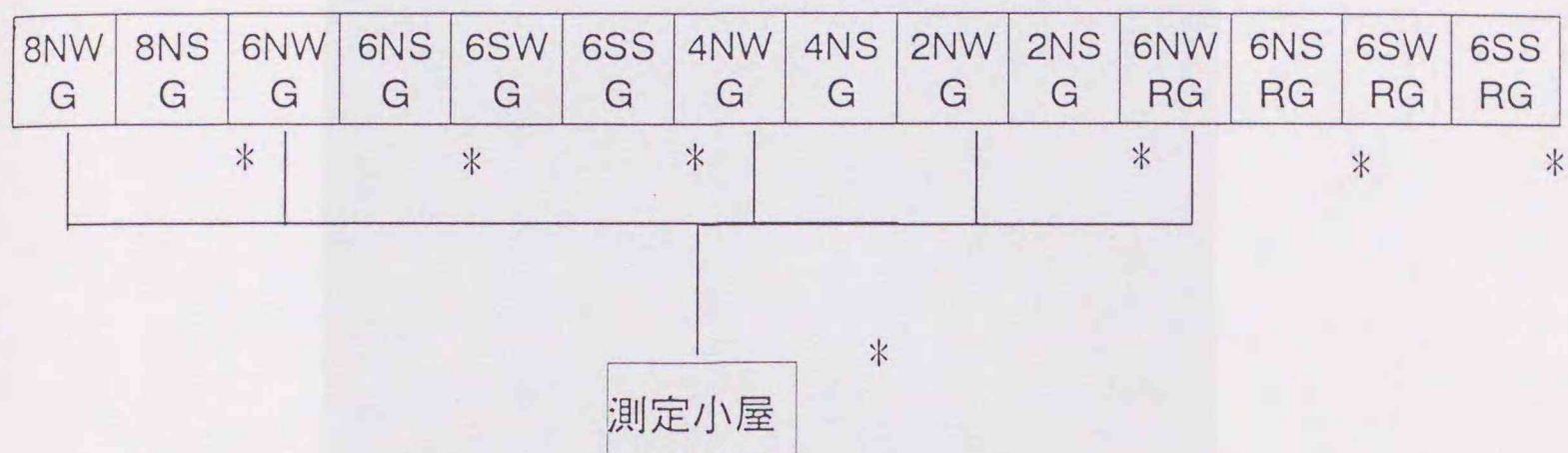
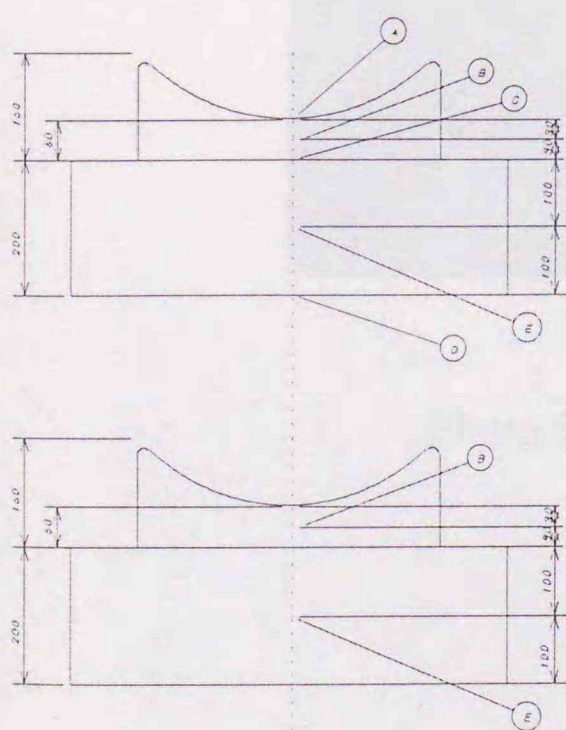


Fig. 5.32 全体図およびpH測定箇所(*)



温度測定点：中心部深さ方向5点

測定板：2NWG

温度測定点：中心部深さ方向2点

測定板：8NWG,6NWG,4NWG

Fig. 5.33 温度測定箇所



Photo 5.15 透水性側溝暴露試験



Phpto 5.16 施工状況(路盤材下に透水シートを設置)



Phpto 5.17 施工状況(透水シートを設置し路盤材を敷設)



Phpto 5.18 施工状況(温度およびひずみ測定用結線)



Phpto 5.19 施工状況(モルタルによる目地止め)



Photo 5.20 側溝周囲に芝を張り実施工時と同様な環境を与える



Phpto 5.21 試験施工完了

5. 5 本章のまとめ

本章では自然環境条件を想定した実験を行った結果について検討を行い、実環境下での透水性コンクリートの使用例と暴露された透水性コンクリートの劣化状況について述べた。

これらのことから以下のことがわかった。

- (1) 透水性コンクリート内部では、温度降下時および上昇時共に 0°C 付近で温度変化が停滞する部分が顕著となることがわかり、コンクリート中の水分の凍結、融解時の潜熱や供試体自身の熱的性質がかなり影響しているものと考えられる。
- (2) 透水性コンクリート中に水分が滞留するような、例えば撥水剤の使用などの条件があると、そこで氷晶生成が生じて凍害が発生するおそれがあることが考えられ、水分の集積しやすさが、凍害による劣化に影響を与えることがわかった。
- (3) 舗装や側溝などにおいて、春先のように雪解け水が再び凍結するような状態をシミュレートした散水方式（WS方式）で実験を行った結果、鋼繊維混入については無混入とあまり差がないが、多少耐凍害性に対して効果があるものと思われる。しかし撥水剤を使用したものにおいては劣化が激しくむしろ耐凍害性を損なう方向に働いた。
- (4) 地中構造物、舗装や側溝等で水はけの悪い状態や、水際構造物で浸水部がある場合を仮定したHalf Dry-wet方式（HDW方式）での各サイクルでの挙動は、 0°C 付近での温度停滞が散水方式のものと比較してそれほど顕著でないが、温度上昇時には、温度降下時の経路の傾きよりも若干大きな傾きをもって値が変化しており散水方式のものと同様である。散水方式のものとは異なり、このような水分環境条件での凍結融解下の挙動は、どの透水係数のものもあまりかわりなかった。
- (5) 雪解け時などを想定したWS方式のような水分の供給状態の場合、透水係数によって水分が供試体内に残るが、氷晶生成時に集積する供試体内の未凍結水の自由度は大きく、ある空隙の飽水度が高いと、この影響により氷圧を発生させる事になり凍害を生ずることになると考えられる。一方、浸水部がある場合などを想定したHDW方式の場合、浸水している部分の空隙は飽水されているが、凍結した場合周囲の拘束もあると考えられる。

(6) 実構造物の凍害による劣化状況について述べたが、特に環境が厳しい海岸構造物において凍害による劣化を生じており、劣化形態はマトリックスの劣化あるいはスケーリングなどから砂利状に破壊する状況を示した。透水係数を引き上げて改修が行われたところ、4シーズン経過後でも重大な損傷は見あたらず、水分が連続的に補給されるこのような環境下では、マトリックス強度を向上させ、透水係数を引き上げるにより凍害による劣化を低減させることが有効であると考えられる。

(7) 河川構造物で埋設護岸として透水性コンクリートをしようする場合、凍結深を考慮することにより凍害による劣化を抑えることができると思われる。しかしながら、側溝などに用いる場合は、透水性コンクリート中に水分が滞留しないように裏込土の透水性を十分に確保することによって十分耐凍害性を確保することができる。

第6章 凍害メカニズムおよび試験法に関する検討

第6章 凍害メカニズムおよび試験法に関する検討

6. 1 概要

第5章で、自然環境を想定した室内実験の結果と実環境での状況について述べた。本章では、透水性コンクリートの耐凍害性評価のための試験法および凍害メカニズムに関する実験をおこなった結果について検討を行い、第5章の結果を踏まえてその関係を考察し、試験法および透水性コンクリートの凍害メカニズムに対する基礎的な検討を行う。

この検討を行う上で、まず凍害についての一般的な理論について整理を行い、次に、3種類の実験とその結果について述べる。

ASTM C666-A⁹⁾に定められている水中急速凍結融解試験は、コンクリートの耐凍害性を評価する材料試験として一般的に用いられている試験法である。既往の研究^{1, 3, 5)}でもこの試験法による透水性コンクリートの評価が行われているが、一般のコンクリートに比べかなり低い耐凍害性であることが報告されている。本研究でも確認の意味と他の実験結果との比較として重量減少、相対動弾性係数の評価に加えて変形挙動に関して検討を行い、その破壊挙動を明らかにする。

また、氷の9%の体積膨張による破壊の可能性を検討するために、一定温度で完全に凍結する実験結果について説明し、次に透水性コンクリート内に凍結部と未凍結部をつくり土質における凍上の環境によって変形挙動を観察した実験結果について検討を行う。

最後に凍上論的見地から考察を行う。

6. 2 凍害に関する既往の研究での検討

コンクリートの耐凍害性について透水係数を視点にみると、一般のコンクリートは $10^{-10} \sim 10^{-13} \text{cm/s}$ 程度のオーダーにあり、Powers²⁴⁾、Helmuth²³⁾による水圧説、V.P.Grübl²⁵⁾による氷圧説などで説明されている。

6. 2. 1 水圧説

コンクリートの耐凍害性に関する系統的な説明は鎌田ら²⁸⁾によって行われ、現在まで氷晶生成時に発生する水圧によって劣化が生じる説明が、硬化後のコンクリートの凍害メカニズムに関する説明として最も適切であるとしている。この水圧説はT.C.Powers²⁴⁾によって提案されたものであるが、通常の凍結の過程における劣化の過程を次のように説明している。氷は温度の低い表層から形成され、表面が氷でシールされる。次に表面に最も近い毛細管中の水分が凍結し、相変化による膨脹で未凍結の水分は飽水度の小さい内部へと移動する。この水分は微細な細孔組織を通過するから、粘性抵抗で水圧の勾配を形成する。この水分移動に対する抵抗反力がコンクリートの引張強度を越えると、凍害による劣化が起こる。また、水圧はコンクリート組織の透水性が低く、凍結速度が速く水量が多いほど大きいとしており、凍結で生じる膨脹量を越える空気で満ちた空間があれば、この空間の平均寸法が小さいほど凍害からコンクリートを保護し、同程度の保護には空気で満ちた空隙が小さいほど所要の空気量は少なくてよいと推論した。Eq. 6.2.1にPowersの提案式を示す。この水圧は気泡間隔係数（影響半径）、凍結速度、（限界飽水度説による）飽水度等に依存している。Fig. 6.2.1にモデルを示す。

コンクリート内部の凍結可能水量は温度が低いほど増大する。硬化セメントペースト中の水分は融点降下を示すが、主として毛細管空隙の寸法効果として説明されている²⁸⁾。R.H.Helmuth²³⁾等は細孔半径と凍結温度の関係式(Eq. 6.2.2)を用いて融点降下と毛細管径の関係を考察している。この関係とPowersの説明によってAE効果が説明でき、より小さく、気泡間隔が小さい気泡をコンクリート中に導入することにより耐凍害性を向上させる事になる。

$$P_p = \frac{\eta}{3} \left(1.09 - \frac{1}{s} \frac{w_f R_t}{k} \frac{L^3}{r} + \frac{3L^3}{2} \right) \quad (6.2.1)$$

ここで、

s :飽水度

R_t :凍結速度 ($^{\circ}\text{C}/\text{h}$)

w_f :凍結水量 ($\text{g}/^{\circ}\text{C}$)

η :水の粘性係数 (0.018 poise)

k :透水係数 (cm^2)

L :気泡間隔係数 (cm)

r :空隙径 (cm)

$$T_r = T_s \times \exp \frac{2\sigma M}{rQd} \quad (6.2.2)$$

ここで、

T_r :細孔内の水分の相変化温度(K)

T_s :273(K)

σ :氷-水の界面張力(10.2dyne/cm: 1dyne=1.01972*10⁻⁶kgf)

M :氷のモル重量(18.02g/mol)

Q :分子融解熱(1440cal/mol: 1cal=4.2*10⁷dyne·cm)

d :氷の密度(0.917g/cm³)

r :細孔半径(cm)

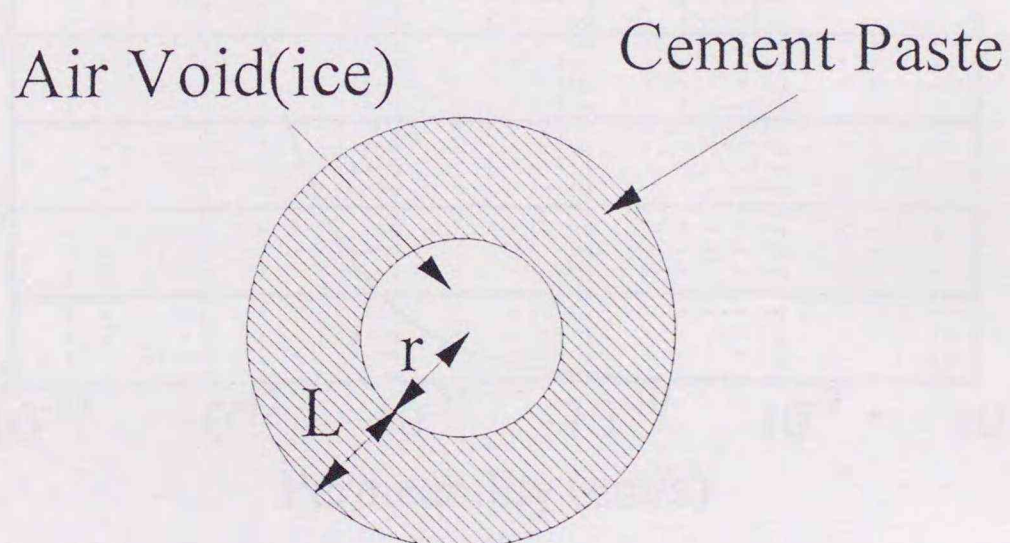


Fig. 6.2.1 水圧説のモデル

この水圧説は、前述したように 10^{-10} cm/s前後の透水係数のオーダーを持つコンクリートの凍害に対して適用されている。Eq. 6.2.1の透水係数 $k(\text{cm}^2)$ はEq. 6.2.3を用いて $K(\text{cm/s})$ に書き換えることができる。

$$K = \frac{\eta}{\rho g} \times k \quad (6.2.3)$$

ここで、

K :透水係数(cm/s)

k :透水係数(cm^2)

η :水の粘性係数(0.018 poise)

ρ :水の単位体積質量(1.0 g/cm^3)

g :重力加速度(980 cm/s^2)

Eq. 6.2.1とEq. 6.2.3を用いて一般のコンクリートの凍結融解状態における水圧を求める。凍結速度 $R_f=12^\circ\text{C/h}$ 、空隙径 $r=20\mu$ 、気泡間隔係数 $L=200\mu$ とした透水係数 $K(\text{cm/s})$ と水圧(kgf/cm^2)の関係をFig. 6.2.2に示す。

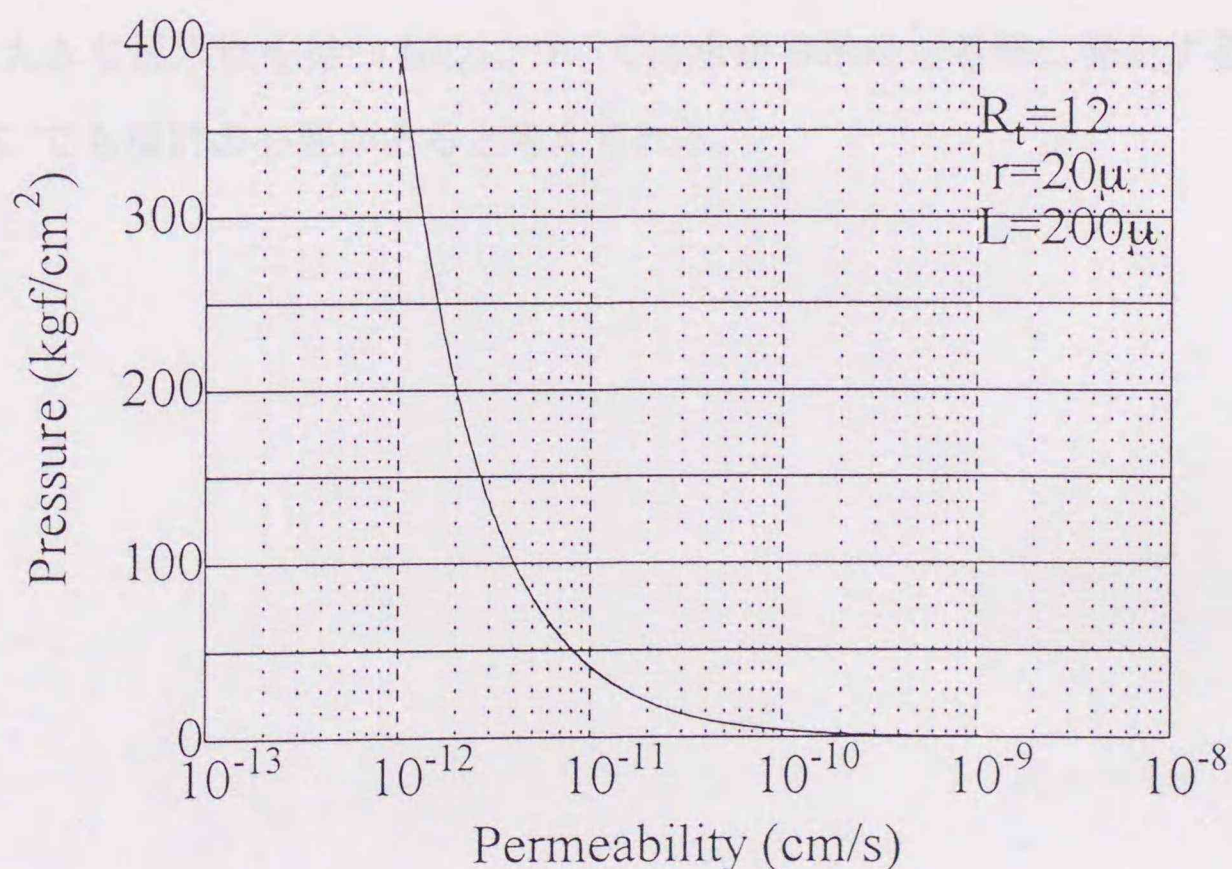


Fig. 6.2.2 Powersの水圧説(Eq. 6.2.1)による透水係数と水圧の関係

Fig. 6.2.2のように一般のコンクリートは 10^{-10} cm/s前後のオーダーの透水係数であるため、このような水圧が発生し劣化を生じる。透水性コンクリートはこれに対して $10^{-2} \sim 10^{-1}$ cm/s前後の透水係数のオーダーを持っており、透水係数を視点においてみた場合、この水圧説で透水性コンクリートの凍害機構にたいして説明を行うのは困難であると考えられる。透水係数を主要なパラメータとして考えると、水圧説を用いた場合、透水性コンクリートの透水係数では発生する水圧が0に近くなるからである。

透水性コンクリート中のマトリックス部の凍害に対しては、Malhotra¹⁾がAE剤を使用することによりNFC(No Fines Concrete)の耐凍害性をある程度向上させた結果を報告しており、水圧説のような説明も可能であると考えられる。一方、透水性コンクリート全体としてみた場合、透水性能に深く関係する連続的な空隙は、Entrained-Air等に比べて遥かに大きく多量であるため、第5章の実験結果からもその空隙で形成される氷晶の影響を無視できるものでないと思う。

透水係数が一般のコンクリートに比べて遥かに大きい値をもつ材料において凍害が存在する。土における凍上である。透水係数が $10^{-4} \sim 10^{-1}$ cm/sのオーダーを持つclay、silt、fine sand、sandにおいて、適当な含水比で凍上が起こる可能性がある。また、大きな透水性を持つものについては水から氷になる時に発生する直接的な氷圧についても検討の必要があると考えられる。

6. 2. 2 線膨張係数差による氷圧説

V.P.Grübl²⁵⁾はセメントペーストと氷の線膨張係数差によって、温度上昇時に氷圧が作用し劣化を生じさせるという説明を行っている。

0℃以下の一定温度において空隙径の違いによって凍結するものと未凍結水を含むものが存在することは、Helmuth²⁶⁾等の説明や微視的な観察結果による報告からも確認されている²⁸⁾。凍結している空隙の周囲に未凍結水が存在する系が、さらに冷却されると、凍結している空隙内の氷はその線膨張係数により収縮する。一般に氷の線膨張係数はセメントペーストの約5倍とされている²⁹⁾ので、氷の収縮によりセメントペーストの空隙壁と氷の間に隙間が生じ、周囲から未凍結水が侵入、凍結しその空隙は閉じる。最低温度に達するまでこの過程が生じる。次に温度が上昇過程にはいると、前述の線膨張係数差により、氷はセメントペーストに比べ著しい膨脹を呈し、セメントペーストに引張力を発生させ劣化を起こす。Fig. 6.2.3にモデルを、Eq. 6.2.4に引張力を示す。

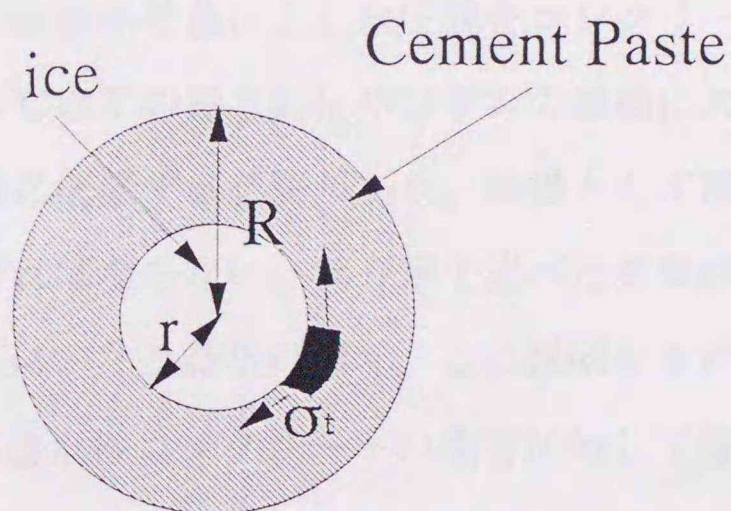


Fig. 6.2.3 氷圧説のモデル

$$\sigma_t = \frac{(\alpha_i - \alpha_c)\Delta T \left(2\frac{r^3}{R^3} + 1\right)}{\frac{1}{E_c} \left(2\frac{r^3}{R^3} + 1\right) - V_c \left(4\frac{r^3}{R^3} - 1\right) + \frac{2}{E_c}(1 - 2V_i) \left(1 - \frac{r^3}{R^3}\right)} \quad (6.2.4)$$

ここで、

E_c :セメントペーストの弾性係数 ($2.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)

E_i :氷の弾性係数 ($1.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)

V_c :セメントペーストのポアソン比 (0.2)

V_i :氷のポアソン比 (0.3)

α_c :セメントペーストの線膨張係数 ($1.0 \times 10^{-5} \text{ 1/K}$)

α_i :氷の線膨張係数 ($5.0 \times 10^{-5} \text{ 1/K}$)

また、A.M.Podvalny³⁰⁾は $\alpha_i \cong \alpha_c$ となる温度を t_0 、最低温度を t_i ($-10^\circ\text{C} > t_i > -45^\circ\text{C}$)として、 $t_0 \sim t_i$ を ΔT としている。

このマトリックスと氷の線膨張係数差による氷圧説をコンクリートの凍害機構に対して適用するためには、 0°C 以下の長さ変化やひずみの挙動において、温度上昇時と温度降下時の挙動を正確に把握する必要があり、結果として温度上昇時に膨脹を呈する明確な結果を得なければならない。第5章で述べた実験結果では、明確に膨脹を呈していると判断するにいたる結果は無く、この説明を本研究で扱った透水係数の範囲 (10^{-1} cm/s 前後)の透水性コンクリートの凍害に対して適用するには困難であると考えられる。

6. 2. 3 Taber-Collinsの説明

A.R.Collins³¹⁾はコンクリートの初期凍害に対して、Taberの土の凍上に対する理論で説明を行った。これによると凍害は以下の過程で生じる。1)冷却は露出表面からゆっくり内部に進行する。2)表面より内側のある層が十分低い温度になると最も大きな細孔内の水分が凍結する。3)この部分は潜熱により凍結の間一定温度を保ち、形成された氷の結晶はより小さな細孔中の未凍結の水と接触し、そこから水を引きだして成長を続ける。4)コンクリートの強度が弱ければコンクリートの劣化面は同一平面上に形成され、水分の補給が終わった段階で冷却はより下部へと進行する。5)次の凍結は前の凍結層の影響のない部分、つまり幾分離れたより内側の位置で生じる事となる。

これによると凍害は冷却速度が遅いほど劣化が激しくなることになり、水圧説とは相対するものとなる。現在ではこの理論は硬化後の普通コンクリートの凍害に対しては適応しづらいものとして扱われている。

千歩²⁶⁾はALC版に対する凍害に対してCollinsの理論がよい適用を示すことを明らかにしている。また、P.Nerenst³²⁾らは若材令のコンクリートの初期凍害でこのメカニズムを適用できるとし、鎌田²⁸⁾はコンクリートのまだ固まらない段階から水圧説が成立する段階までの機構はこの理論で説明が可能であろうとしている。この理論による初期凍害は、コンクリートが弱く冷却速度が遅いほど生じやすく、また被害を受けたコンクリート中にはIce Lenseの存在がある。

この理論は元々硬化後のコンクリートに対して、古典的凍上理論を確立したTaberの凍上機構に関する説明を適用しようとしたものである。しかしながら、前述したように一般のコンクリートの硬化後の凍害を説明するには不適當であり、硬化前や若材令のコンクリートの初期凍害に関する説明として現在用いられている。

凍上論はその後発展し、現在までに様々な研究から新たな構築が行われている。

水圧説、氷圧説ともに透水性コンクリートの凍害機構を説明できる可能性が少なく、一般のコンクリートに対しては凍害機構の説明としては適當でないようであるが、透水性コンクリートに対しては同程度の透水係数を持つ材料を対象とした、すなわち土の凍上理論を用いた検討の有効性は、透水性という見地からみると大きいと考えられる。次に現在までに構築されている凍上理論について説明する。

6. 2. 4 凍上理論

現在まで構築されてきた凍上理論については木下ら³³⁾が整理しており、凍上理論の詳細が説明されている。

前節の説明でCollins³¹⁾が凍上機構を扱うために用いたTaberらの理論は、1930年代に構築されている。この理論では以下のことが特徴となっている。³³⁾

1) 凍上した土中には地下水の供給によるアイスレンズが生成される。この生成のために土粒子は水を吸い上げる力を持ち、この力は土粒子が小さいほど大きい。すなわち砂ではその力は小さい。

2) 粘土中の水は0℃以下でも凍結せず存在している。これは土粒子表面に吸着水膜があり、この吸着力のために凍結点降下を生じている。

3) 砂質土では空隙中を毛管力に支えられて水が上方に移動する。粘土では毛管によらず土粒子表面膜を通して移動する。

4) 凍結速度が遅いと凍上量は大きくなる。

5) 地表面に加重を加えると凍上量は小さくなる。拘束力が土粒子表面の水膜にも作用し、水膜層が薄くなるからである。

これらの実験結果は現在の凍上に関する情報と対応している。

次に水分の供給の仕組み、すなわち土粒子の空隙に水を吸い上げる駆動力を求めるという考え方がEverett³⁴⁾によって説明された。

Everett³⁴⁾は凍上機構論として毛管力理論を提言した。これは熱力学的検討に基づいているものであり、土の空隙中の氷-水の界面での氷-水の共存条件より、氷-水の化学ポテンシャル式とKelvinの法則、ラプラスの式Eq. 6.2.5で氷と水の圧力差を表現している。

$$p_i - p_w = 2\sigma_{iw}/r \quad (6.2.5)$$

ここで、 p_i : 氷が受けている圧力、 p_w : 水が受けている圧力、

σ_{iw} : 氷-水の界面エネルギー、 r : 氷-水の界面の半径

このEverettの毛管力理論で説明される最大凍上力はEq. 6.2.5で表現される。しかしながら、RaddとOertle³⁵⁾等によって、凍上実験によって得られる例えば10kgf/cm²の凍上圧をこの理論にあてはめると、 $\sigma_{iw}=30\text{erg}$ とすると間隙の半径が $3 \times 10^{-7}\text{cm}$ となり実際の土では小さすぎるなどの理論の限界が指摘された。

以上のように凍上に関する研究がなされてきており、最大凍上力を定義する上で水の駆動力の定義が各方面でなされている。

また、RaddとOertle³⁵⁾はシルト質粘土において実験を行い、最大凍上力と冷却面温度は -18°C までEq. 6.2.6で表される直線関係にある事を発見している。

$$\sigma_u = -11.1\theta_c \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (6.2.6)$$

ここで、 σ_u :最大凍上力、 θ_c :冷却面温度

RaddとOertle³⁵⁾はこの式が変形したClausius-Clapeyronの式に一致する事を示している。高志^{36, 37)}は俎橋粘土、2種類のシルト、中砂によって最大凍上力に関する実験を行い、この検証を行っている。この中で変形Clausius-Clapeyron式に関して検討を行っているのでここで説明する。

土の有効応力は次式で表される。

$$\sigma = P - P_w \quad (6.2.7)$$

ここで、 P :全圧、 P_w :間隙水圧、 σ :有効応力

熱力学的な氷と水の相平衡状態を定義して以下のように理論を展開している。

相平衡ではA、Bの2相の自由エネルギーは等しいので、次式のようにかける。

$$v_A dP_A - s_A dT = v_B dP_B - s_B dT \quad (6.2.8)$$

ここで、 P は圧力、 T は絶対温度、 v は比体積、 s は比エントロピーである。

2相を氷と水と考え、それぞれ i 、 w で示すと次式のようなになる。

$$v_w \frac{dP_w}{dT} - v_i \frac{dP_i}{dT} = s_w - s_i \quad (6.2.9)$$

融解潜熱を L_w とすると、

$$s_w - s_i = \frac{L_w}{T} \quad (6.2.10)$$

となるので、

$$v_w \frac{dP_w}{dT} - v_i \frac{dP_i}{dT} = \frac{L_w}{T} \quad (6.2.11)$$

となる。

また、Edlefsen and Anderson³⁸⁾によると氷と水の圧力変化による融点の変化は以下のようなになる。

(1) 氷と水の圧力が等しく変化する場合 ($dP_i = dP_w$) -Clausius-Clapeyron式

$$\frac{dP}{dT} = \frac{dP_i}{dT} = \frac{dP_w}{dT} = -\frac{L_w}{T(v_i - v_w)} \quad (6.2.12)$$

この状態はFig. 6.2.4³³⁾の左側の状態である。

(2) 氷の圧力が変化し水の圧力が一定である場合 ($dP_i \neq 0, dP_w = 0$)

$$\frac{dP_i}{dT} = -\frac{L_w}{Tv_i} \quad (6.2.13)$$

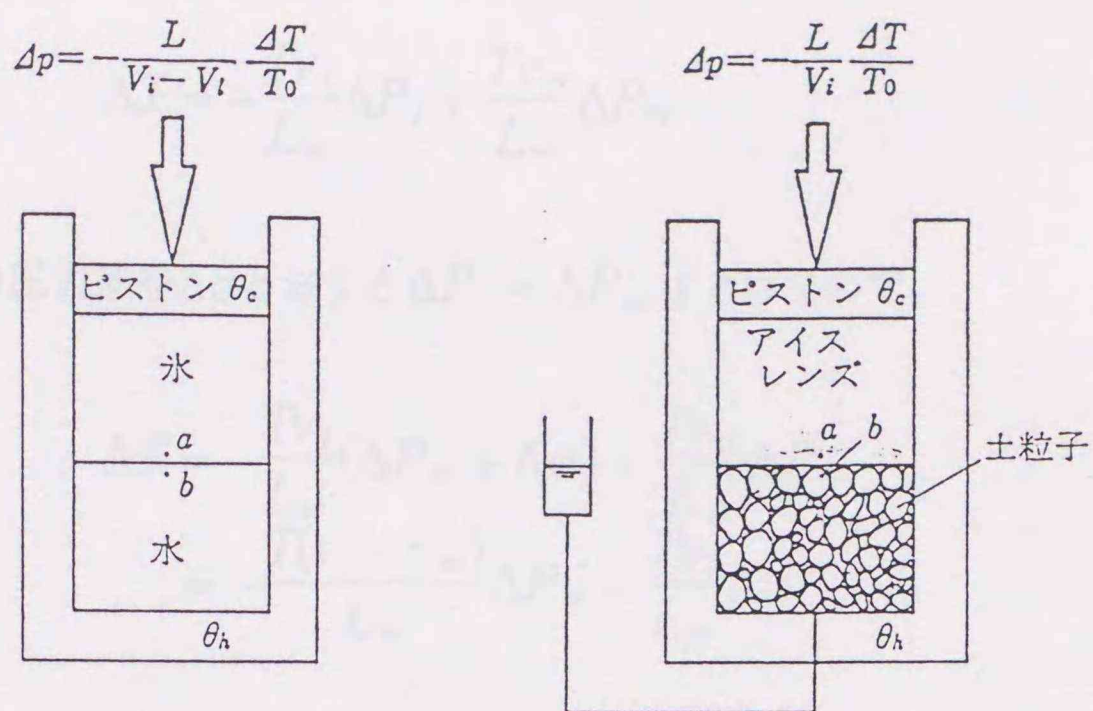


Fig. 6.2.4 Clausius-Clapeyron式の説明モデル ³³⁾

この状態はFig. 6.2.4³³⁾の右側の状態である。

(3) 氷の圧力が一定で水の圧力が変化する場合 ($dP_i = 0, dP_w \neq 0$)

$$\frac{dP_w}{dT} = \frac{L_w}{Tv_w} \quad (6.2.14)$$

(2)に従って氷の圧力を dP_i だけ増し、次に(3)に従って水の圧力を dP_w だけ増した場合、 $dP_i = dP_w$ のときの圧力変化による融点の変化は

$$(1)の融点変化 = (2)の融点変化 + (3)の融点変化 \quad (6.2.15)$$

となる。

この実験の場合、Fig. 6.2.4の右側の状態であるので、氷の圧力は全圧 P で水の圧力は P_w である。したがって氷の圧力を ΔP_i 、水の圧力を ΔP_w 増したときの融点降下 ΔT は、次式のようにになる。

$$\Delta T = -\frac{Tv_i}{L_w}\Delta P_i + \frac{Tv_w}{L_w}\Delta P_w \quad (6.2.16)$$

氷と水の圧力差を $\Delta\sigma$ とおくと $\Delta P_i = \Delta P_w + \Delta\sigma$ なので、

$$\begin{aligned} \Delta T &= -\frac{Tv_i}{L_w}(\Delta P_w + \Delta\sigma) + \frac{Tv_w}{L_w}\Delta P_w \\ &= -\frac{T(v_i - v_w)}{L_w}\Delta P_w - \frac{Tv_i}{L_w}\Delta\sigma \end{aligned} \quad (6.2.17)$$

また、

$$\frac{v_i - v_w}{v_i} \approx \frac{1}{11}$$

なので、Eq. 6.2.17の右辺の第一項は第2項に比べて十分小さいので、

$$\Delta T \approx -\frac{Tv_i}{L_w}\Delta\sigma \quad (6.2.18)$$

となる。 L_w が温度に依存しないとすると、

$$T = 273 \text{ (K)で、} L_w = 79.6 \text{ (cal/gr) なので、}$$

$$\frac{d\sigma}{dT} = -11.4 \text{ (kg/cm}^2\text{/K)} \quad (6.2.19)$$

となり、Eq. 6.2.6の実験式と一致することを示した。 Fig. 6.2.5、Fig. 6.2.6は高志^{36,37)}がそれぞれこの検討に用いた試料と実験結果である。Fig. 6.2.6の各試料で、温度が低くなるにつれて変形Clausius-Clapeyron式からはずれていくのは、氷晶の生成のための未凍結水の補給が断たれるからであろうとしている。また、図中の σ_{umax} 、 θ_{rit} はそれぞれ最大凍上力、アイスレンズ成長面温度である

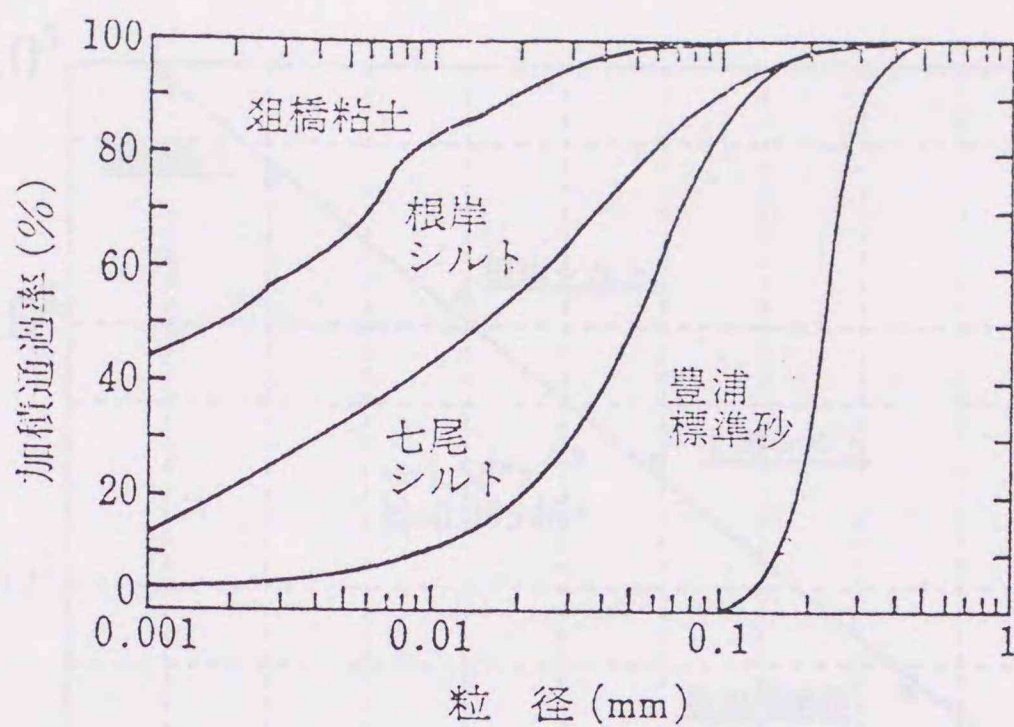


Fig. 6.2.5 試料土の分布 ³³⁾

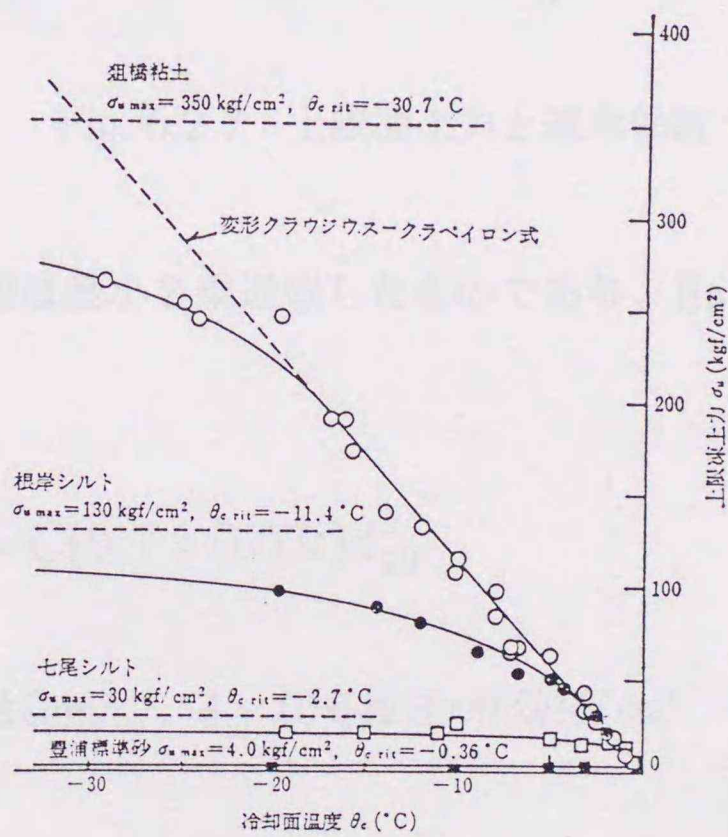


Fig. 6.2.6 上限凍上力と冷却面温度依存性 ³³⁾

また、Fig. 6.2.6を次式Hazenの式 ³⁹⁾を用いて試料土の透水係数を求めて、プロットすると、Fig. 6.2.7に示すとおりとなる。なお、Hazenの式中、 $C=116$ 、 $t=20$ と

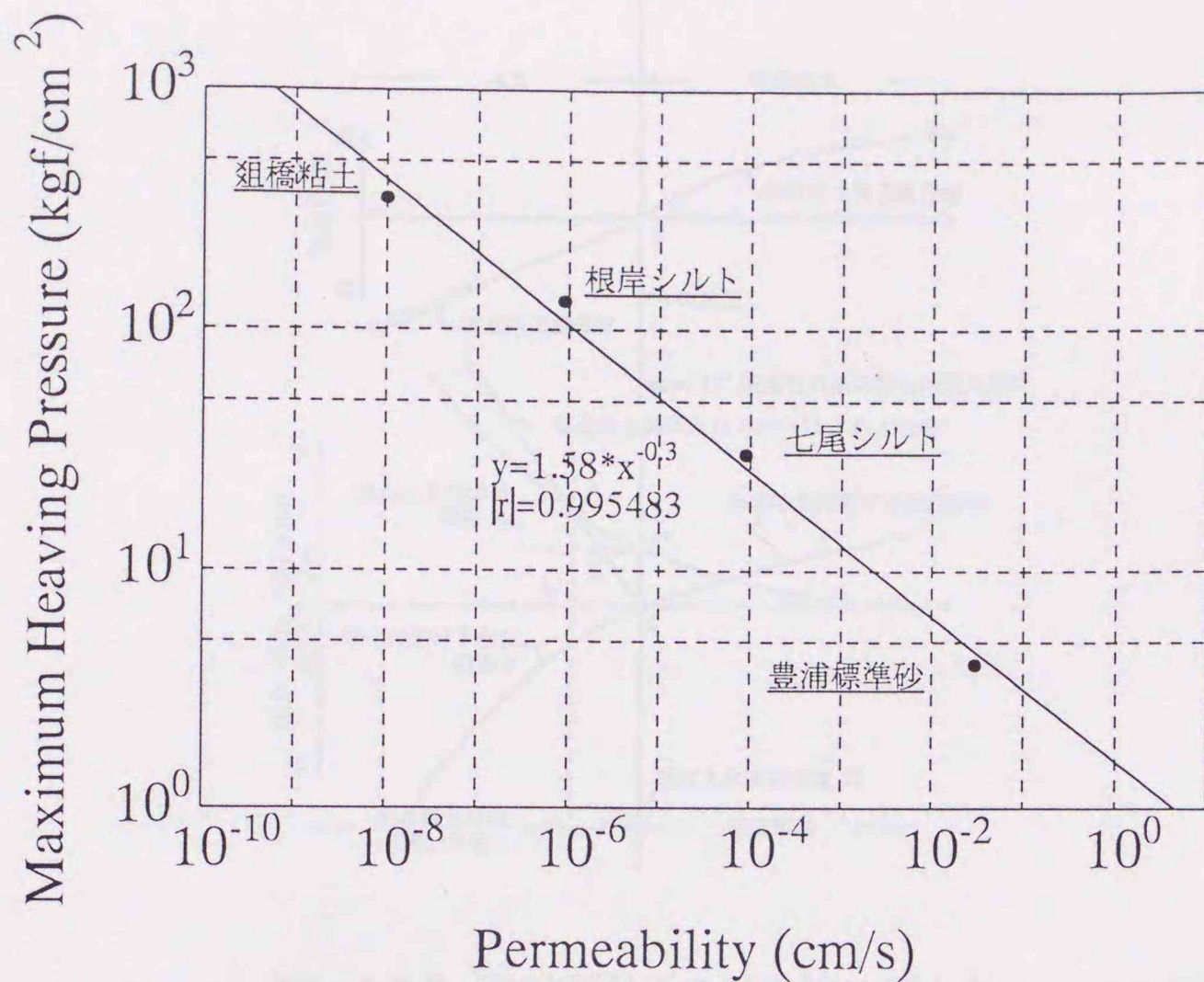


Fig. 6.2.7 上限凍上力と透水係数

している。図中の曲線は最小 2 乗近似したものであり、Eq. 6.2.21 に示すものである。

$$K = C(0.7 + 0.03t)d_{10}^2 \quad (6.2.20)$$

ここで、 K : 透水係数 (cm/s)、 d_{10} : 10% 粒径・有効径 (cm)

$$\sigma_{u \max} = 1.58 \times K^{-0.3} \quad (6.2.21)$$

ただし、 $|r|=0.9955$

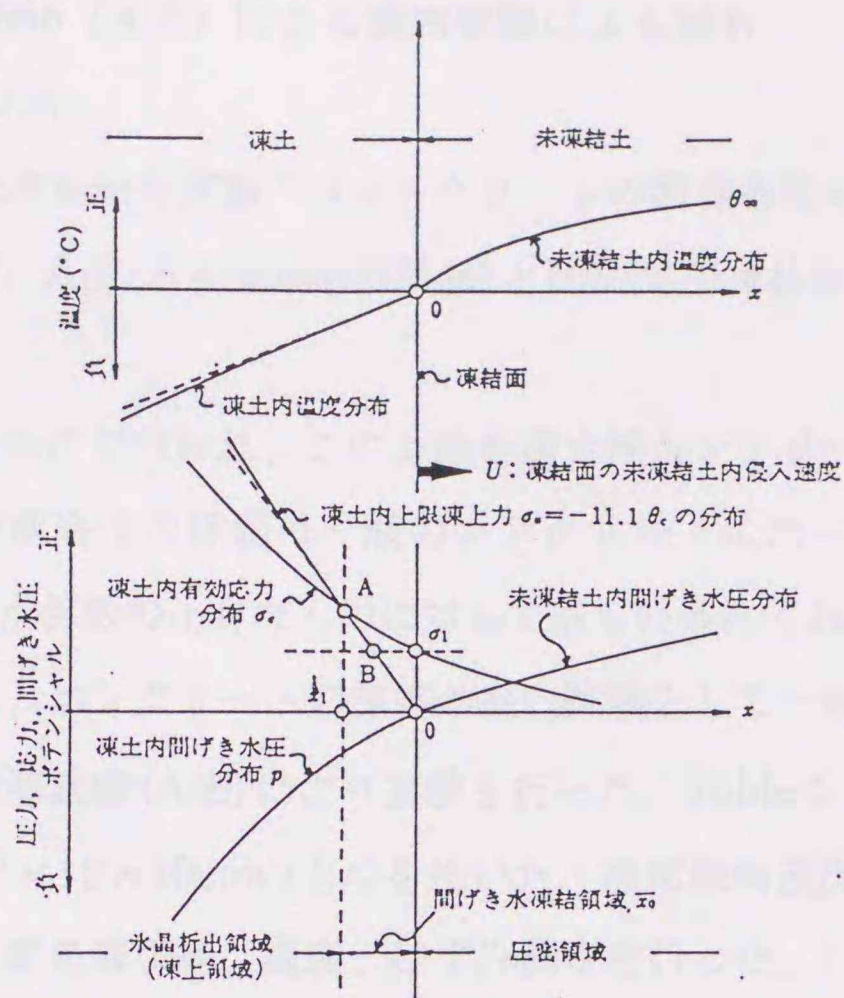


Fig. 6.2.8 凍結面付近の巨視的モデル³³⁾

高志ら^{36, 37)}によるとEq. 6.2.16とFig. 6.2.6で最大凍上力は凍結線上ではなく、それより幾分後方のアイスレンズ成長面で発生することになる。先の説明した毛管力理論では凍結線で最大凍上力を発生することとなり、この点でも違う。高志ら^{36, 37)}は実験で凍結線より低温部でアイスレンズが生成する事を確認しており、この理論の妥当性を示している。

この機構は高志ら^{36, 37)}によってFig. 6.2.8に示すモデルによって説明されており、凍結線とアイスレンズ成長面、つまり最大凍上力発生面までを、Frozen-Fringeとしてアイスレンズに水分を供給するために、別に定義される駆動力によって吸水が起こる区間(Fig. 6.2.8中 x_1)として説明している。この区間では間隙水のみが凍結し、凍上は起こらず、空隙氷の生成によって生じた水分と未凍土側から流れてきた水分がこの領域よりアイスレンズ側に流れていくことになる。この駆動力については高木⁴⁰⁾の吸水ポンプを仮定する研究などがあるが、確立した定義はないようである。以上が最近の凍上論の概要である。この理論を背景に透水性コンクリートの耐凍害性について検討を行う。

6. 3 ASTM-C666 (A法) による室内実験による検討

6. 3. 1 実験方法

ASTM C666急速凍結融解試験⁹⁾はコンクリートの耐凍害性の評価に一般的に用いられている方法で、A法(水中凍結融解試験)とB法(気中凍結融解試験)の2つがある。

A法の方が厳しい条件で行われ、この方法を透水性コンクリートに対して用いている文献^{1, 3, 5)}では耐凍害性の評価は一般のコンクリートに比べかなり低い結果となっており、特に透水係数の小さなものに対して厳しい条件であるようである。

本研究においても、コンクリートの凍害の室内試験として一般であるこの方法を用いて、水中凍結融解試験(A法)により実験を行った。Table 6.3.1はこの実験に用いた供試体であり10×10×40cmのものを用いた。凍結融解速度は1日5サイクルとし、動弾性係数、質量減少率、温度、ひずみ測定を行った。ひずみ測定にはカーソンタイプの埋め込み型ひずみゲージを用い、標点10cmのものを供試体長軸方向に設置(Fig. 6.3.1)した。また標点3cmのものをNo.11とNo.13の供試体にFig. 6.3.2に示すように設置した。Fig.6.3.1、Fig. 6.3.2の記号でSTはひずみ測定点、Tは温度測定点である。

Table 6.3.1 水中急速凍結融解試験 に用いた供試体

No.	W/C	ξ	s/a	$G_{\max}$ (mm)	Addmixture	Permeability (cm/s)	Ultimate Tensile Strain
5	0.2	0.28	0	7	Silica Fume	0.1	-
6	0.2	0.28	0	7	-	0.06	-
7	0.2	0.28	0.15	7	-	0.05	-
8	0.2	0.28	0.3	7	-	0.01	-
11	0.28	0.36	0	13	-	1.09	250×10^{-6}
13	0.28	0.36	0.3	7	-	0.04	350×10^{-6}

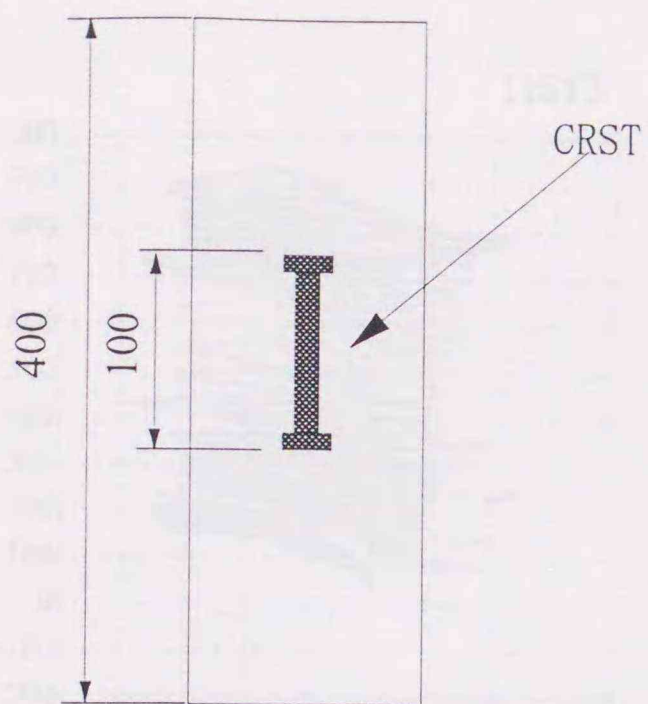


Fig. 6.3.1

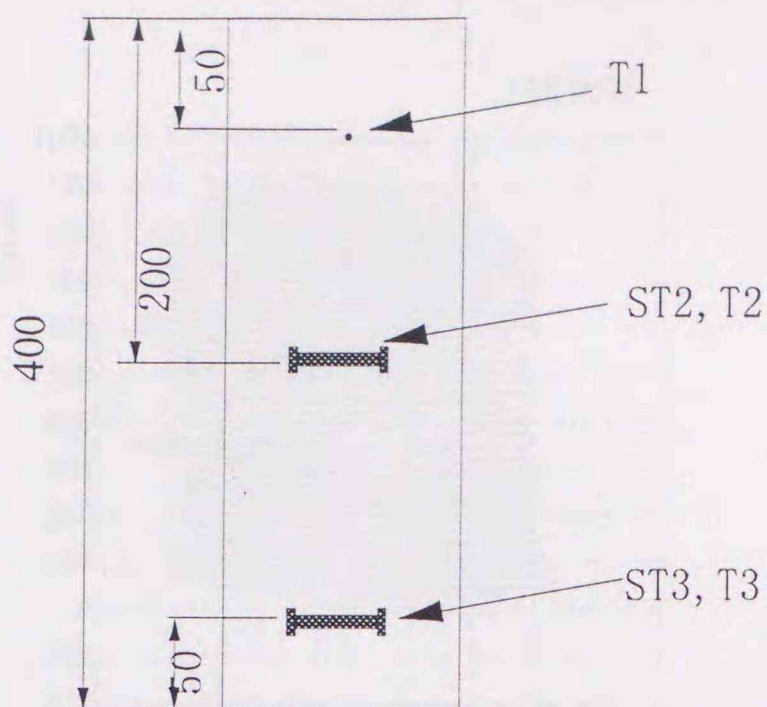


Fig. 6.3.2

このように実験を行った結果について以降に述べる。なお 0°C 以上のひずみの値が温度によって変化しないように描画する事によって、線膨張係数を差し引いている。

6. 3. 2 実験結果

Fig.6.3.3以降に0~46cycleまでのひずみ-温度関係を示す。

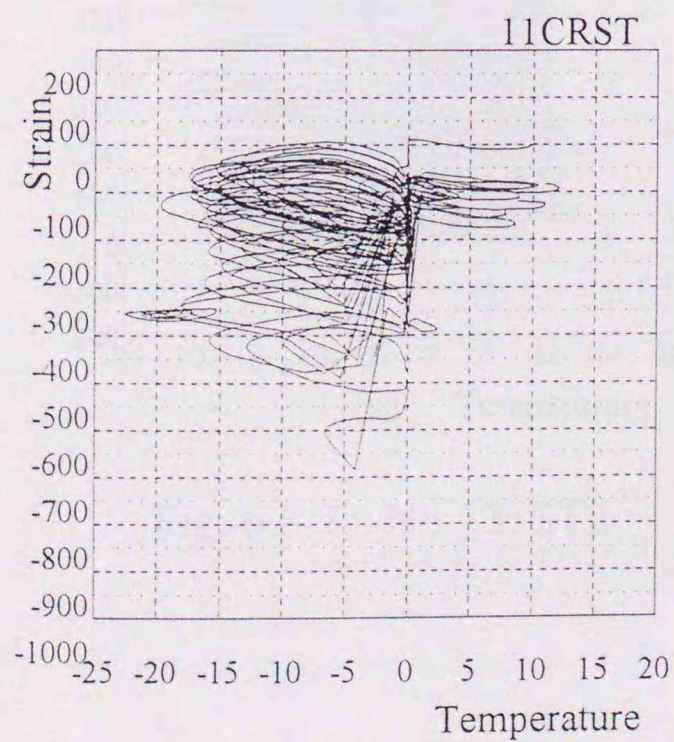


Fig. 6.3.3 No.11-CR

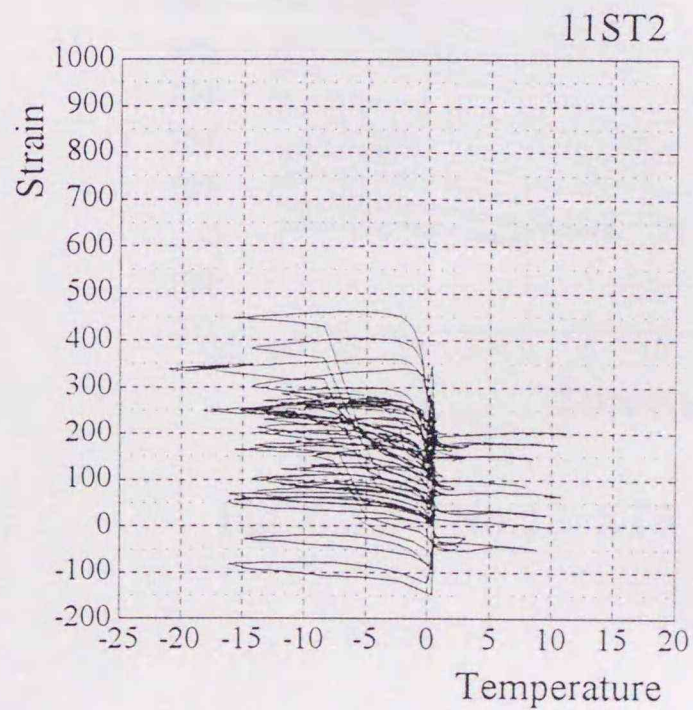


Fig. 6.3.4 No.11-ST2

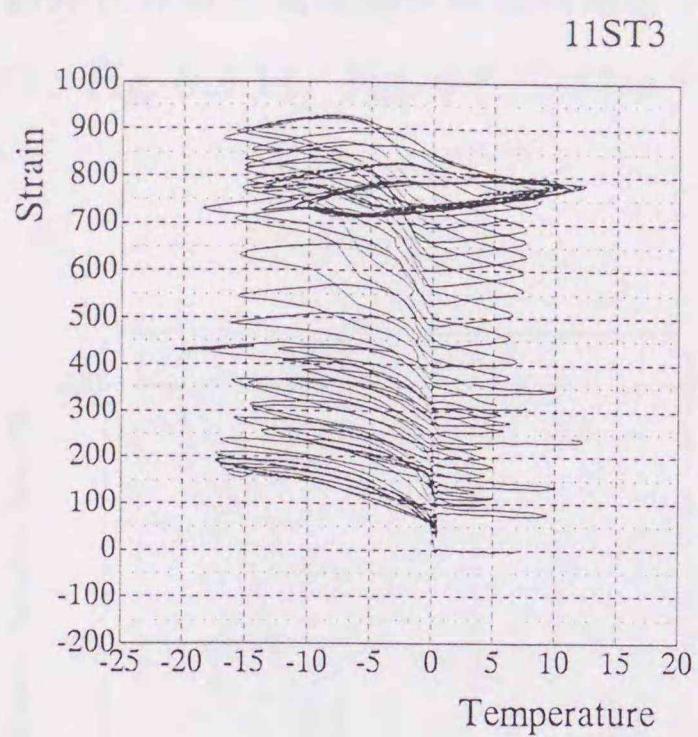


Fig. 6.3.5 No.11-ST3

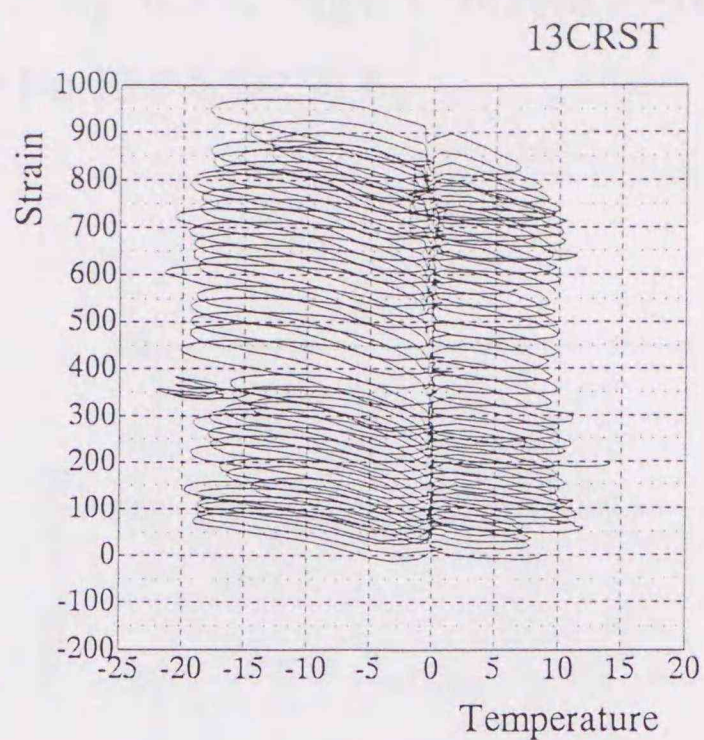


Fig. 6.3.6 No.13-CR

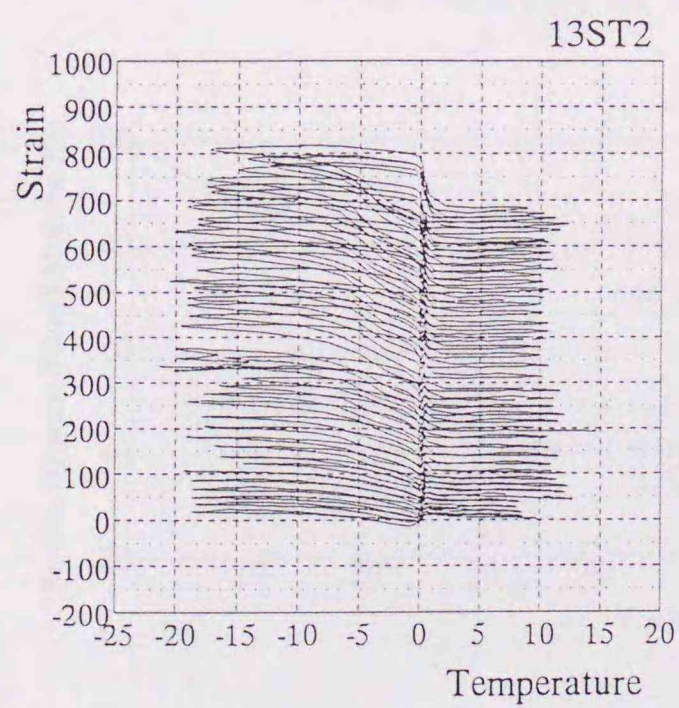


Fig. 6.3.7 No.13-ST2

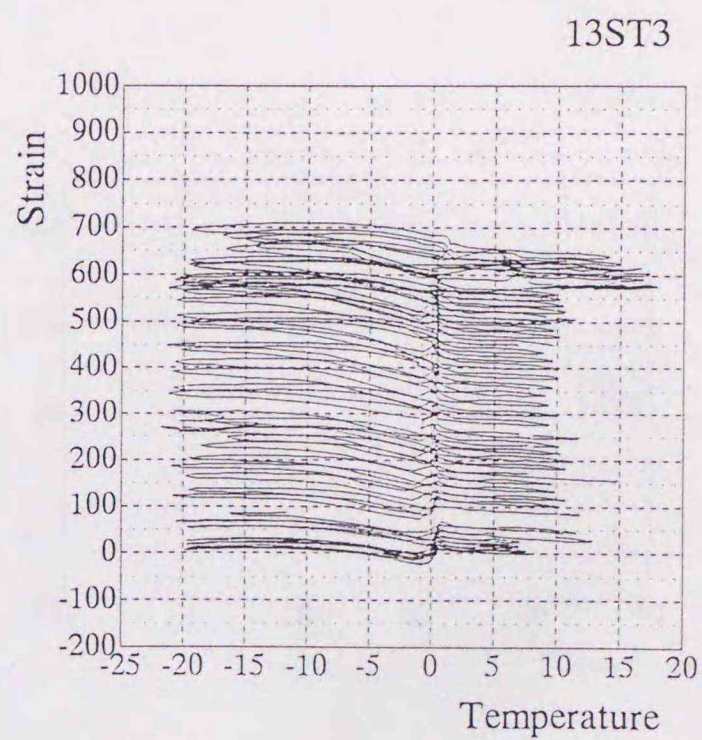


Fig. 6.3.8 No.13-ST3

動弾性係数と質量減少率の結果を示す。Fig. 6.3.9、Fig.6.3.10はNo.5～No.8のもの、Fig. 6.3.11、Fig. 6.3.12はNo.11とNo.13のものである。

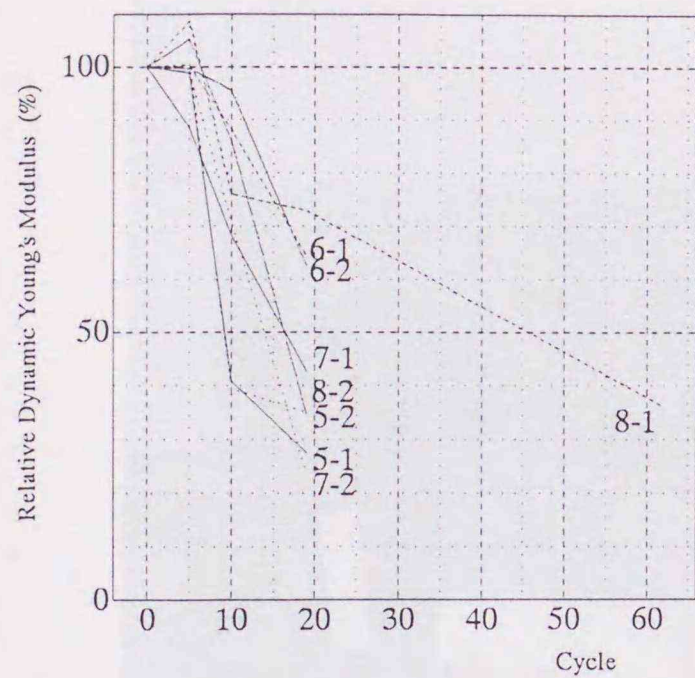


Fig. 6.3.9 No.5～No.8
の相対動弾性係数

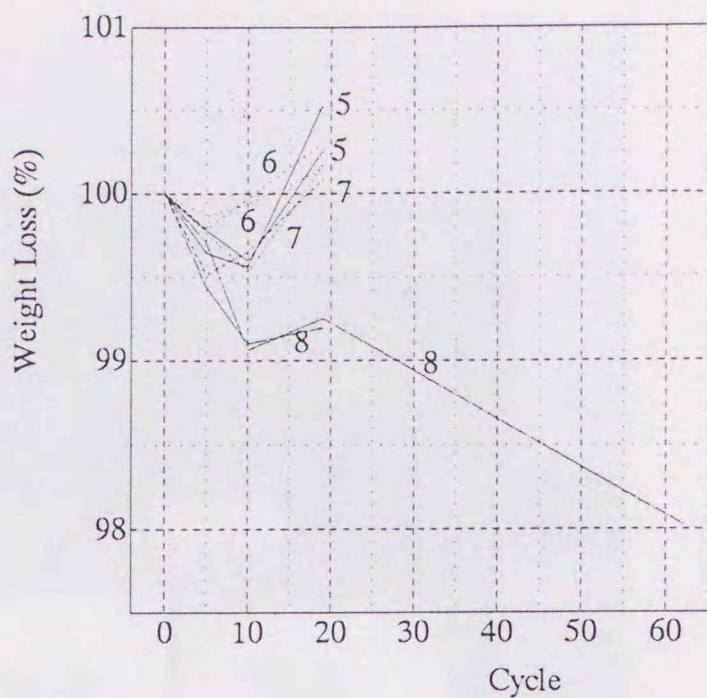


Fig.6.3.10 No.5～No.8の質量減少率

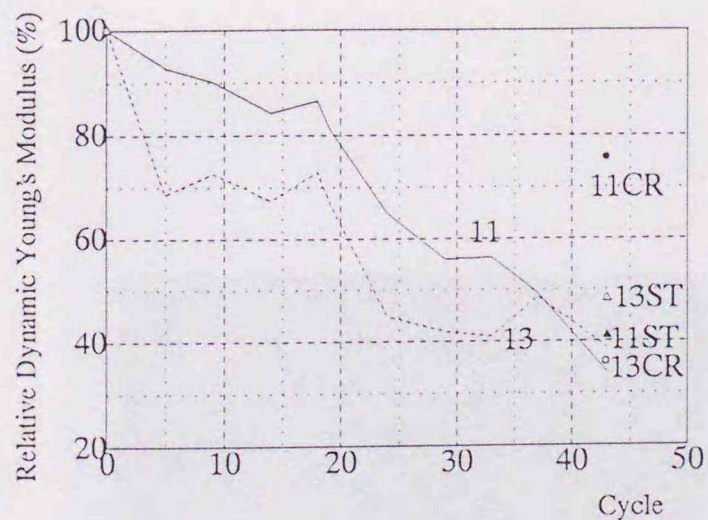


Fig. 6.3.11 No.11とNo.13
の相対動弾性係数

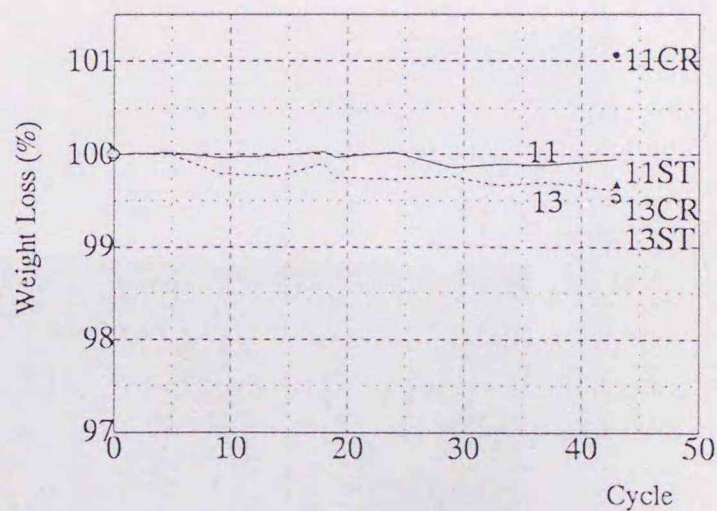


Fig.6.3.12 No.11とNo.13の質量減少率

いずれも相対動弾性係数は50サイクル未満で40%以下になっており、かなり低い耐凍害性を示す結果となった。特に、No.5とNo.11は20サイクル前後で供試体中心部長軸方向にクラックを生じ、No.5は最終的には完全に割れを生じる結果となった。Photo 6.1～Photo 6.8にNo.5とNo.11の試験中の経過写真を示す。

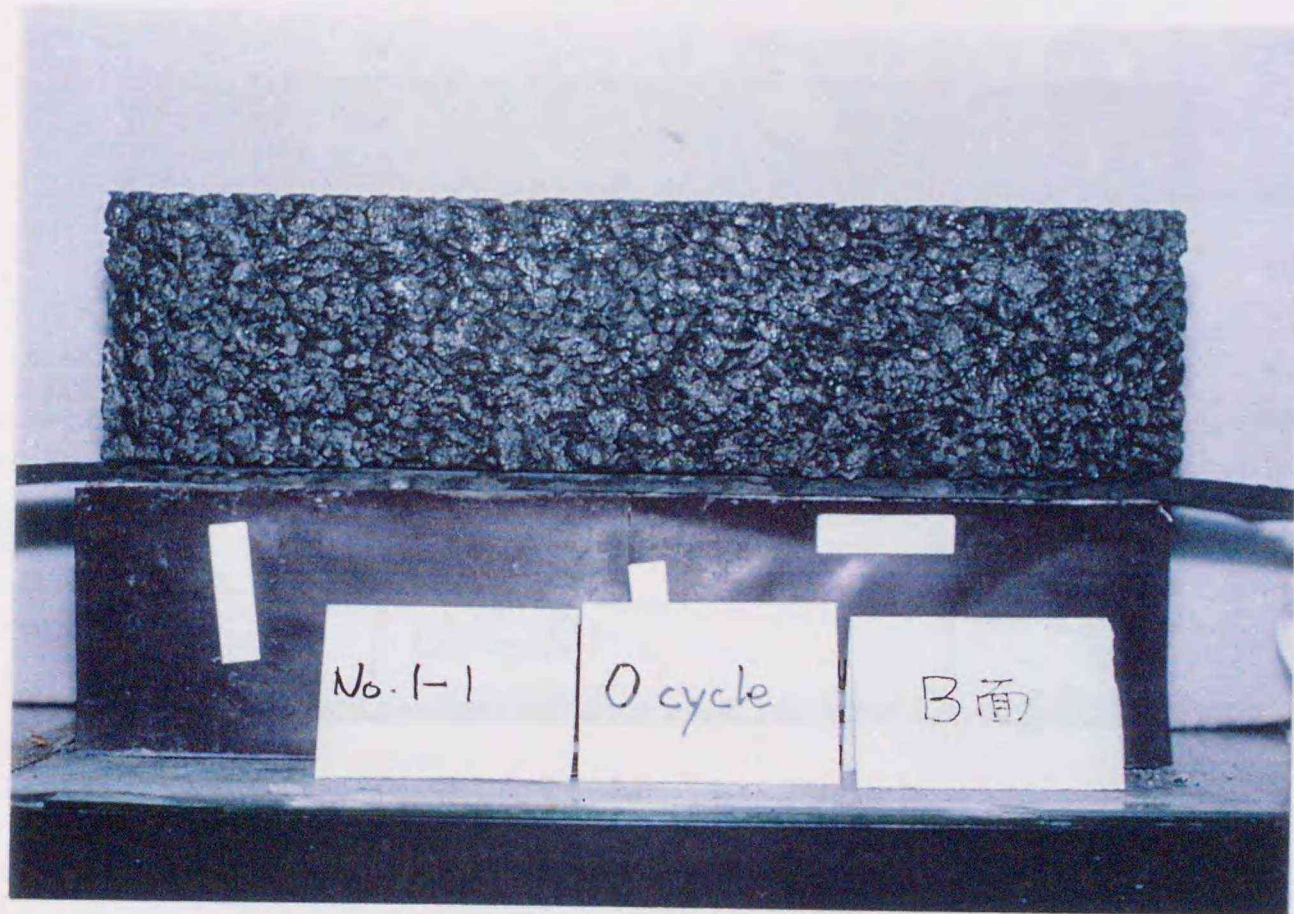


Photo 6.1 No.11 0cycle

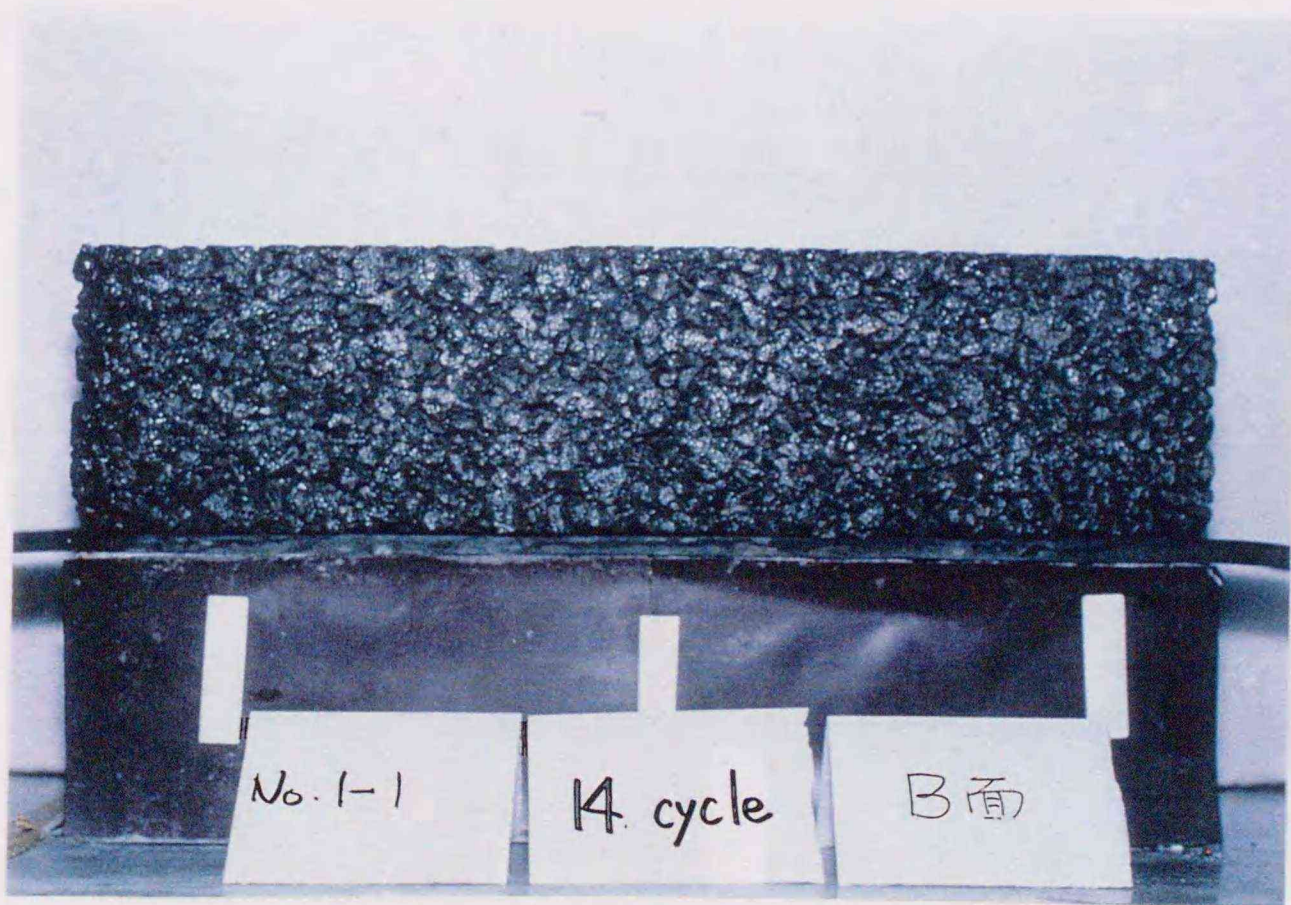


Photo 6.2 No.11 14cycle

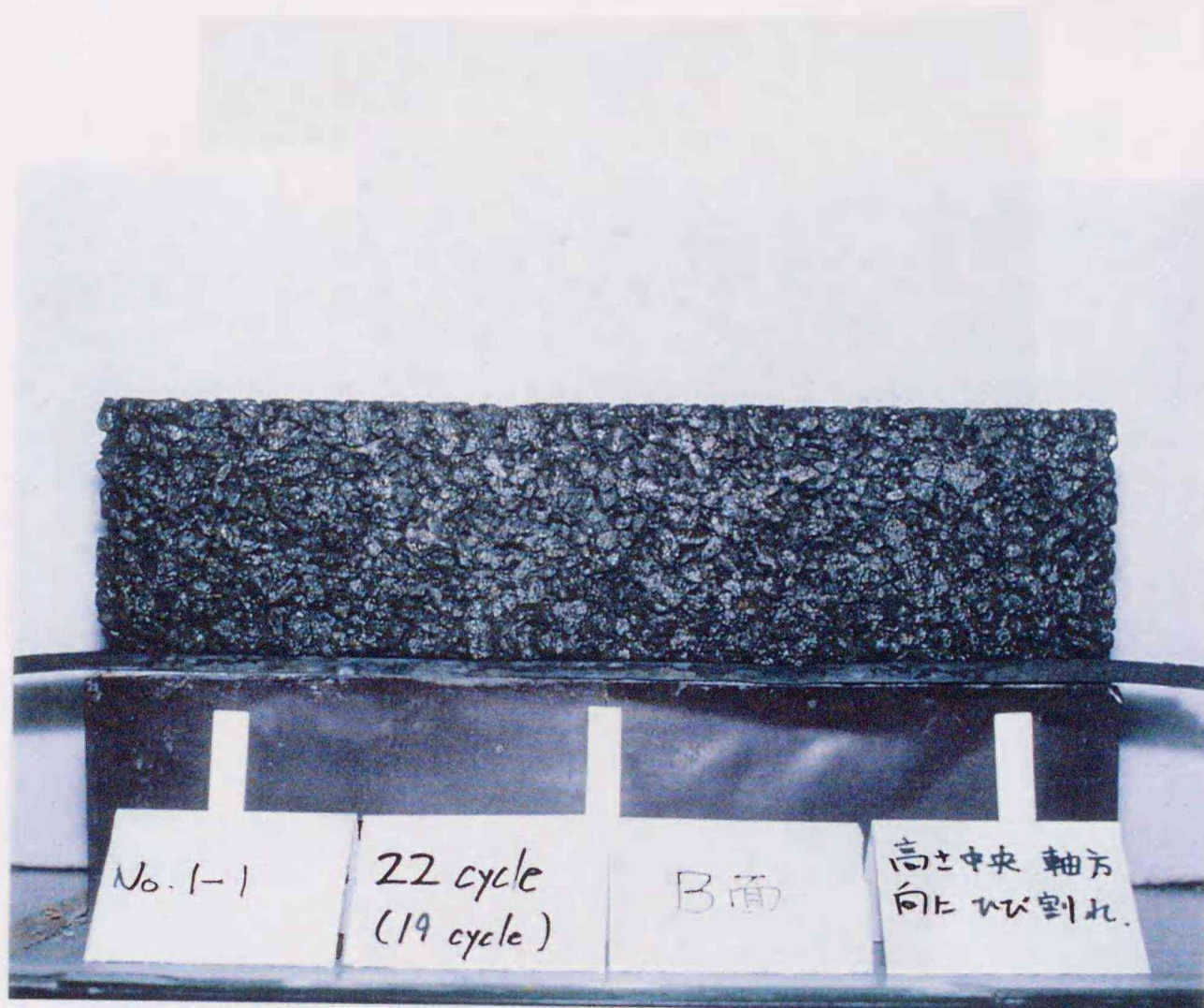


Photo 6.3 No.11 19cycle

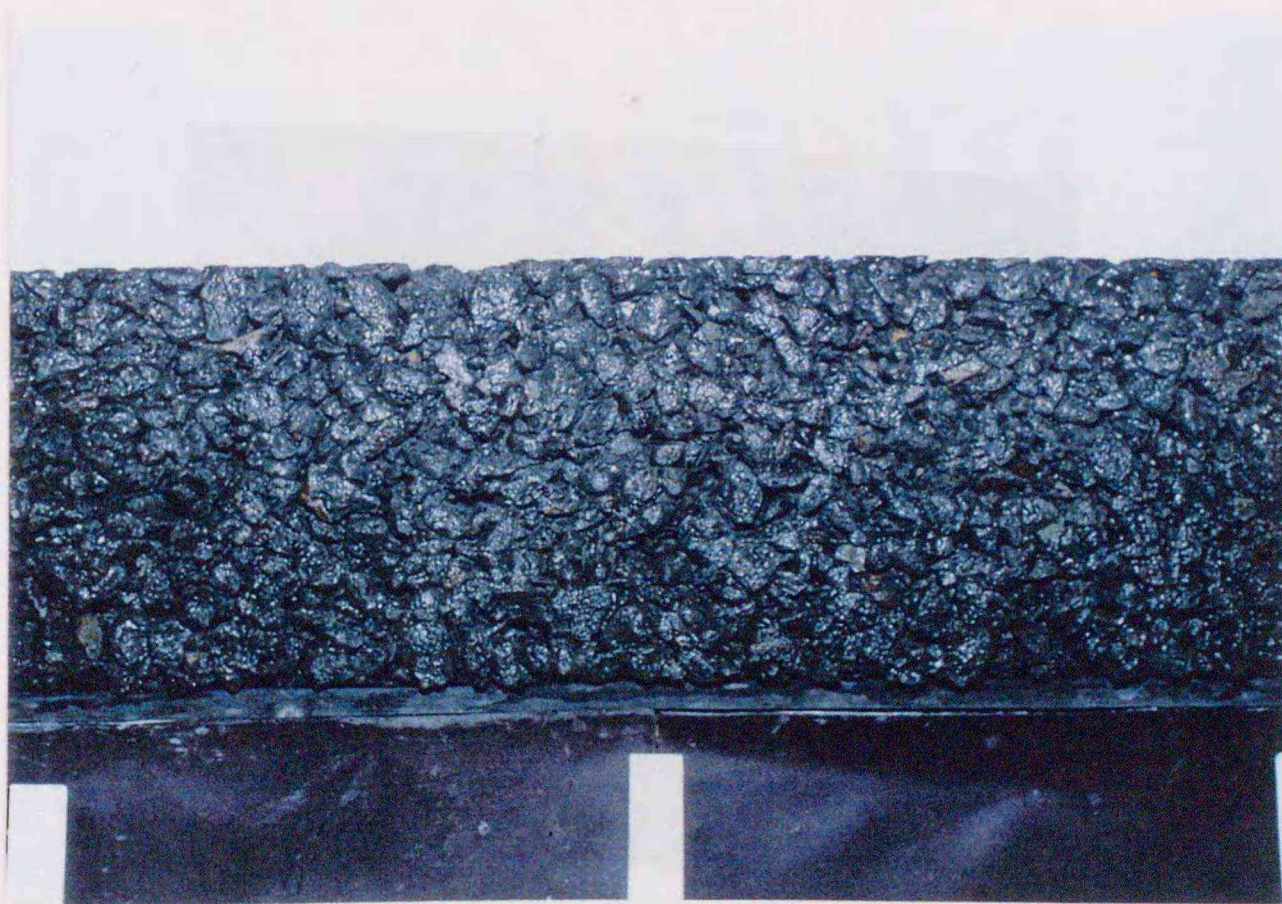


Photo 6.4 No.11 19cycle 中心部にクラック

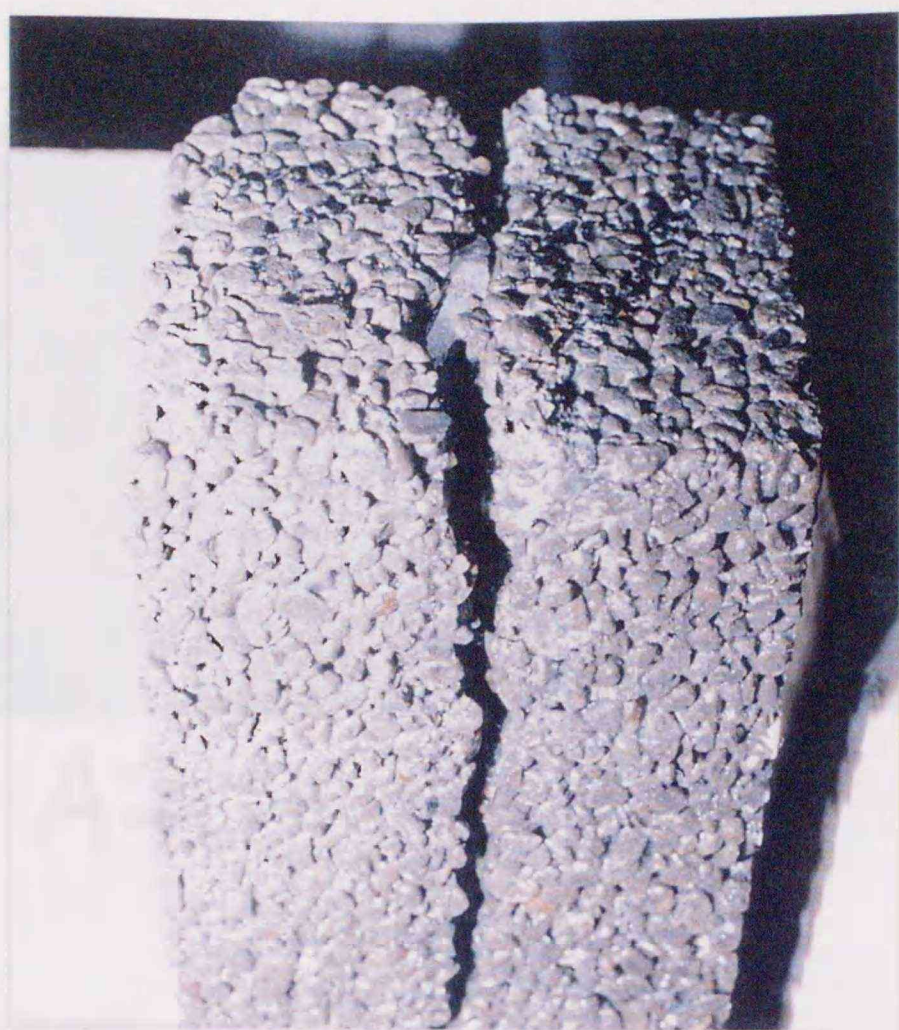


Photo 6.5 No.5 24cycle 端部

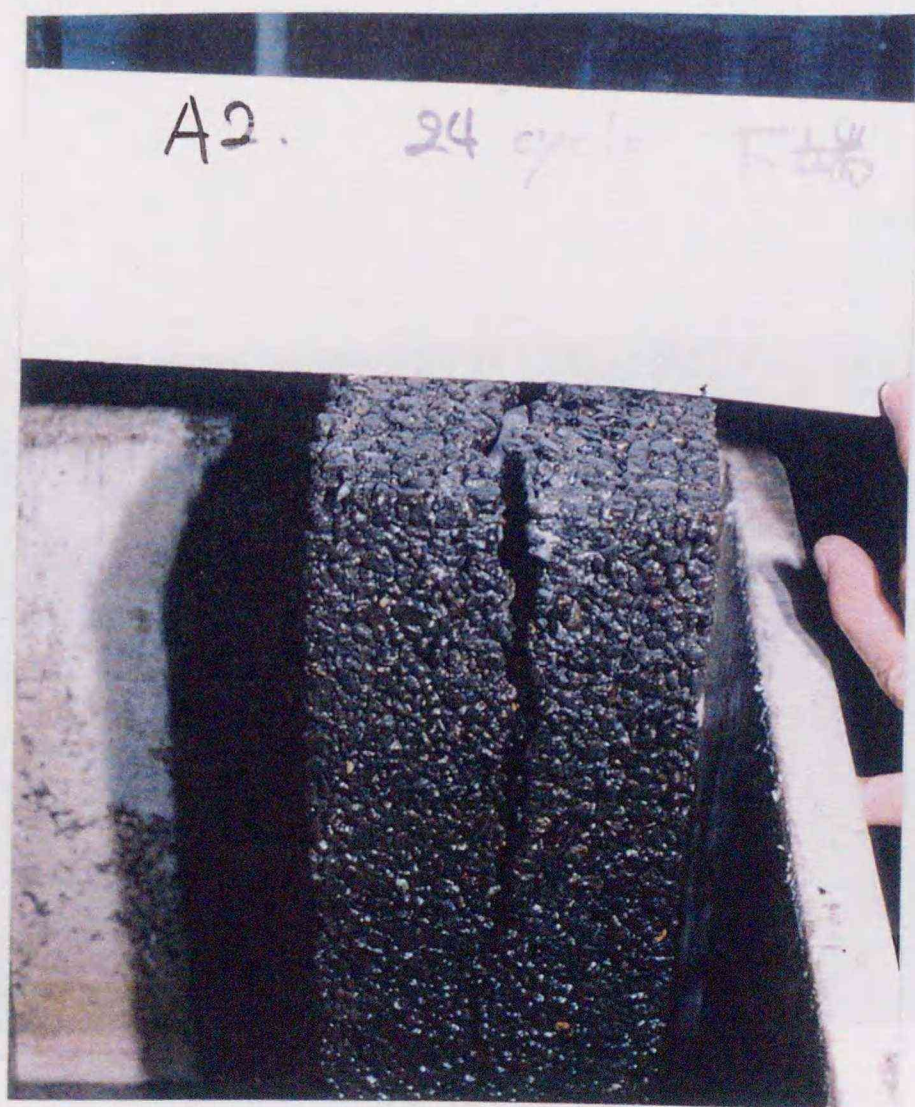
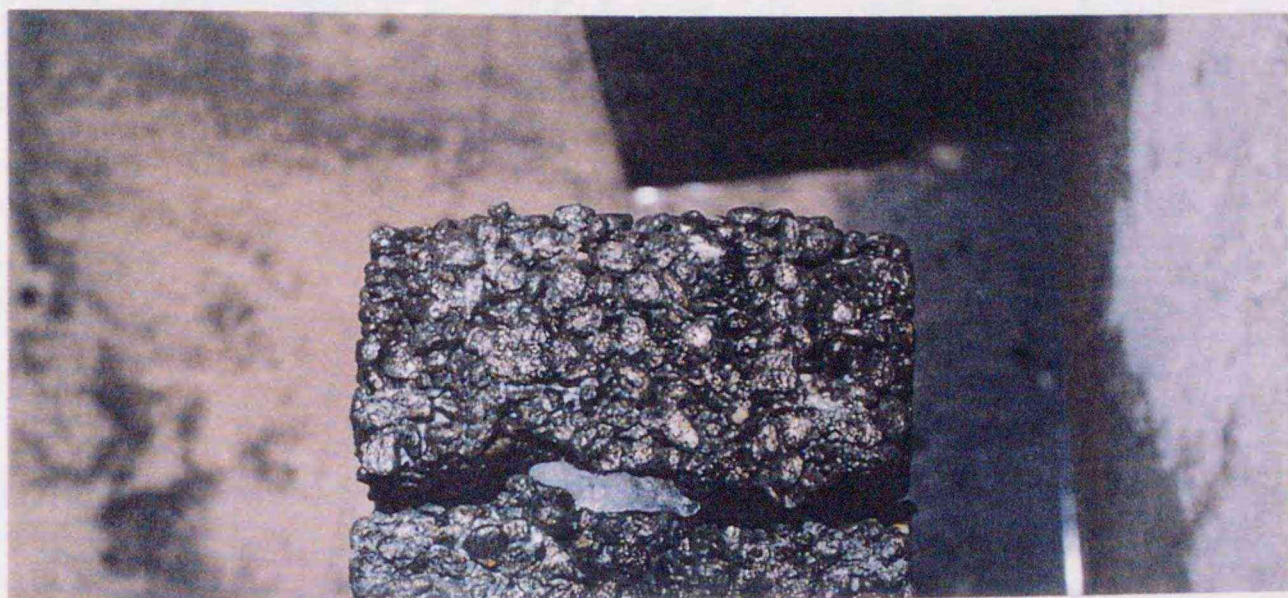


Photo 6.6 No.5 24cycle 端部



A2. 24 cycle 下端

Photo 6.7 No.5 24cycle 端部



Photo 6.8 No.8 12cycle

また、No.11とNo.13について、最高温度時でとったひずみの値を残留ひずみとして、また最低温度時でのひずみの値をそのサイクルの最大ひずみとして値をとったものを以下に示す。

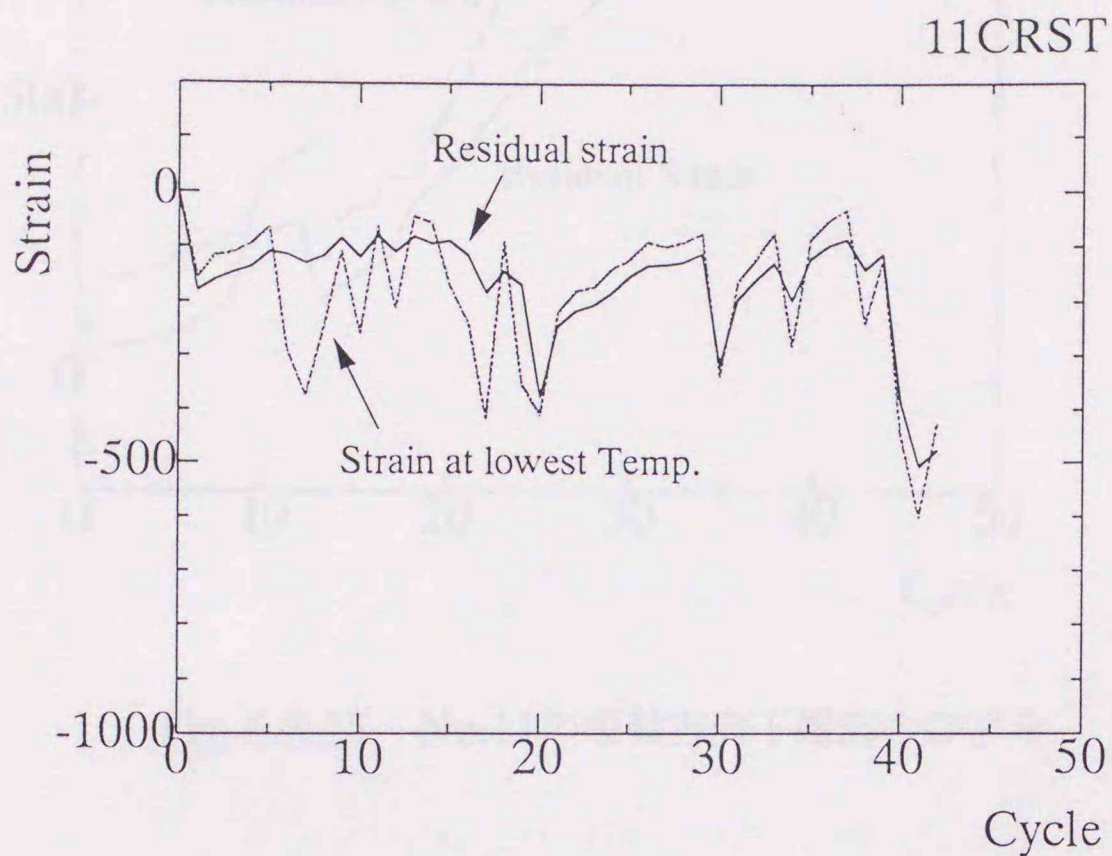


Fig. 6.3.13 No.11の長軸方向中心部のひずみ

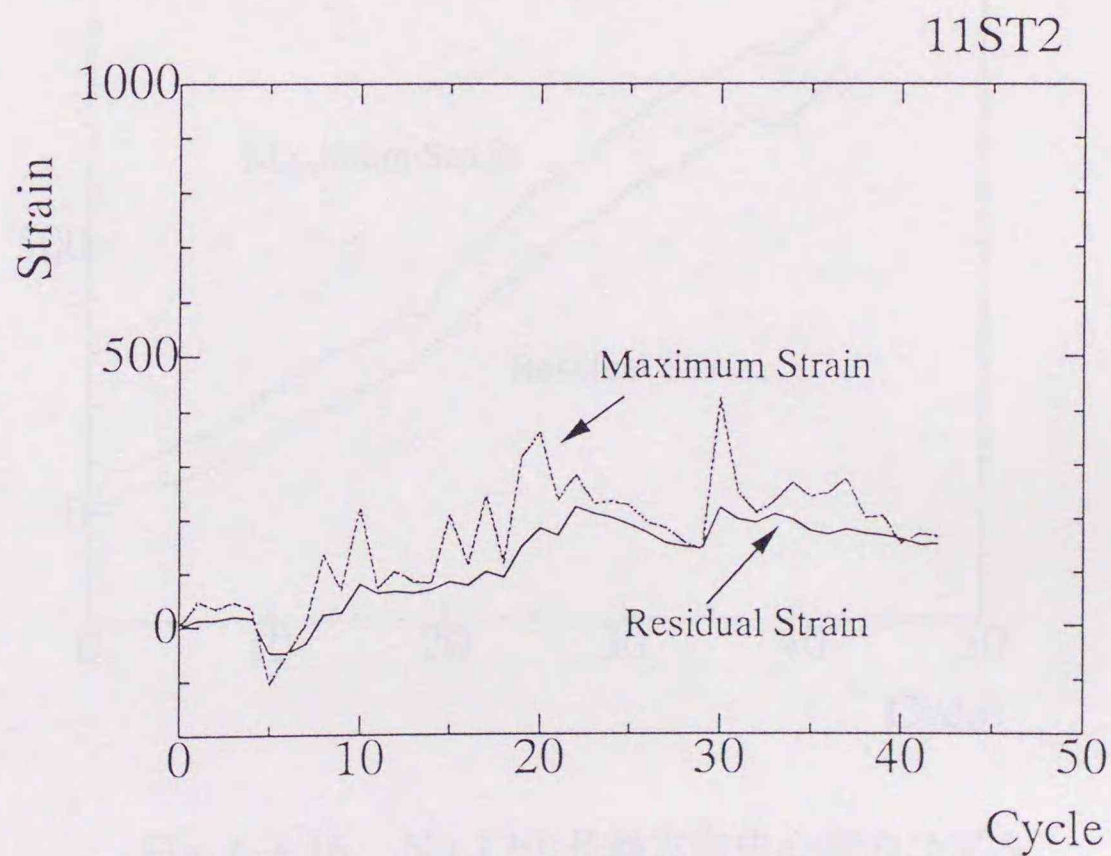


Fig. 6.3.14 No.11の短軸方向中心部のひずみ

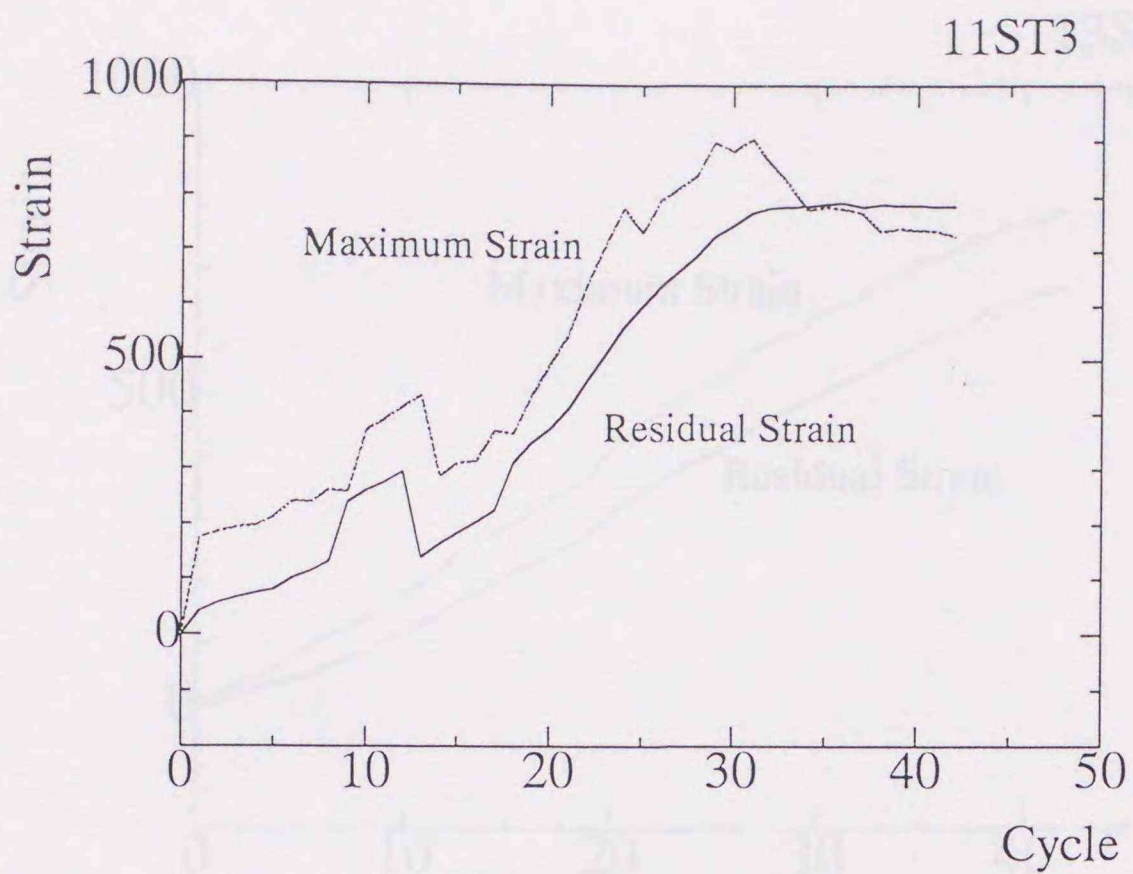


Fig. 6.3.15 No.11の短軸方向下端部のひずみ

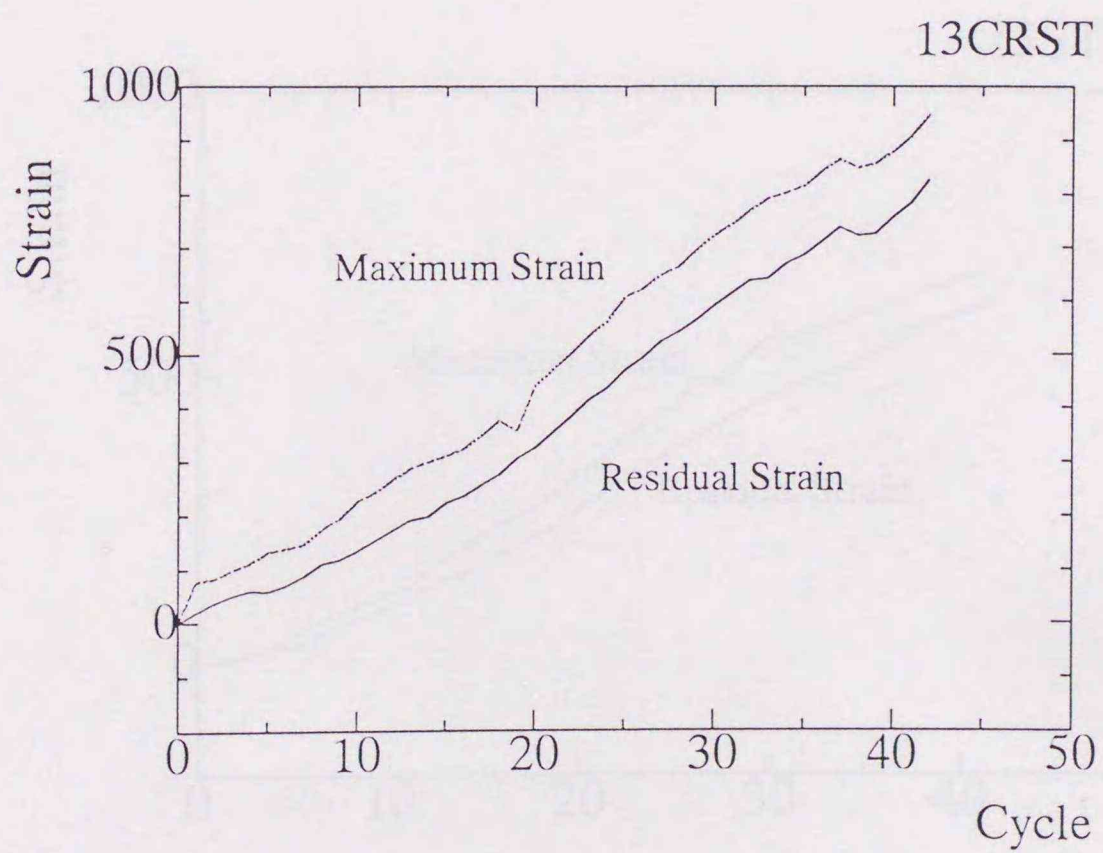


Fig. 6.3.16 No.13の長軸方向中心部のひずみ

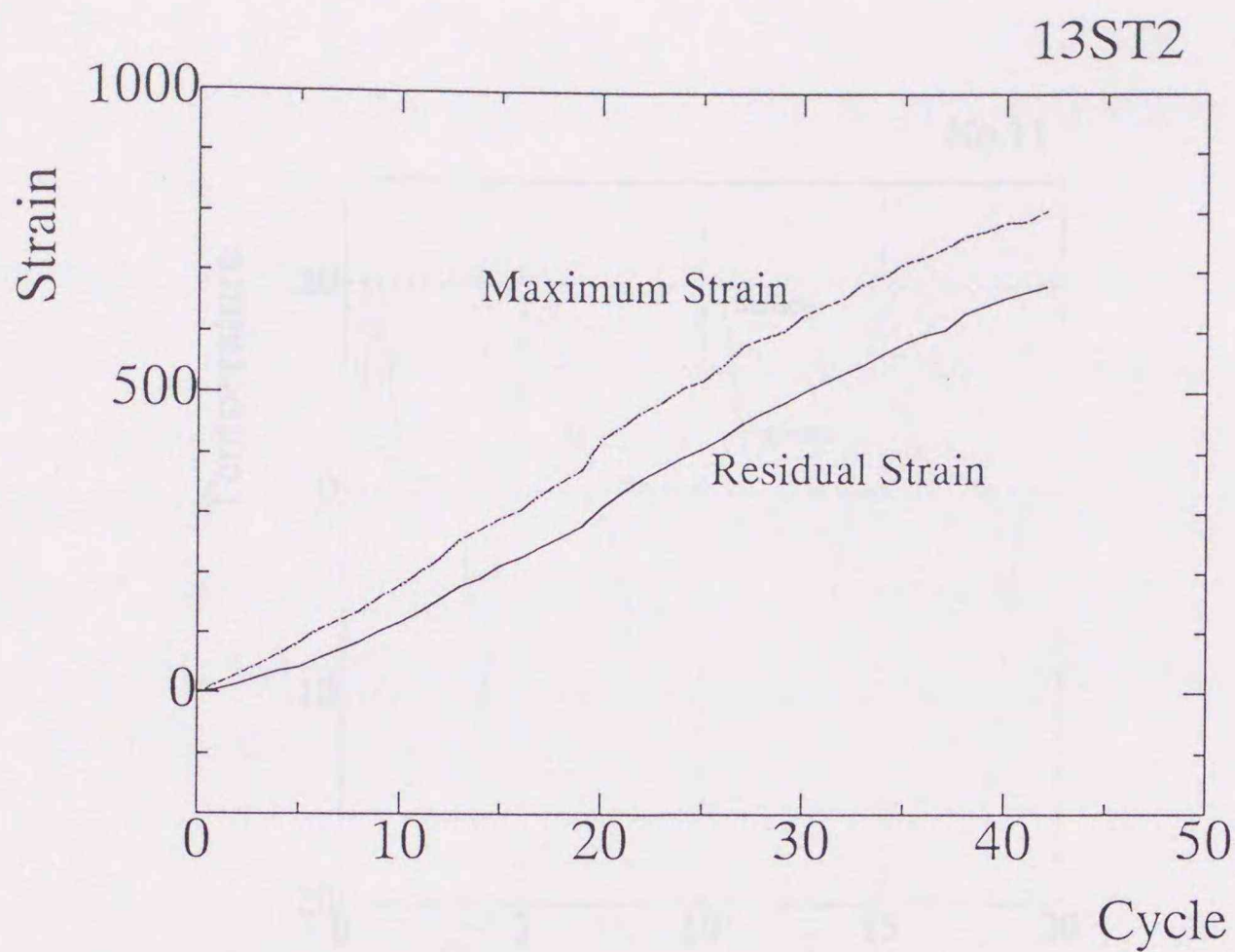


Fig. 6.3.17 No.13の短軸方向中心部のひずみ

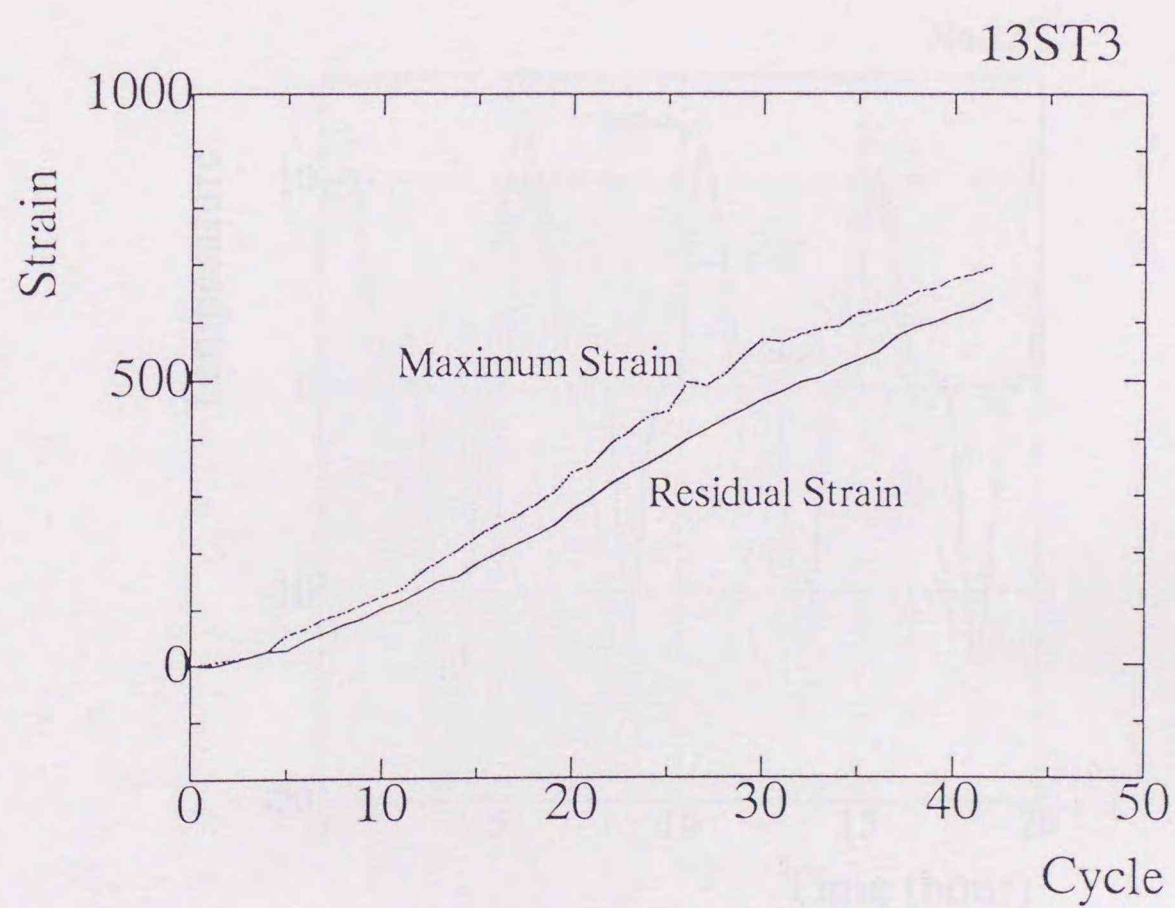


Fig. 6.3.18 No.13の短軸方向下端部のひずみ

また、No.11とNo.13の温度履歴はそれぞれ次のようになっている。

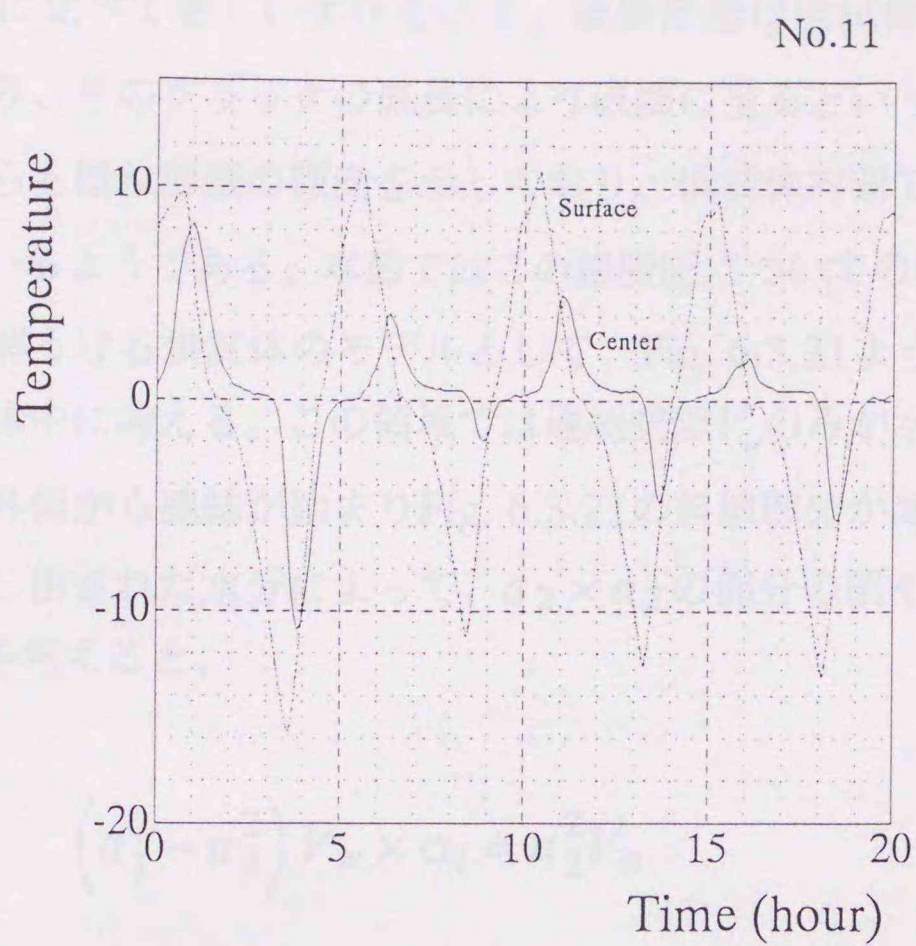


Fig. 6.3.19 No.11の表面部と中心部の温度

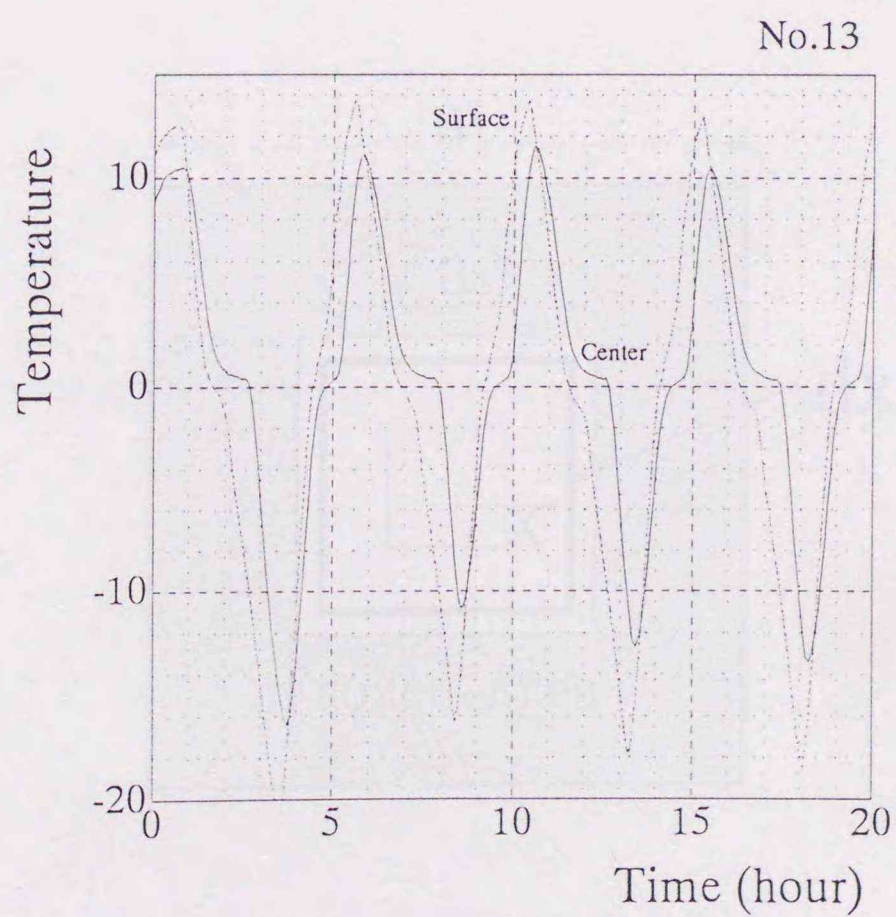


Fig. 6.3.20 No.13の表面部と中心部の温度

6. 3. 3 急速凍結融解試験における破壊機構

前節で述べたように、透水性コンクリートは急速凍結融解試験において一般のコンクリートに比べて著しい劣化を示す。破壊形態は供試体長軸方向中心部にクラックがはいり、そのクラックの成長により破壊に至るというものである。ひずみの測定結果からも概ね膨張の傾向を示しており、供試体内部で膨脹圧が働くことにより破壊しているようである。本節ではこの膨脹圧についての検討を行う。

急速凍結融解うける供試体のモデルとして、Fig. 6.3.21のように単位幅で $a_1 \times a_1$ の領域を供試体中に考える。この領域では連続空隙 V_w のみが水分で飽和しているものとする。外側から凍結が始まりFig. 6.3.21の斜線部分が凍結し、この部分の凍結によって押し出された水分によって、 $a_2 \times a_2$ の部分の閉そく空隙 V_a も完全飽和になった状態を考えると、

$$(a_1^2 - a_2^2) V_w \times \alpha_i = a_2^2 V_a \quad (6.3.1)$$

ここで、 $a_1 = 10.0(\text{cm})$ $\alpha_i = 0.09$ V_w :連続空気量、 V_a :閉そく空隙量

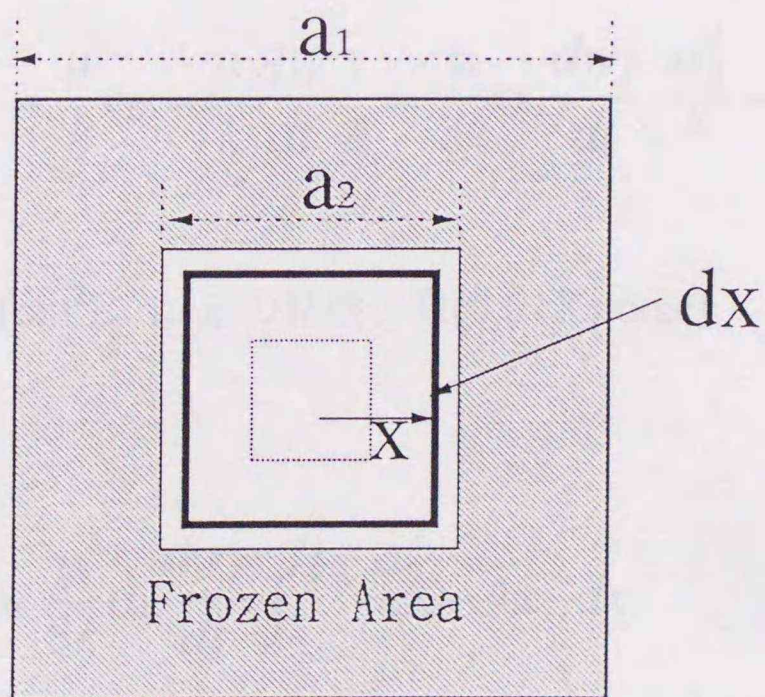


Fig. 6.3.21 急速凍結融解試験のモデル

$$a_2 = a_1 \sqrt{\frac{\alpha_i V_w}{\alpha_i V_w + V_a}} \quad (6.3.2)$$

Fig. 6.3.21の $a_2 \times a_2$ の領域で、完全飽和状態で dx だけ凍結したとすると、流出しようとする水量 Δw は、

$$\Delta w = \alpha_i \Delta w_f 8x dx \quad (6.3.3)$$

ここで、 Δw_f はコンクリート1cc中の凍った水の増量である。

従って、 a_2 から x までの全流出水量を W とすると、

$$\frac{dW}{dt} = \alpha_i \frac{dw_f}{dt} 8 \int_x^{\frac{a_2}{2}} x dx = \alpha_i \frac{dw_f}{dt} (a_2^2 - 4x^2) \quad (6.3.4)$$

一方、Darcy's lawより、

$$\frac{dP}{dr} = \frac{\mu}{k} v_0 = \frac{\mu}{k} \frac{dW}{dt} \frac{1}{A} = \frac{\mu}{8k} \alpha_i \frac{dw_f}{dt} \frac{a_2^2}{x} - 4x \quad (6.3.5)$$

ここで、 k :透水係数(cm^2)、 μ :水の粘性係数(0.018 poise)

従って、

$$\begin{aligned} P_r &= \frac{\mu}{8k} \alpha_i \frac{dw_f}{dt} \int_x^{\frac{a_2}{2}} \left(\frac{a_2^2}{x} - 4x \right) dx \quad (\text{dyne/cm}^2) \\ &= C \times a_2^2 \ln \frac{a_2}{2x} - \frac{1}{2} a_2^2 - 4x^2 \end{aligned} \quad (6.3.6)$$

ただし、 $C = \frac{\mu}{8k} \times \alpha_i \times \frac{dw_f}{dt}$ であり、Eq. 6.2.3より

$$C = \frac{\rho g}{8K} \times \alpha_i \times \frac{dw_f}{dt}$$

また、 w_f は凍結水量なので V_w とおいてよいと考え、

$$C = \frac{\rho g}{8K} \times \alpha_i \times \frac{dV_w}{dt}$$

さて、ここで、 K に氷とセメントペーストの透水係数を用い、 $K=10^{-9}\text{cm/s}$ 前後のオーダーを考え、前節までで述べた急速凍結融解試に用いた供試体諸元を以上の式に代入すると、 $\frac{a^2}{2} - x$ の領域が凍結した場合に生じる水圧は、No.11、No.13それぞれFig. 6.3.22、Fig. 6.3.23に示すとおりとなる。それぞれ横軸左端が中心部となる。

このように生じる水圧によって、コンクリート中に反力として引張力 σ_{pt} が生じると考えると、

$\sigma_{pt} \leq f_t$ の場合、ひび割れ発生なし。

$\sigma_{pt} \geq f_t$ の場合、ひび割れ発生。

となり、ひび割れがマトリックスに発生することにより 1 cycleでの破壊が生じ、このひび割れ発生により水圧が緩和されることにより、このサイクルでは破壊は進行せず終了し、次のサイクルでは再び同様な過程により破壊が進行し、サイクルが進むことにより破壊が段階的に進行していくものと考えられる。

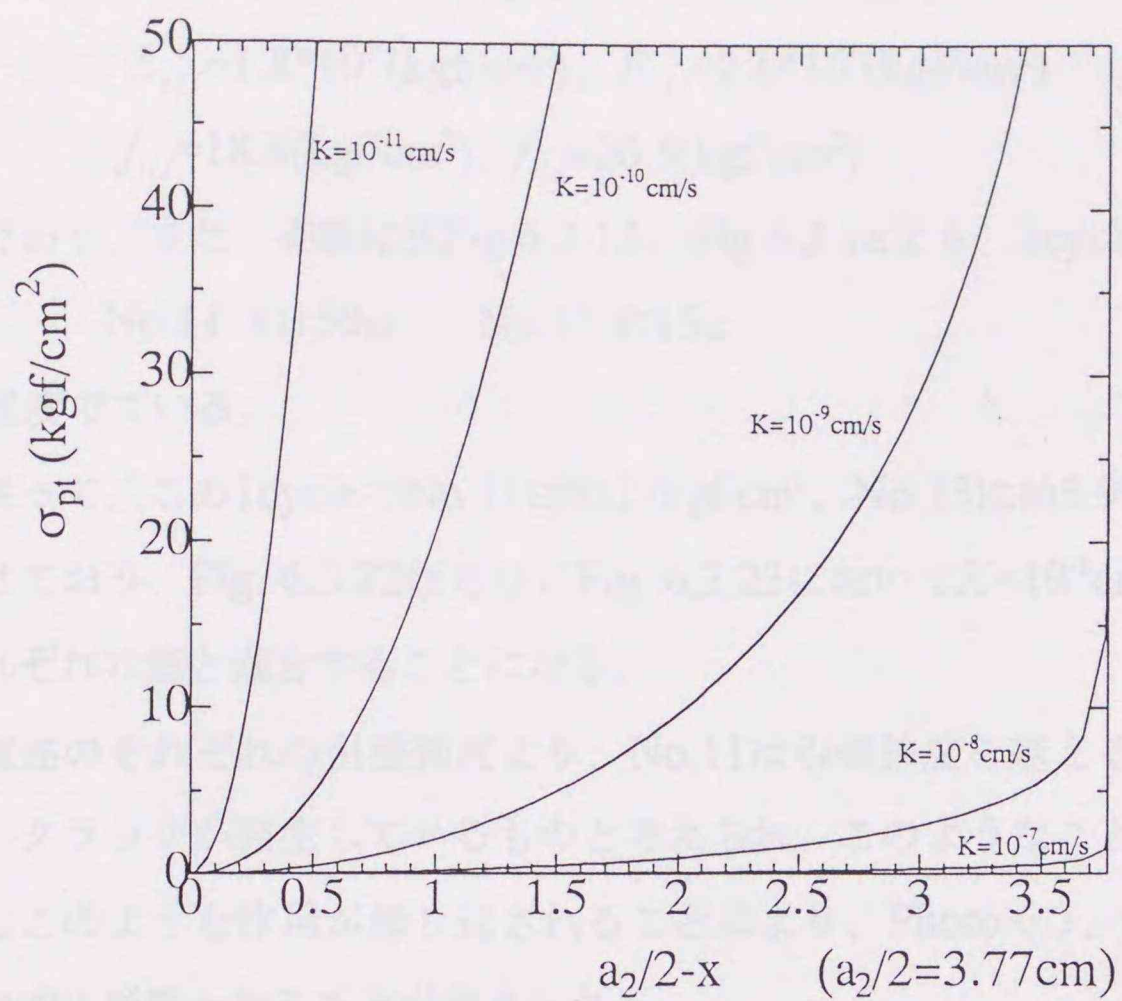


Fig. 6.3.22 No.11において凍結が進行した場合に発生する水圧

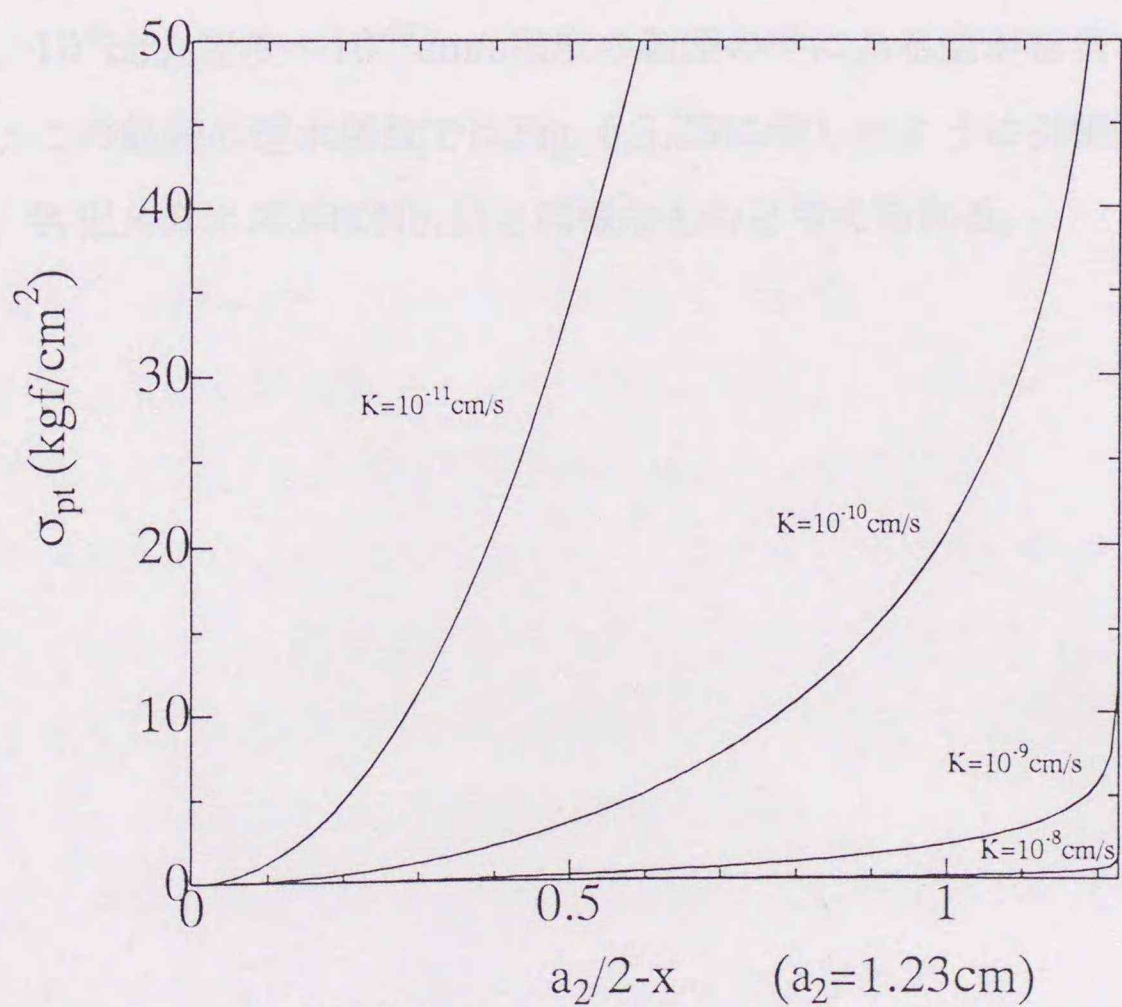


Fig. 6.3.23 No.13において凍結が進行した場合に発生する水圧

一方、No.11とNo.13の弾性係数ならびに引張強度は、

$$E_{cl1}=1.8 \times 10^5 (\text{kgf/cm}^2), E_{cl3}=2.6 \times 10^5 (\text{kgf/cm}^2)$$

$$f_{tl1}=18.8 (\text{kgf/cm}^2), f_{tl3}=20.5 (\text{kgf/cm}^2)$$

であり、また、実験結果Fig.6.3.15、Fig.6.3.18より、1cycle分のひずみは

$$\text{No.11:約}150\mu \quad \text{No.13:約}15\mu$$

程度でている。

従って、この1cycleでNo.11は約27kgf/cm²、No.13は約3.9kgf/cm²の引張応力を受けており、Fig. 6.3.22ならびにFig. 6.3.23において $K=10^{-8}$ cm/s程度と仮定するとそれぞれの値と適合することになる。

前述のそれぞれの引張強度より、No.11は引張強度を越える値の応力を受けており、クラックが発生しているものと考えられ、このようなことからサイクルが進行しこのような作用が繰り返されることにより、Photo 6.3、Photo 6.4に示したような劣化形態となることが考えられる。

またNo.13においては、前述のように透水係数を仮定すると引張強度よりも発生応力は小さな値となるが、この透水係数の値はセメントペーストや氷の透水係数であり、 10^{-8} cm/s程度～ 10^{-10} cm/s程度の範囲の中にある値が相当する事となると考えられ、この範囲の透水係数ではFig. 6.3.23に示したように引張強度を越える応力を受け、劣化メカニズムはNo.11と同様なものと考えられる。

6. 4 一定温度凍結持続試験

水分が凍結すると、9%の体積膨張を生じる。この体積膨張による圧力がもし直接コンクリートに影響を及ぼすとする、コンクリートはたちうちできない。しかし実際には空隙内で凍結が生じたとしても、空隙は完全に壁によって囲まれていないので圧力は逃げ場がある。

透水性コンクリートは空隙が一般のコンクリートよりも遥かに多く、また空隙径も大きいものを持つ。従って、水に完全に浸した供試体を徐々に凍らせた場合、この体積膨張の影響を観察するのは、水分の影響を一般のコンクリートに比べ遥かに多く受ける透水性コンクリートの凍害メカニズムを推察するうえで、重要なパラメータとなる。

また、凍結深以内の地中において、あるいは1、2月の冬日においては一定温度で凍結する事があるので、こういった環境の場合での劣化の可能性についての評価にもなりうると思われる。

Powersが提唱したものにも凍結持続試験によって劣化を判断する物があり、耐凍害性の試験として標準化されている。⁴¹⁾

供試体は6. 3節の急速凍結融解試験に用いた種類のうち、No.6(透水係数0.6cm/s)とNo.8(透水係数0.02cm/s)を用いて行った。供試体は10×10×40cmの角柱を用い、急速凍結融解試験にも用いるゴム製の容器にいれ、水を満たした。これはASTM C666-A法⁹⁾に用いる方法と同じである。

この後、この供試体をフリーザーの中に設置し、1時間に約6℃の速度で-20℃まで温度を下げた。この後約700時間そのままの温度を保ち、その後融解させてひずみの挙動をみた。ひずみゲージは6. 3節で用いたものと同様な標点10cmの埋め込み型のものを用い、供試体中心部長軸方向のひずみを測定した。

Fig. 6.4.1は温度の変遷、Fig. 6.4.2はひずみの変化を示している。また、Fig. 6.4.3、Fig. 6.4.4は最初の50時間の挙動である。

最初は両供試体ともに収縮を生じている。これは表面から凍結が始まるので、表面部の水分から徐々に凍結していく際に、水の凍結時の膨張による未凍結水の内部への移動により、ゲージ設置部に凍結が及ぶまでは収縮側にひずみの値を感知して

いるものと考えられる。その後ゲージ設置部に凍結が及ぶと、水分の凍結時の膨張により、特にNo.8が膨張側に若干変形を生じている。

しかしながらNo. 6、No. 8ともに実験終了時にはひずみの値は0付近に戻っており、めだった劣化は生じていないものと思われる。

この結果、このように一定温度で凍結持続試験を行った場合、劣化は生じないと考えられ、メカニズムとしては例えばさらなる水分の集積など、もっと劣化を促進させる要素が含まれなければならないことがわかった。

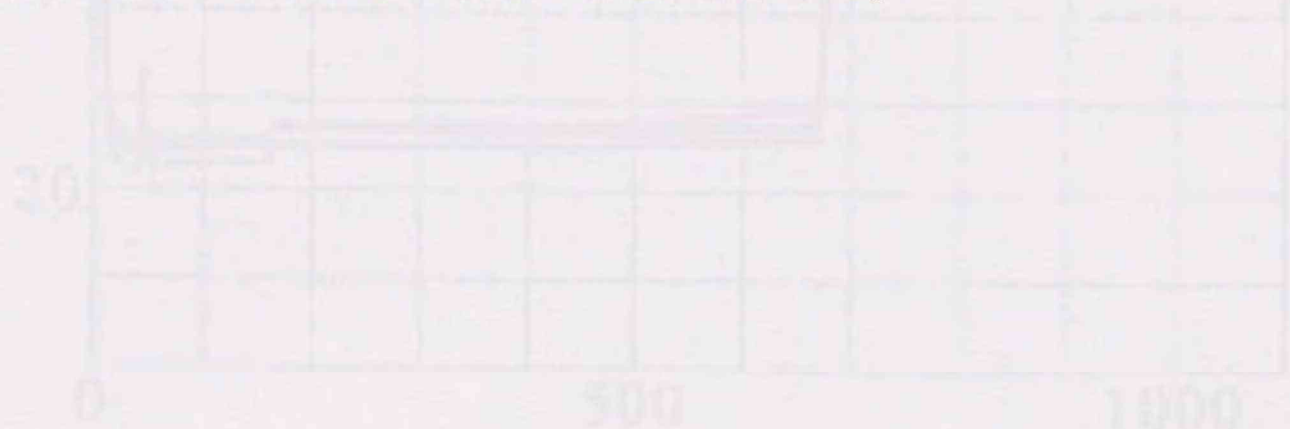


図 4.11 No. 8 の凍結持続試験結果

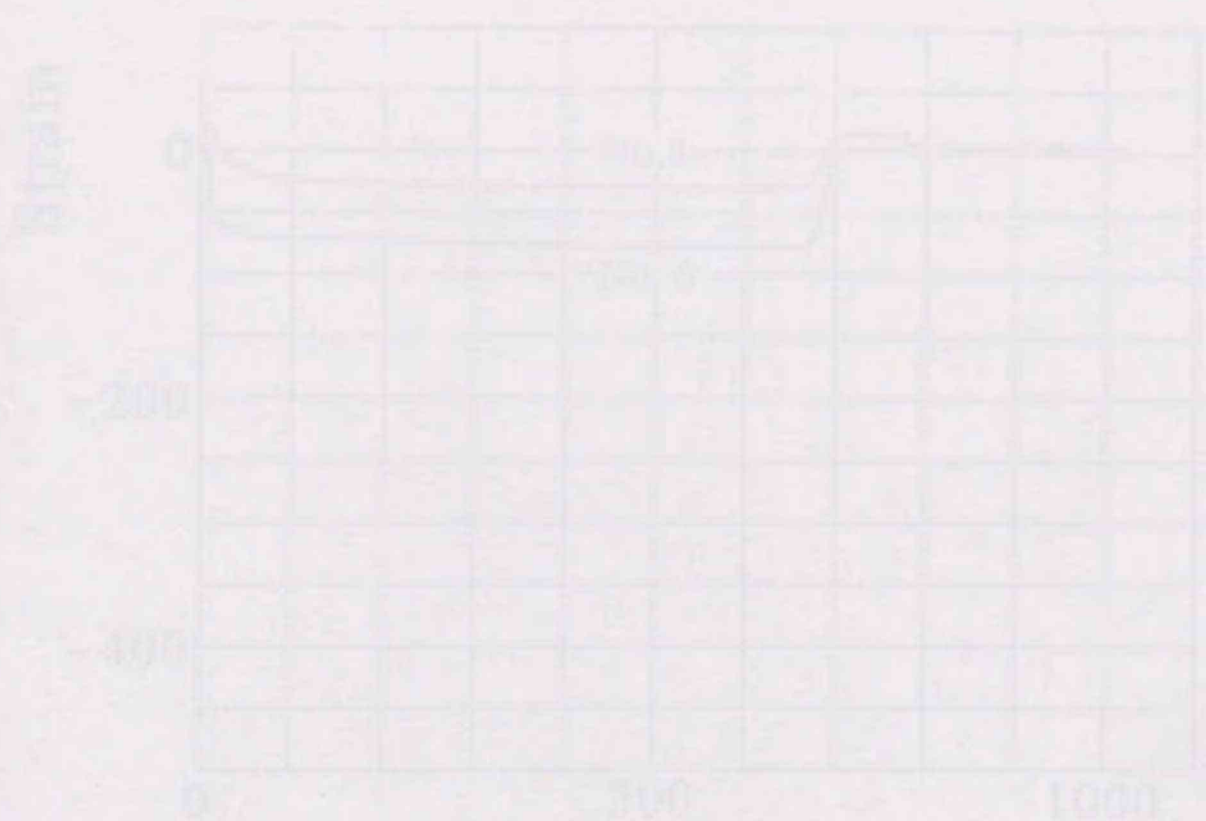


図 4.12 No. 6 の凍結持続試験結果

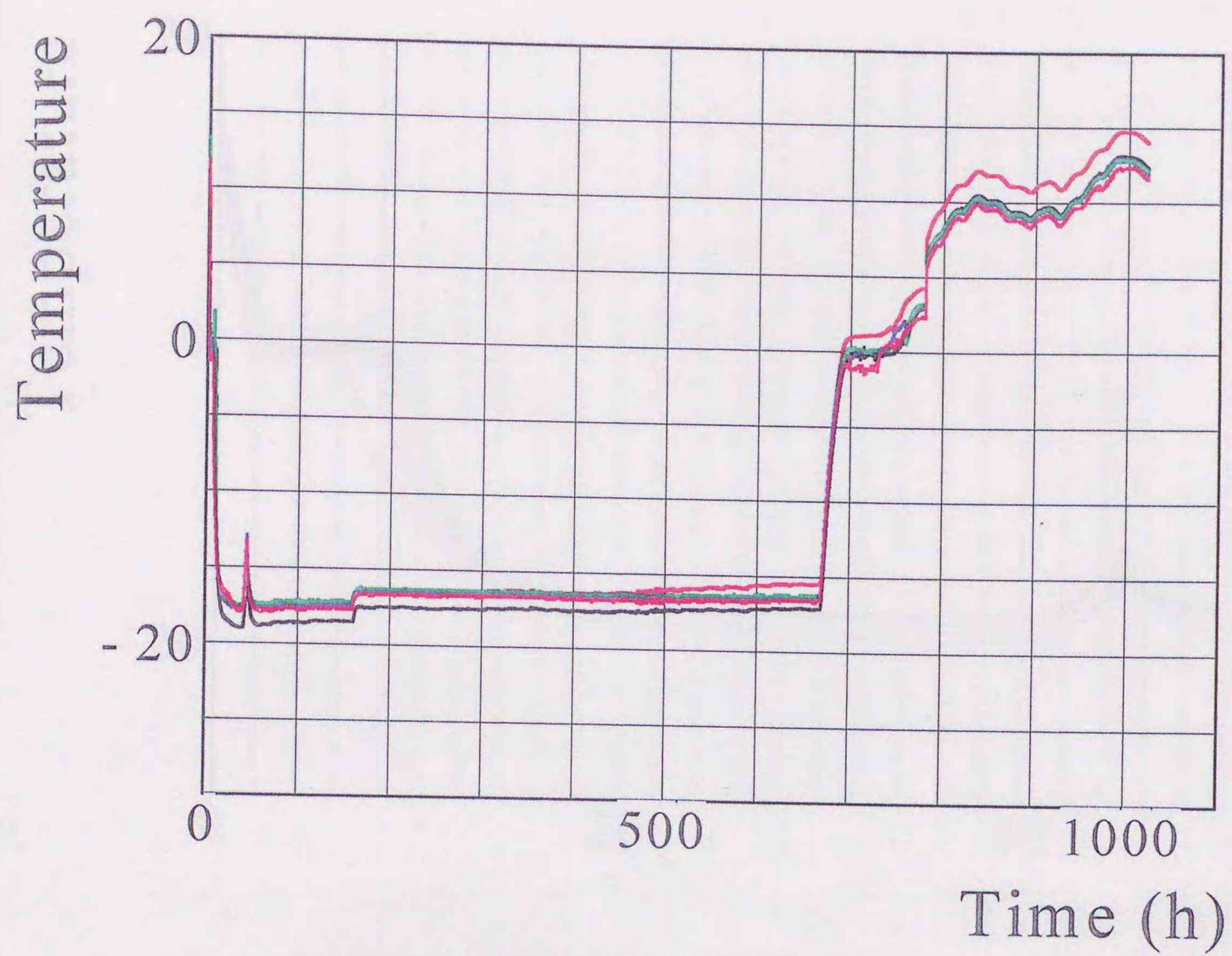
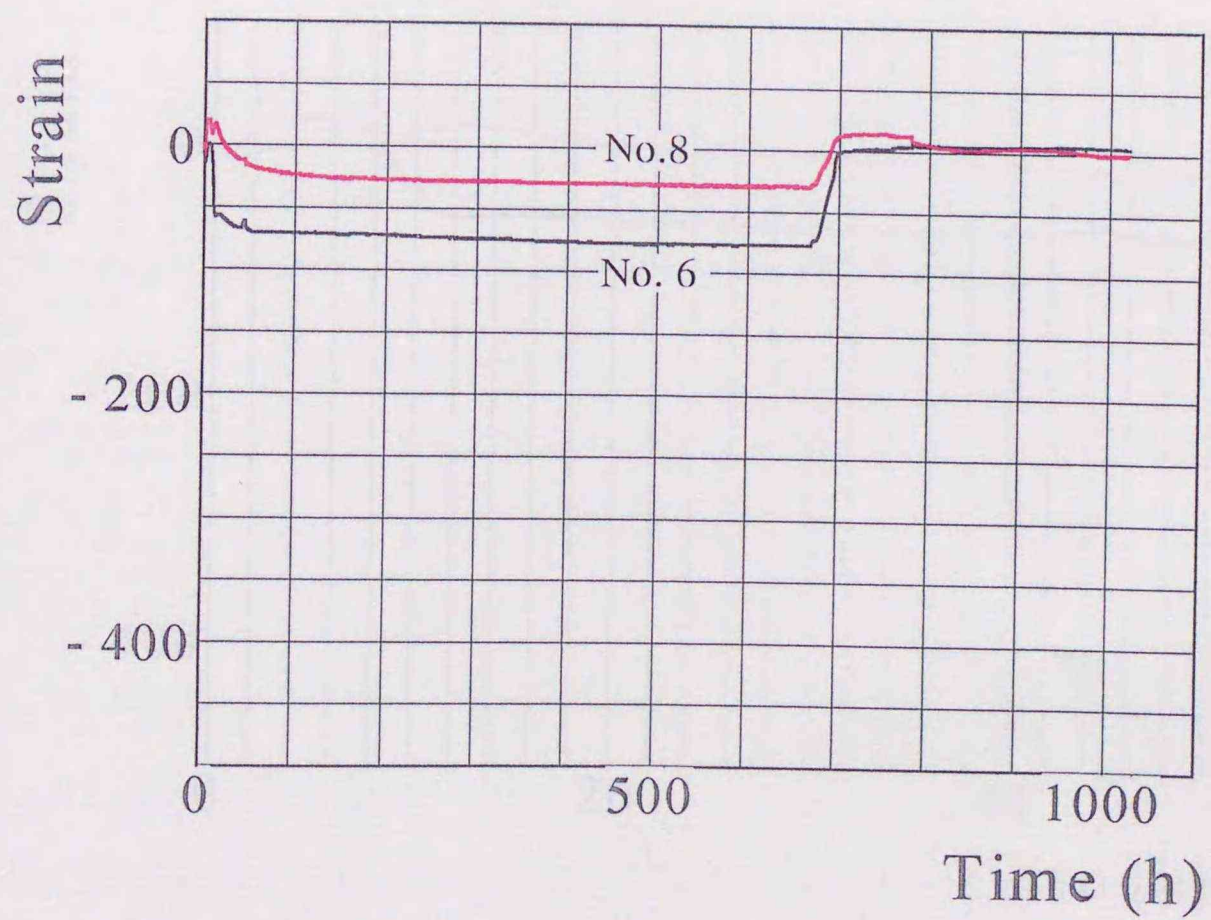


Fig. 6.4.1 完全凍結試験での温度変化



$C_t=10.0$

Fig. 6.4.2 完全凍結試験での内部ひずみ挙動

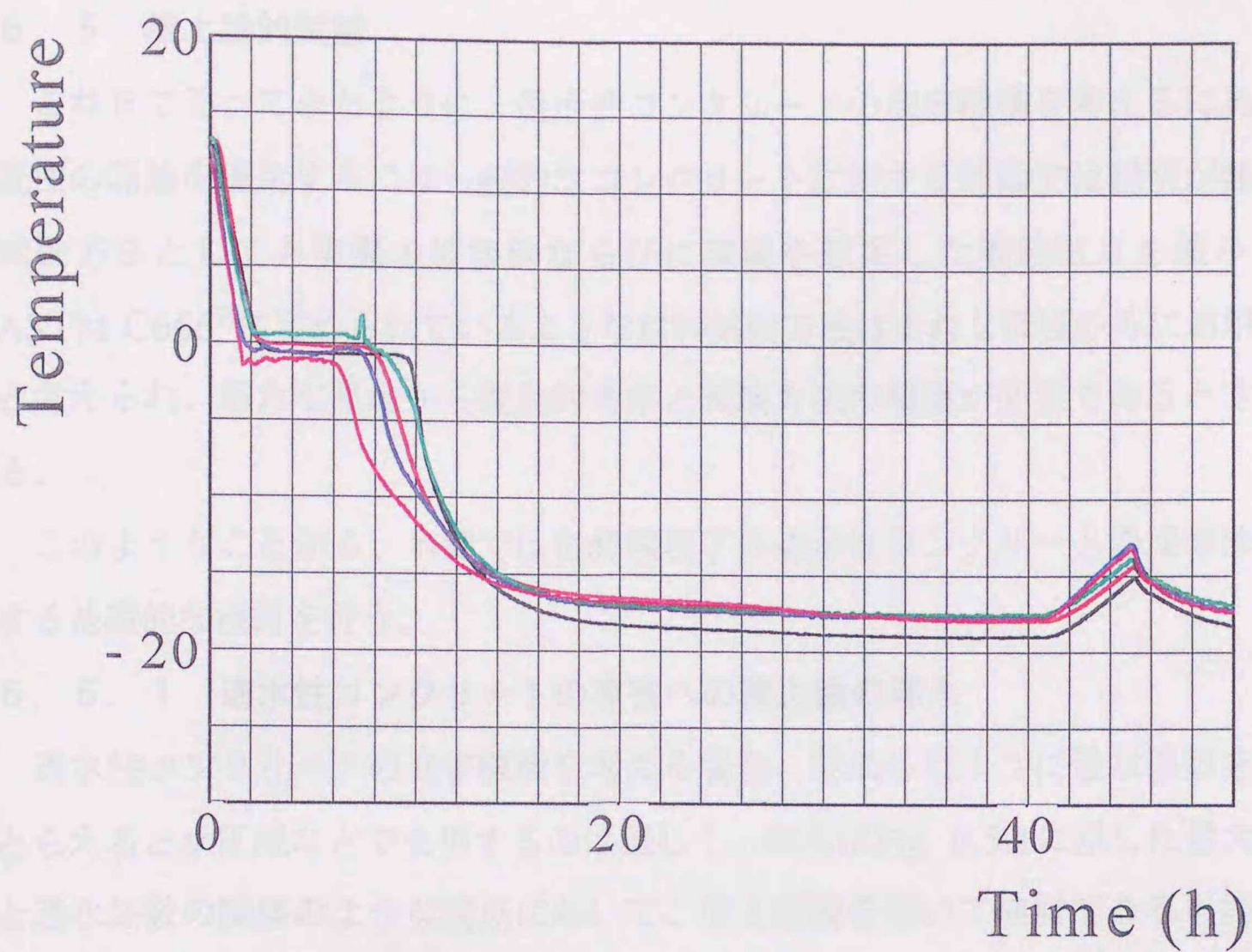
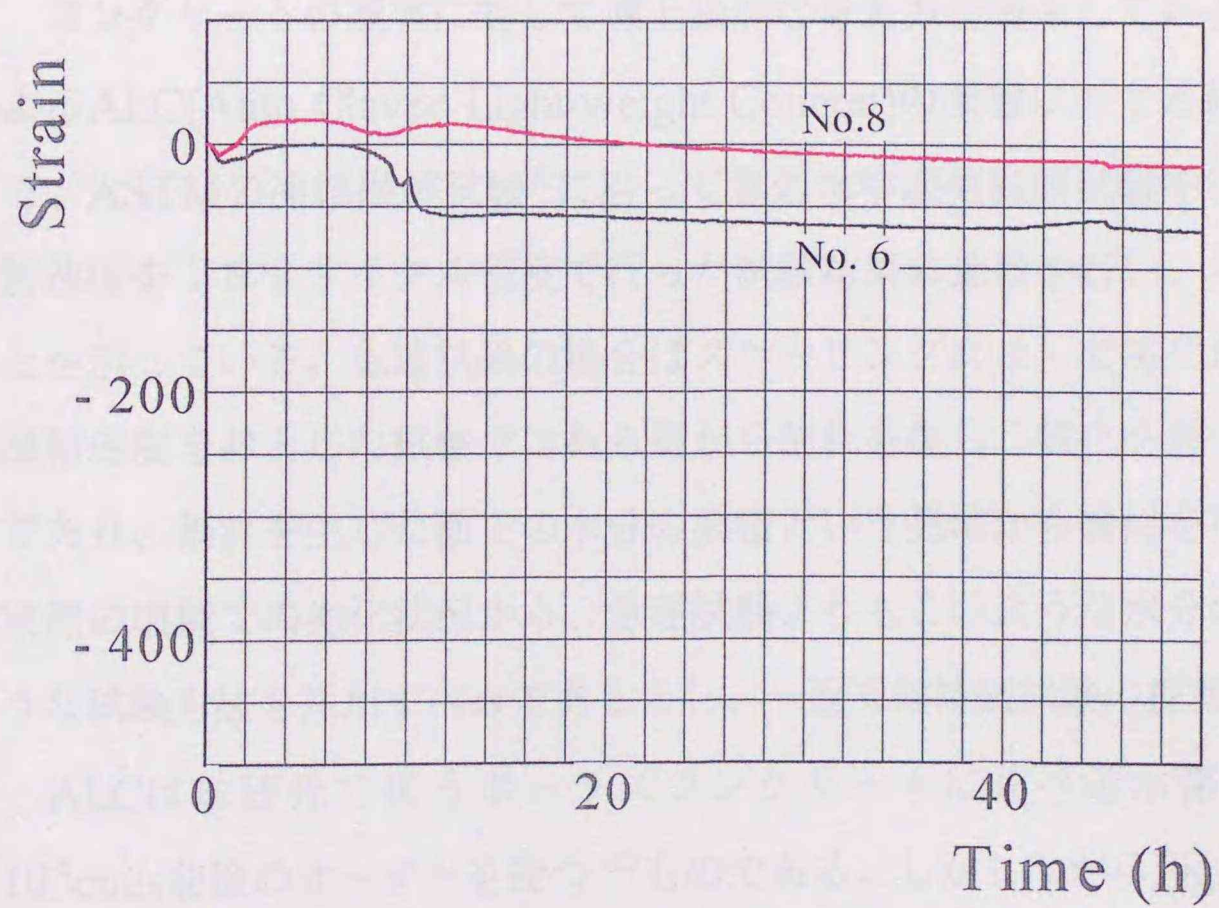


Fig. 6.4.3 完全凍結試験での温度変化(0-50時間)



$Ct=10.0$

Fig. 6.4.4 完全凍結試験での内部ひずみ挙動(0-50時間)

6. 5 凍上論的試験

これまで述べてきたように、透水性コンクリートの凍害機構を考えるにあたり、既往の理論を適用するには一般的なコンクリートに対する理論では説明が難しく、試験方法としても実際の被害例ならびに環境を想定した実験結果を鑑みると、ASTM C666⁹⁾に定められているような材料試験方法はまれな環境のみに適用されることが考えられ、新たな見地から理論的考察と試験方法の構築が必要であると考えられる。

このようなことから、本節では自然環境下の透水性コンクリートの凍害機構に関する基礎的な検討を行う。

6. 5. 1 透水性コンクリートの凍害への凍上論の導入

透水性コンクリートの凍害機構を考える場合、前述したように透水係数を視点にとらえると水圧説などで表現するのは難しく、例えばFig. 6.5.1に示した最大凍上力と透水係数の関係のような視点において、凍上理論を用いて検討できる可能性があるのではないかと考えられる。

コンクリートの凍害に対して凍上論的な考え方を導入しているものに、千歩²⁶⁾によるALC(Auto Claved Light-weight Concret)の凍害に対する研究がある。この中で、ASTMの凍結融解試験⁹⁾に沿って急速水中凍結融解試験を行ったものと凍結融解速度を1日2サイクル程度で行った試験結果の比較を行い、劣化形態が異なることを示している。急速試験の場合はスケーリングによって劣化が進行するものの、凍結速度をおとした試験ではある層から割れを生じ、劣化を発生されるというものであり、割れを生じた面での水分の集積という見地から検討を行っている。また、実際の環境での劣化状況から、急速試験よりもこのような水分の集積をもたらすような試験方法を採用すべきであるとし、一面凍結持続試験の提案を行っている。

ALCは本研究で扱うポーラスコンクリートに比べ透水係数は遥かに低く、 10^{-6} cm/s前後のオーダーを持つ⁴²⁾ものである。しかしながらFig. 6.2.2に示したように普通のコンクリートで凍害機構に対して説明が可能な水圧説は、この透水係数のオーダーでは成立せず、また前述したように実際の劣化状況を鑑みた結果凍上論の導入を試みている。²⁶⁾

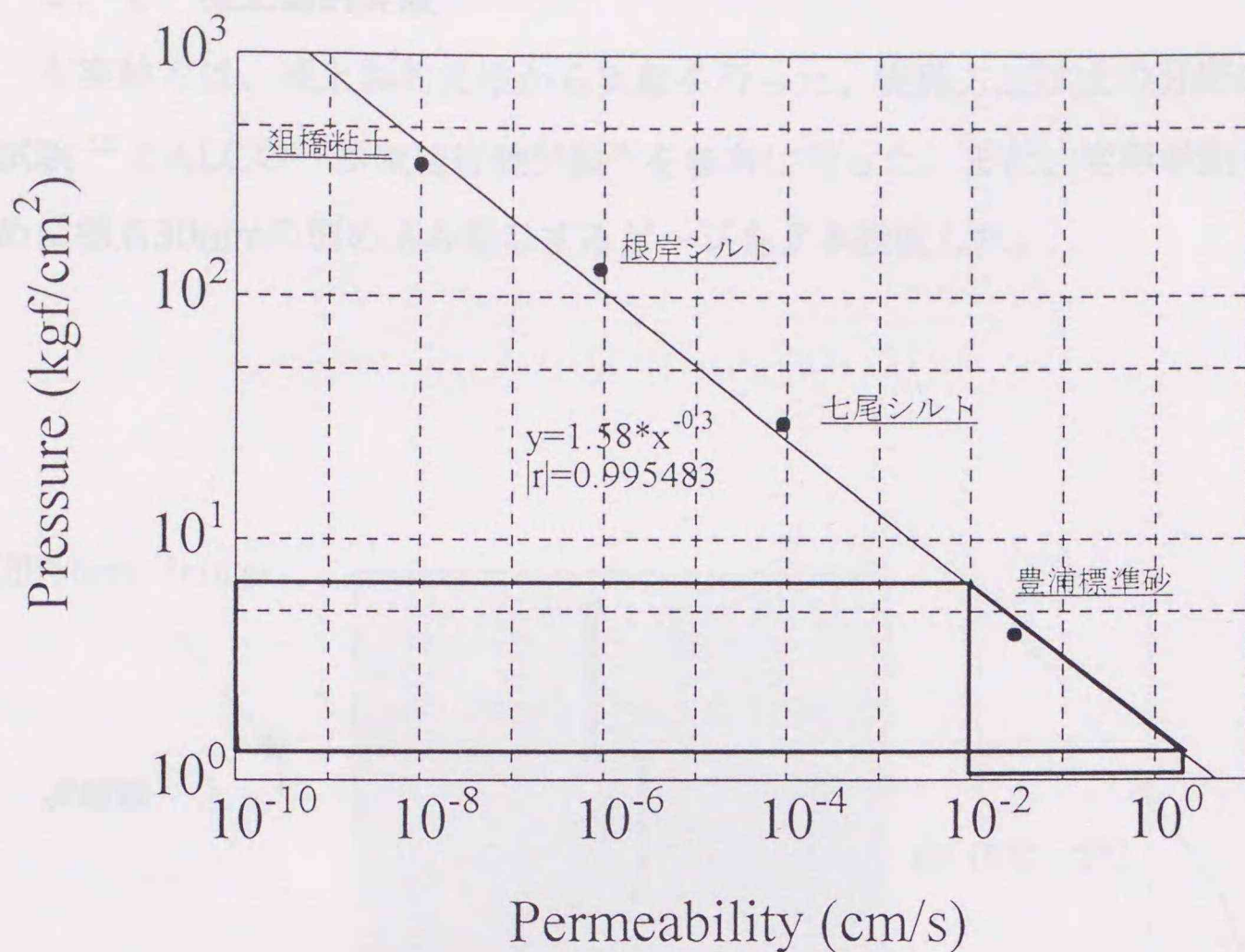


Fig. 6.5.1

本研究では、以上のことから透水性コンクリートの凍害を、透水性という視点から凍上論的手法によって検討を行う。

Fig. 6.5.1はFig. 6.2.7の最大凍上力と透水係数の関係に、本研究で扱う透水性コンクリートの透水係数のオーダーをあてはめたものであり、太線内の領域が適用範囲となる。次式Eq. 6.5.1より最大凍上力の範囲は、 $6.3\text{kgf/cm}^2 (K=0.01\text{cm/s}) \sim 1\text{kgf/cm}^2 (K=5.0\text{cm/s})$ となる。

$$P = 1.58 \times K^{-0.3} \quad (6.5.1)$$

6. 5. 2 凍上論的実験

本実験では、凍上論的見地から実験を行った。実験方法は土の分野における凍上試験⁴³⁾とALCの一面凍結持続試験²⁶⁾を参考に行った。また、変形挙動を観察するために標点30mmの埋め込み型ひずみゲージを2本設置した。

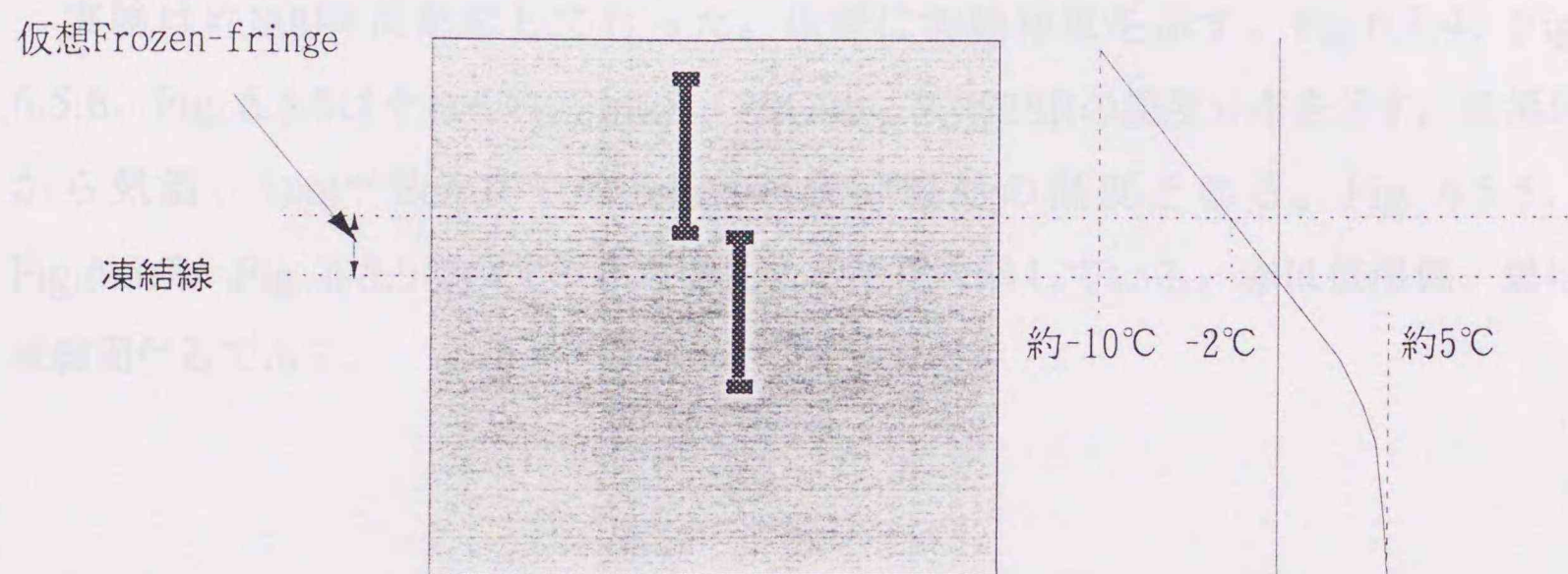


Fig. 6.5.2 供試体図

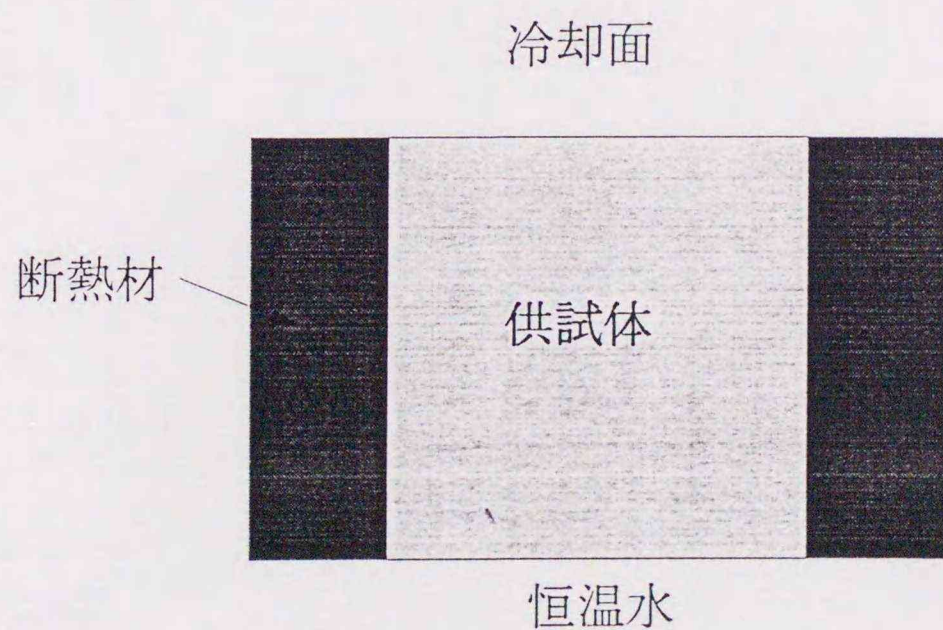


Fig. 6.5.3 試験環境

Table 6.5.1 供試体の諸元

No.	W/C	ξ^*	s/a	$G_{\max}$ (mm)	Addmixture	Permeability (cm/s)	Ultimate Tensile Strain
22M28	0.22	0.28	0	13**	-	0.79	250×10^{-6}
22G28	0.22	0.28	0	7	-	0.88	400×10^{-6}
22G28R	0.22	0.28	0	7	Rice Hask Ash***	1.32	160×10^{-6}

実験は約800時間継続して行った。以降に実験結果を示す。Fig.6.5.4、Fig. 6.5.6、Fig. 6.5.8はそれぞれ22M28、22G28、22G28Rの温度分布を示す。低温部から気温、1cm～8cmまでの1cm毎および底面の温度となる。Fig. 6.5.5、Fig.6.5.7、Fig. 6.5.9はひずみの時間による変化を示している。赤は低温側、黒は凍結面付近である。

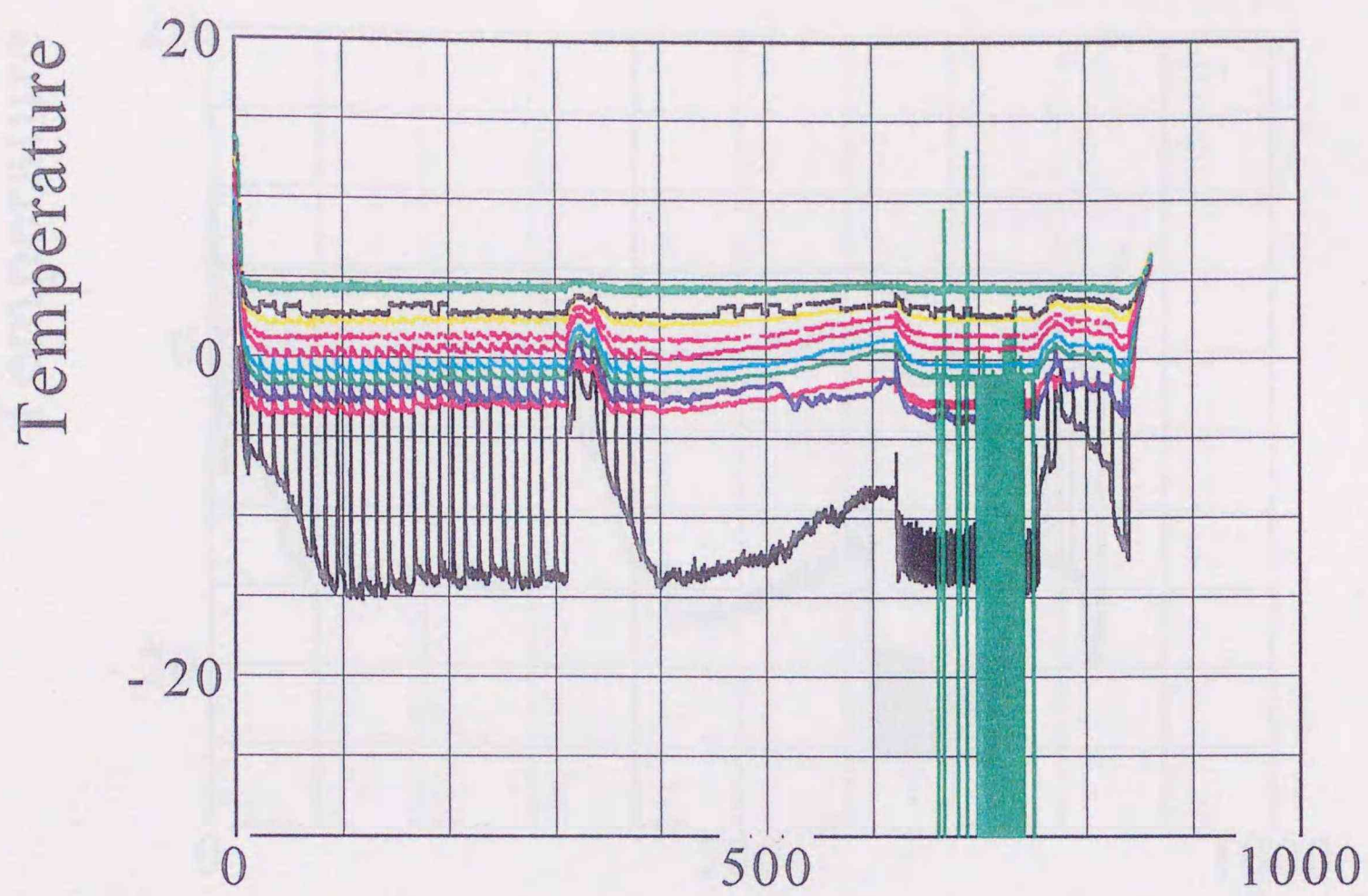


Fig. 6.5.4 22M28の温度分布変化 Time (h)

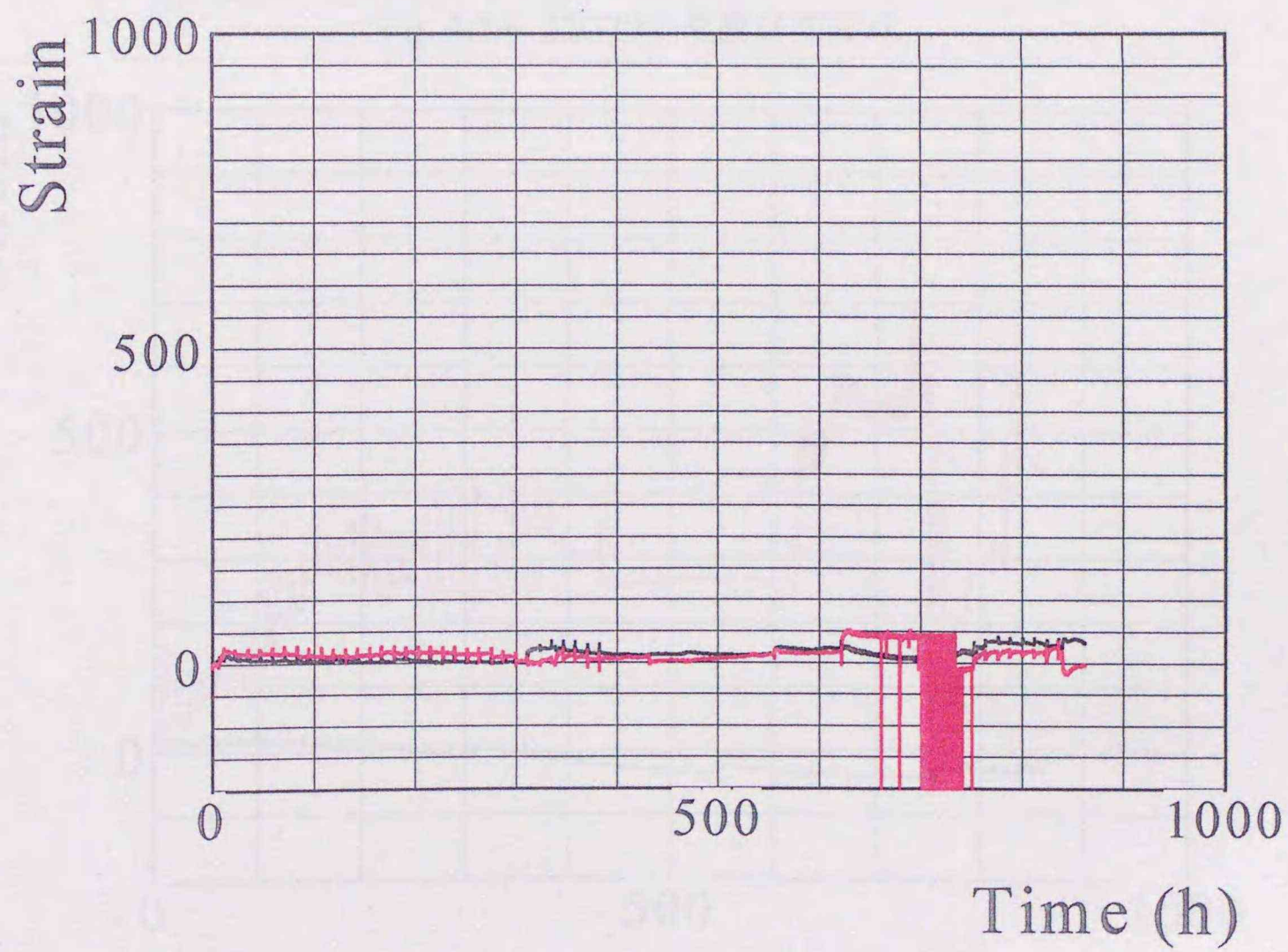


Fig. 6.5.5 22M28の内部ひずみ挙動

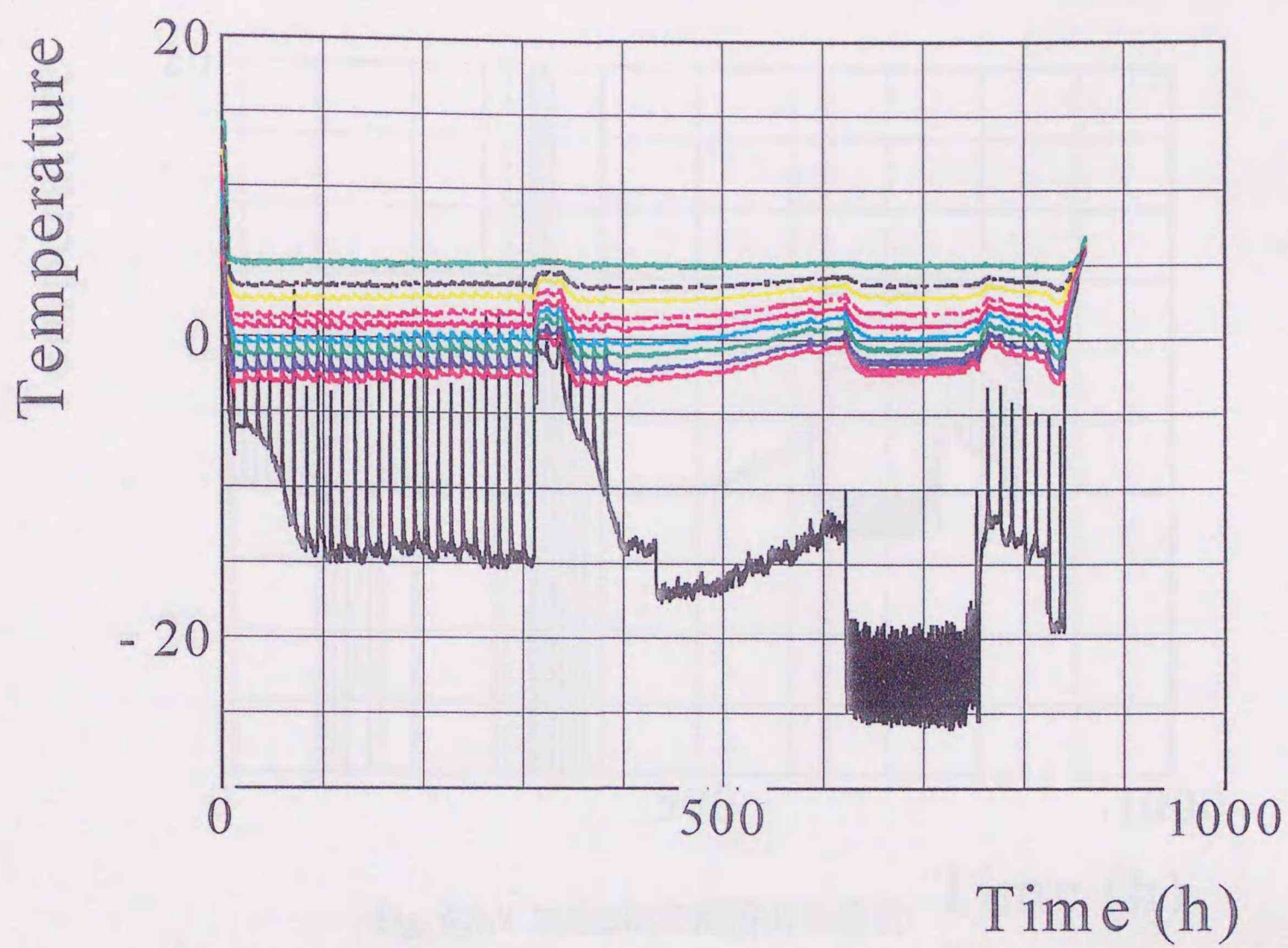


Fig. 6.5.6 22G28の温度分布変化

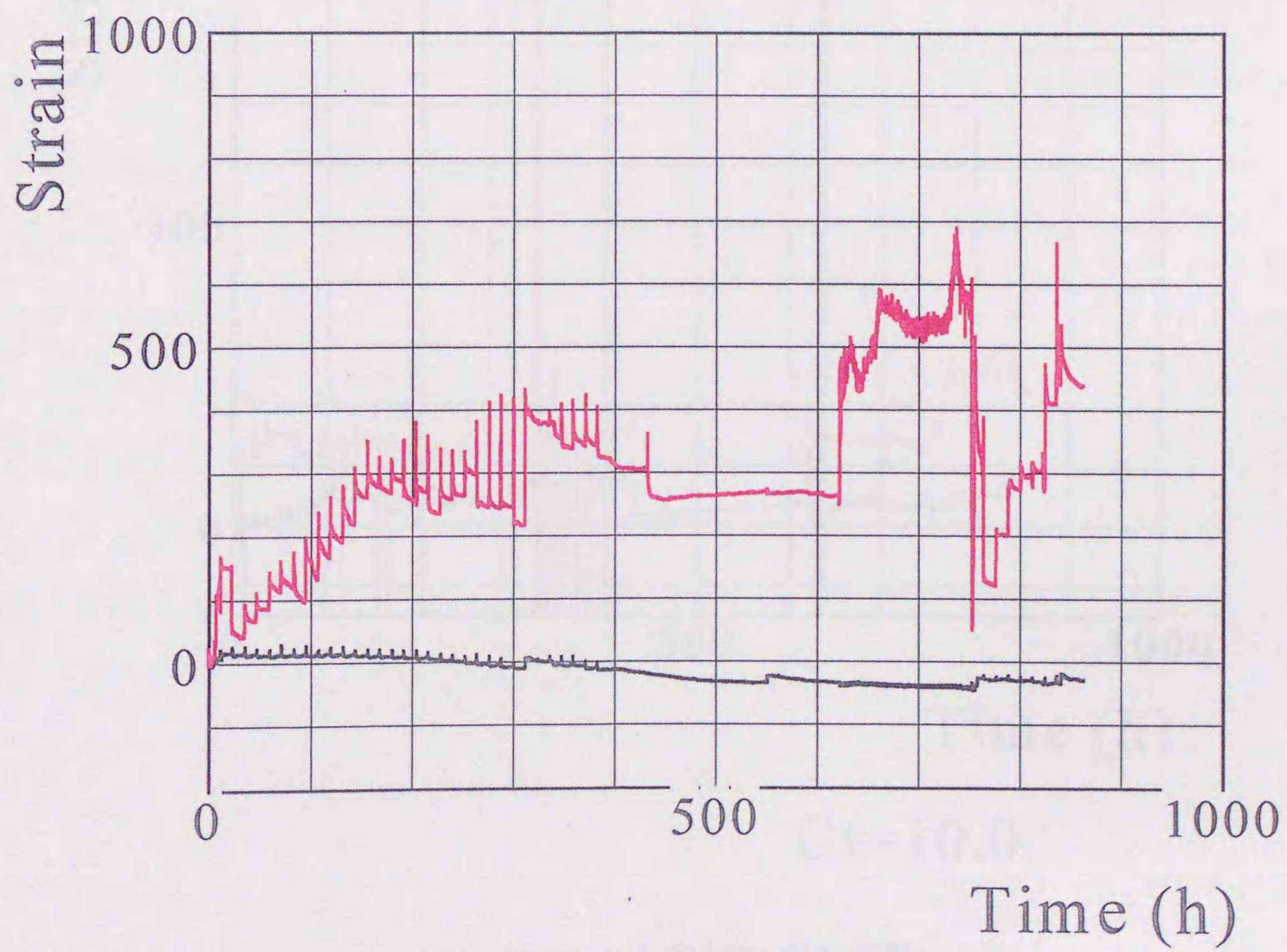


Fig. 6.5.7 22G28の内部ひずみ挙動

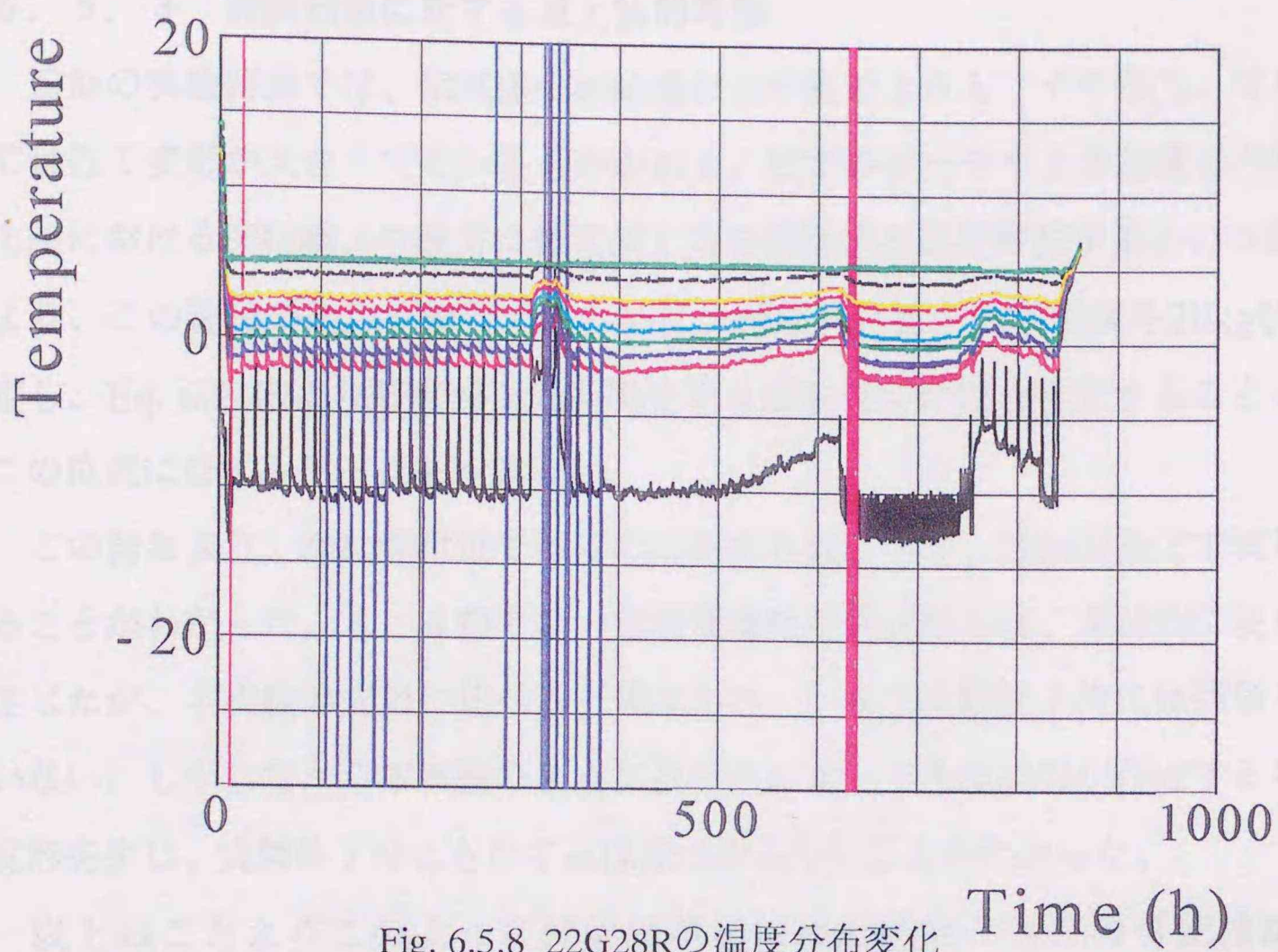
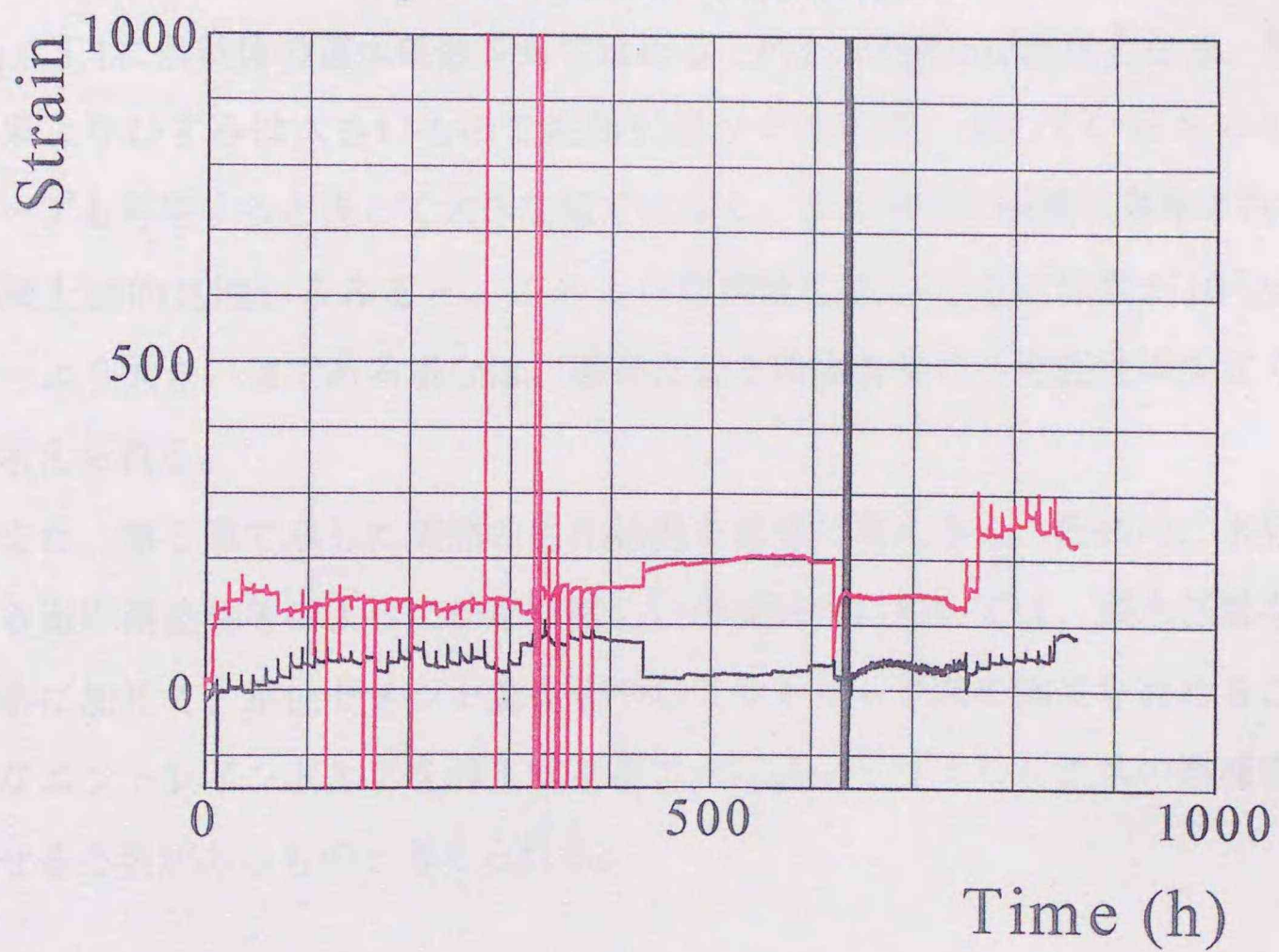


Fig. 6.5.8 22G28Rの温度分布変化



$Ct=10.0$

Fig. 6.5.9 22G28Rの内部ひずみ挙動

6. 5. 3 実験結果に対する凍上論的考察

前節の実験結果では、供試体の凍結線付近の変形よりも、やや後方、すなわち -2°C 付近で変形が大きくでているものがある。ひずみゲージを2本設置したのは、凍上論における凍結線より後方に最大凍上力を発生する面が存在するという説明³³⁾により、この理論の適用を検討するために、凍結線付近と引張強度を 20kgf/cm^2 と仮定し、Eq. 6.2.19より最大凍上力を発生する面を -2°C 付近と推定することにより、この位置にひずみゲージを設置した。

この結果より、凍結面付近では変形はあまり起こらず、凍結面後方で変形を生じることがわかった。6. 4節での一定温度凍結持続試験では、凍結部に変形を多少生じたが、本実験の変形に比べると値は小さく、また実験終了時には残留を呈していない。しかしながら本実験のように自由水によって未凍結部が存在する場合には変形を生じ、実験終了時にもひずみは元に戻らないことがわかった。

以上のことよりこのような試験環境では凍上理論の適用の可能性があり、Eq. 6.5.1に供試体の透水係数をあてはめると P は 1.6kgf/cm^2 前後となる。また、実験結果よりひずみは大きいもので終局引張ひずみ程度に達しているものもあるがクリープも考慮すると決して大きな値ではなく、また明確な損傷は発見されていない。

凍上論的見地からみると、このような環境において透水係数が 10^{-2}cm/s のオーダーより大きい値である場合は、凍害による損傷を受ける可能性は少なくなるものと考えられる。

また、第5章で示した実際の劣化状況を併せて考えると、断続的に水分が供給される海岸構造物等のようにかなり厳しい環境条件においては、透水係数を引き上げる事に加えて、単位セメント量を増やしてマトリックスの強度を高めることや、十分なエントレインドエアを導入する事などによってマトリックスの耐凍害性を向上させる必要があるものと考えられる。

6. 6 本章のまとめ

本章では透水性コンクリートの凍害メカニズムの検討を行った。

既往のコンクリートの凍害に対する理論で透水性コンクリートの凍害機構を説明する事は難しく、新しい見地でメカニズムに対しての検討を行わなければならないことを以下の手順で述べた。

6. 2節では既往の凍害理論を説明した。これよりPowersの水圧説²⁴⁾ではコンクリートの透水係数が透水性コンクリートほど高くなると、水圧が0にほぼ近くなりこの説を用いて検討を行うことが困難であることがわかった。またこれに対して、氷とセメントペーストとの線膨張係数差で氷圧を発生させるというGrübl²⁵⁾の理論でも、実験結果を鑑みると説明が難しく、透水性という見地からみると凍上論の適用の可能性が考えられ、凍上論についての説明³³⁾などを行った。

6. 3節ではASTM C666 (A) 法⁹⁾で行った凍結融解試験についての検討を行った。

この結果、この試験環境は氷が外部から密閉状態で覆うことにより、さらに凍結が進行した場合かなり高い水圧が内部に作用することでマトリックスに破壊を生じさせ、破壊を生じた時点で水圧が抜けるために破壊の進行も一時終了するが、凍結融解サイクルをさらにかけることによりまた水圧がかかり、この繰り返しにより一般のコンクリートに比べてかなり早い段階で劣化が進行する事がわかった。

6. 4節では一定温度凍結持続試験の検討を行い、この試験で透水性コンクリートが一定の温度で凍結が持続される場合には劣化はあまり生じないことが明らかになった。

6. 5節では凍結線を一定に保った試験を行い、この結果、未凍結部が凍結部の下部に存在するような環境条件では、凍結線では変形が起きず凍結線よりやや低温側で変形が起こることがわかった。6. 4節で行った実験結果での、未凍結部が無く完全に凍結している場合には変形があまり生じていないという結果からも、未凍結水の存在が透水性コンクリートの凍害機構にはかなり影響しており、また凍結線よりやや低温側に変形が起こる現象より、このような環境条件では凍上論的考察が有効であることがわかった。

本章では各章で明らかにした結果について述べる。

1. 第3章では配合設計法の概要を行った。耐久性、構造物の使用環境によって透水係数 α と透水係数 β が設定され、透水係数は透水係数 α と透水係数 β の関数であり、実験式によってこの関数が決定される。さらに配合に用いる材料の量を決定するために、透水係数以外の値についての検討を行うことで骨材の容積を求めるという手法を用い、配合設計法を明らかにした。透水係数 α と透水係数 β の関数に使用される骨材の容積を求める方法によって求める骨材の容積を配合設計法に新たに導入し、配合設計法に相当する値を決定することにより骨材の容積が求められる。透水係数 α と透水係数 β の関数に使用される骨材の容積を求める方法によって求める骨材の容積を配合設計法に新たに導入し、配合設計法に相当する値を決定することにより骨材の容積が求められる。透水係数 α と透水係数 β の関数に使用される骨材の容積を求める方法によって求める骨材の容積を配合設計法に新たに導入し、配合設計法に相当する値を決定することにより骨材の容積が求められる。

第7章 結 論

$$\alpha = 0.93 - 10^{-4} \times \text{骨材} \quad (2.39)$$

$$\beta = 0.672 \log K + 0.626 \quad (2.40)$$

$$\gamma = 1 / (1 + 0.1 \times \text{骨材}) \quad (2.41)$$

$$\delta = 2 \times 10^{-5} \times \text{骨材} \quad (2.42)$$

$$\epsilon = 0.95 \times 10^{-3} \times \text{骨材} \quad (2.43)$$

$$\zeta = 1.1 \times 10^{-3} \times \text{骨材} \quad (2.44)$$

ここで、 α ：透水係数(mm/s)、 β ：透水係数(mm/s)、 γ ：透水係数(mm/s)、 δ ：透水係数(mm/s)、 ϵ ：透水係数(mm/s)、 ζ ：透水係数(mm/s)。

第7章 結 論

本章では各章で明らかになった結果について述べる。

1. 第2章では配合設計法の構築を行った。耐久性、構造物の設置環境によって透水性コンクリートの透水係数と強度が設定され、透水係数は連続空隙率と強い相関を持ち、実験式によってこの関係が決定される。さらに配合に用いる材料の諸量を決定するために、連続空隙以外の量についての検討を行って骨材の容積を求めるという手法を用いた配合設計法を明らかにした。透水性コンクリートの製作時に使用する加圧振動締固めの方法によって求める骨材の実積率を配合設計法に新たに導入し、単位粗骨材容積に相当する値を決定することにより骨材の総量が求められる。さらに所要強度から決められるセメントペーストと骨材の総容積比の値、および透水性を確保できる範囲の水セメント比よりセメント量と単位水量が決定され、以上によりすべての単位量が設定される。これを照査するために実測の透水係数と計算上から求められる透水係数の比較を行った結果、よい相関性があることが明らかにされ、配合設計法の有効性が確認された。配合設計に関する主要な式を以下に記す。

$$a = 0.93 - 10^{\bar{K}} \times \bar{m} \quad (2.39)$$

ここで、

$$\bar{K} = 0.672 \log K - 0.626$$

$$\bar{m} = 1/[1 + \xi(1 + A)]$$

また、

$$G_a = 2 \times 10^{\bar{K}+2} - 22^{-\frac{1}{18}} \times \bar{m} \quad (2.40)$$

$$\xi = 6.9 \times 10^{-2} \times f'_c{}^{0.29} \quad (2.41)$$

$$A = A_0/p \quad (2.42)$$

ここで、 a ：骨材の総容積(m^3/m^3)、 K ：透水係数(cm/s)、 ξ ：セメントペーストと骨材の容積比、 G_a ：本研究で定義した骨材の実積率、 p ：セメントペーストの容積(m^3/m^3)、 A_0 ：連行空気量(4.5~7.0%)

また、セメント空隙比説¹⁶⁾を用い、骨材の細粒分の圧縮強度に対する影響を考慮すると、

$$a = \frac{0.93 - 10^{\bar{K}} - \bar{\xi}^*}{1 - \bar{\xi}^*} \quad (2.43)$$

ここで、
$$\bar{\xi}^* = \frac{(1 + W/C)(1 + A)}{1 + \xi^*}$$

$$\xi^* = \frac{195.73\omega}{f'_c - 55.26}$$

$$\omega = -20.85(s/a)^2 + 8.17(s/a) + 0.7$$

また、

$$\xi = \frac{(1 - a)(1 + W/C)}{(\bar{\xi}^* + 1)a} \quad (2.29)$$

$$G_a = \left(2 \times 10^{\bar{K}+2} - 22\right)^{-\frac{1}{18}} \times \bar{m} \quad (2.40)$$

ここで、
$$\bar{m} = \frac{a}{a + (1 - a)\bar{\xi}^*}$$

以上のように、骨材実積率の定義やセメントペーストと骨材の容積比など新しい概念を導入することにより、理論的手法によって透水性コンクリートの配合設計が行えることを明らかにした。

2. 第3章では本研究で用いた透水性コンクリートの製法に関して述べた。ここでは練混ぜに関する検討と、加圧振動締固めを用いた振動時間、加圧力などの成型方法について検討を行い振動時間は約15秒程度、加圧力6～7 kgf/cm²程度が適当であることなどの製法について明らかにした。
3. 第4章では透水性コンクリートの各種強度特性について述べた。この中では圧縮、曲げ、割裂引張強度ならびに弾性係数などの力学的挙動に関するパラ

メータ、および透水係数との相関に関して検討を行い、これらの値の相互の関係について明らかにした。以下に主要関係式を記す。

圧縮強度 f'_c と弾性係数 E_c 、曲げ強度 f_b 、割裂引張強度 f_t の関係は次式のようになった。

$$E_c = 2.54 \times 10^3 \times f'_c{}^{0.81} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$f_b = 0.109 \times f'_c + 6.738 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$f_t = 7.23 \times 10^{-2} \times f'_c + 5.71 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

第5章以降では耐凍害性に関する検討を行った。

4. 第5章では透水性コンクリートが適用される環境を整理し、自然環境を想定した透水性コンクリートの耐凍害性に関する室内実験と、実際に自然環境に暴露されている構造物の凍害挙動から、実環境下での透水性コンクリートの耐凍害性について示した。この結果、実構造物で透水性コンクリートを用いる場合、水分環境の違いによって劣化形態が異なることがわかった。河川構造物で埋設護岸として用いる場合には凍結深を考慮し、また側溝などに用いる場合は、透水性コンクリート内に水分が滞留しないように裏込め砂利の使用など、透水性を十分に確保することが凍害による劣化を抑えるのに有効である事を示した。さらに水分が連続的に供給される海岸構造物の場合は、マトリックスの強度を大きくし、かつ透水係数を大きくすることにより凍害による劣化を抑える事ができることを示した。

5. 第6章は第5章で明らかにした自然環境下のコンクリートの凍害挙動を鑑みて、透水性コンクリートの凍害メカニズムに関する検討を行った。既往のコンクリートの凍害に関する説明に加えて、土の分野での凍上論を導入することにより劣化メカニズムを説明できることを示した。

また一般的なコンクリートの耐凍害性評価に対する試験方法であるASTM C666-A法の試験方法で凍結融解試験を行った場合、既往の研究においても透

水性コンクリートの耐凍害性はかなり低く評価されており、本研究でも同様な結果を得た。この試験環境は、透水性コンクリートが外部から氷によって密閉状態に覆われ、高い水圧が繰り返される厳しい環境条件にあり、ひび割れ破壊を起こすことが実験ならびに実験結果の理論的考察により明らかになった。

また水で満たした透水性コンクリートを完全凍結状態で長時間試験を行った結果、劣化は起こらないことを明らかにした。

さらに本研究では新たな試験方法として、凍結線を一定にした凍上論的試験を透水性コンクリートに関して行い、飽水された透水性コンクリート中に凍結部と未凍結部が存在する実験環境では凍結線よりやや低温側に変形が起きることを示した。これは一定温度凍結持続試験において劣化が生じないこととの違いより、実環境下で水分が下部の地中から連続的に供給される場合の劣化作用、すなわち凍上論的な劣化メカニズムに対応し、有効な試験方法の一つであることを示した。

6. 耐凍害性に関する試験方法については、本研究の結果よりASTMの試験方法は透水性コンクリートの材料試験方法としては有効なものであるが、実環境にあてはまるケースが少ないと考えられ、実環境下での凍害劣化挙動から、透水性コンクリートの耐凍害性の評価を試験によって行う場合には、実環境を鑑みた実験が必要であると考えられる。

7. 透水性コンクリートの耐凍害性について第6章において実験ならびに理論的に検討を行った結果、寒冷地における厳しい環境で耐凍害性を確保するためには、配合設計法および施工法において次に示すような考慮が有効であると考えられる。

1) ASTM C666-A法のような環境が想定される場合、すなわち連続空隙が満水の状態で部材が完全に氷に覆われ、さらに凍結が進行していく場合においては、6. 3節で述べたようにかなりの水圧が生じ、透水性コンクリートはひび割れ破壊を起こす事となる。この場合、透水性コンクリートの耐凍害性を確保することは困難であり、このような環境がつくられることは避けなければならない。従って、完全に氷によって覆われるような温度環境が想定される場合には、構造物によっては裏込め土の透水性を十分確保するなど、連続

空隙内に水分が完全に滞留するような状況を避けることが透水性コンクリートの耐凍害性確保に対して必要である。

2) 完全凍結状態試験の様な環境条件の場合に氷の凍結時の9%膨張による破壊を防ぐためには、圧力の逃げ道を確保することが必要となると考えられる。連続空隙中の水分がその量、空隙径からも最も凍結の影響を生じやすいと考えられるので、連続空隙以外の空隙、すなわち閉そく空隙(V_a)とエントレインドエア(A_o)の量の和が連続空隙量の9%以上確保されていれば、凍害は抑えられるものと考えられる。

3) 透水性コンクリート中に水分が存在し、凍結面と未凍結面が存在する場合には凍上学的検討より、透水性コンクリートの透水係数を 10^{-2} cm/s程度より大きくする事が耐凍害性の確保に対して有効であると考えられる。一方、海岸構造物など厳しい環境条件下にある場合には、これに加えて、適切なエントレインドエア量の確保とセメント量の増加によるマトリックス強度の向上によって、スケーリングに対する抵抗性を高めることが必要である^{44, 45, 46)}と考えられる。

透水性コンクリートの配合設計、製作においては本研究で新しい理論的配合設計法の提案を行ったが、今後の課題としては強度の増進が必要であると考ええる。これに関しては第4章でも述べたが、マトリックスの強度を引き上げる方法などが考えられ、特殊混和剤の使用や、RHA(Rice Hask Ash)を混和材として使用する事などの材料的な検討や、また Autoclave Curingなどの養生法の検討、Dry-Mix Methodなどの総合的な製作方法の検討が望まれるところである。

参考文献

- 1)V.M.Malhotra: No-Fines Concrete - It's Properties and Applications,
ACI Journal, pp.628-644, 1976.Nov.
- 2)玉井元治: 連続空隙を有する固化体の透水性,セメント技術年報,No.42,
pp.591-594, 1988
- 3)M.Tamai: Properties of No-Fines Concrete containing Silica Fume,
ACI SP-114, Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete,
Vol.2, pp.799-814, 1989
- 4)日本コンクリート工学協会 編: 自然環境との調和を考慮したエココンクリートの現状と将来展望に関するシンポジウム論文集, 1995
- 5)吉森和人, 他: ポーラスコンクリートの強度と耐久性に関する研究,
セメント・コンクリート論文集, No.49, pp.650-655, 1995
- 6)水口裕之, 他: ポーラスコンクリートの配合要因と強度との関係, 自然環境との調和を考慮したエココンクリートの現状と将来展望に関するシンポジウム論文集,
pp.31-38, 1995
- 7)加地 貴, 小川洋二, 他: 二酸化炭素吸収ポーラスコンクリートの圧縮強度と細孔容積, 土木学会年次学術講演概要集, 第49回, pp.246-247, 1994
- 8)堀口 剛: セメント・コンクリート, No.533, 1991
- 9)Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing, ASTM C 666-77, ANSI/ASTM, 1978
- 10)C.J.Korhonen, J.J.Bayer: Porous Portland Cement Concrete as an Airport Runway Overlay - A Laboratory Evaluation, U.S.Army Special Report(U.S.Army Cold Regions Research and Engineering Lab.), 89-12, 1989.May
- 11)土木学会: コンクリート標準示方書-施工編-, 平成3年版
- 12)土の透水試験法, JIS A 1218, 1993
- 13)骨材の単位容積重量および実績率試験方法, JIS A 1104, 1993

- 14)三浦建彦：側溝に用いる透水性コンクリートの特性について，
北海道大学卒業論文，1996.3
- 15)徳重英信， 信太敬貴， 佐伯 昇：透水性コンクリートの耐凍害性挙動，
セメント・コンクリート論文集，No.49，pp.638-643，1995
- 16)岡田 清， 六車 熙 編集：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店
- 17)高橋知生，丸山久一， 他：透水性コンクリートの開発，
コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.1，pp.351-356，1992
- 18)松尾伸二，丸山久一， 他：起泡剤を用いた透水性コンクリートの特性，
セメント技術大会講演概要集，第46回，pp.948-953，1992
- 19)インターロッキングブロック舗装設計施工要領，インターロッキングブロック協
会，1987.10
- 20)佐伯 昇，板倉忠興，和田直也，徳重英信 他：小河川におけるブロック護岸のエ
コロジカル施工法- Ecological Works Methods of Block Revetment in Small
River, Proceedings of the International Conference on Ecological System
Enhancement Technology for Aquatic Environment (Tokyo), Vol.2,
pp.525-530, 1995
- 21)丸山利輔， 他：農業土木概論，朝倉書店，1987
- 22)信太敬貴：ポーラスコンクリートの配合設計と物性について，
北海道大学卒業論文，1994.3
- 23)R.A.Helmuth: Capillary Size Restrictions on Ice Formation in Hardened
Portland Cement Pastes, Proceedings of the 4th International Symposium on
the Chemistry of Cement, pp.855-869, 1960
- 24)T.C.Powers: The Air Requirement of Frost-resistant Concrete, Proceedings of
Highway Research Board, 29, pp.184-211, 1949
- 25)Über die Roll des Eises im Gefüge Zementgebundener Baustoffe:
V.P.Grübl, Beton, J-31, H.2, pp.54-58, 1981
- 26)千歩 修：気泡コンクリートの凍害劣化の評価法に関する研究，
北海道大学学位論文，1989
- 27)建設省中国地方建設局，多自然型川づくり講習会，1992.3

- 28) 洪 悦郎, 鎌田英治: コンクリートの凍害と初期凍害-そのメカニズムについて-,
Vol.16, No.5, pp.1-11, 1978. May
- 29) 理化学辞典, 岩波出版
- 30) A.M.Podvalnyi: Phenomenological Aspect of Concrete Durability Theory,
Matériaux et Constructions, Vol.16, No.34, pp.293-298, 1973
- 31) A.R.Collins: The Destruction of Concrete by Frost,
Institution of Civil Engineers (London), pp.29-41, 1944
- 32) P.Nerenst: Frost Action in Concrete, Proceedings of 4th International
Symposium on the Chemistry of Cement, pp.807-834, 1960
- 33) 木下誠一 編著: 凍土の物理学, 森北出版, 1982
- 34) D.H.Everett, J.M.Hayns: Capillary Properties of Some Model Pore Systems
with Special Reference to Frost Damage, Bulletine. Novel Série, RILEM,
Vol.27, pp.31-38, 1965
- 35) F.J.Radd, D.H.Oertle: Experimental Pressure Studies of Frost Heave
Mechanics and Growth-fusion Behavior of Ice, Permafrost - 2nd International
Conference, pp.377-384, 1973. July
- 36) 高志 勤, 他: 凍結中の間隙水圧測定による上限凍上力の推定, 雪氷, Vol.41,
No.4, pp.277-287, 1979.12
- 37) 高志 勤, 他: 土の最大凍上力に関する実験的研究, 雪氷, Vol.43, No.4,
pp.207-215, 1981.12
- 38) N.E.Edlefsen, Alfred.B.C.Anderson: Thermodynamics of Soil Moisture,
Hilgardia, Vol.15, No.2, pp.31-298, 1943. Feb.
- 39) 土木学会 編: 水理公式集, 1971
- 40) 高木俊介: 論理的凍上理論の現状と将来, 土と基礎, 29-2, pp.1-8, 1981. Feb.
- 41) Standard Test Method for Critical Dilation of Concrete Specimens Subjected
to Freezing, ASTM C 671-77, ANSI/ASTM, 1978
- 42) 多田眞作: ALCの空隙構造と凍結挙動, コンクリート工学論文集, Vol.2, No.1,
pp.95-103, 1991. 1
- 43) 開発局凍上試験方法(改良案), 北海道開発局開発土木研究所

- 44)佐伯 昇, 鮎田耕一, 前川静男: 北海道における海岸および港湾コンクリート構造物の凍害による表面剥離損傷, 土木学会論文集, No.327, pp.151-162, 1982.12
- 45)徳重英信, 佐伯 昇, 志村和紀, 藤田嘉夫: 配合および養生による港湾コンクリートの耐凍害性, 土木学会北海道支部論文報告集, Vol.48, pp.949-954, 1992
- 46)徳重英信, 佐伯 昇, 志村和紀: 海岸および港湾コンクリートの耐凍害性, 土木学会年次学術講演会概要集, 第47回, pp.452-453, 1992

謝 辞

北海道大学工学部 佐伯 昇 教授には研究を行う上での姿勢ならびに視点の独創性と幅について常に御指導いただきました。とりまとめにおきましても科学であるが故の客観的視点と、現象を見定めてそれを見極めるべく進む道をきり拓く強い主体性が研究には必須であるという、研究者としての原点を常に示して下さいました。懇切なる御指導を賜り、論文の完成をみることができました。ここに厚く御礼申し上げます。また、北海道大学工学部 角田與史雄 教授、佐伯 浩 教授、鎌田英治 教授には貴重な御指摘、御意見を賜り、御教示をいただきました。深く感謝申し上げます。北海道大学工学部 三上 隆 教授、上田多門 助教授には、終始暖かい励ましと研究の進行状況についてのアドバイスをいただき、志村和紀 助手には実験手法などの技術的な御指導のみならず、本当に多くの御意見、御教示をいただきました。佐藤靖彦 助手には大学院の先輩としても公私にわたり常に励ましの言葉を賜りました。誠にありがとうございました。また、論文審査に際しまして数々の御意見、御教示をいただきました北海道大学工学部土木工学科の諸先生に謝意を申し上げます。北海道ポラコン株式会社 山田 茂 生産部次長、檜山秀光 技術課長をはじめとした皆様には供試体製作、現場調査ならびに暴露試験に関して多大な御助力をいただきました。実験に際しまして北海道生コンクリート技術センター 今井益隆 所長をはじめとする皆様には多大な御協力を賜り、中津川 汪氏(元北海道大学工学部技官)には実験に対する姿勢、ならびに心構えについて氏の北海道大学在職中より引き続いて御指導賜りました。さらに、本講座の卒業生である木村 慎氏(建設省土木研究所)、栗田幸治氏(水資源公団)、信太敬貴氏(北海道大学大学院修士課程)、三浦建彦氏(熊谷組)、ならびに出雲健司氏(北海道大学大学院博士課程)をはじめとする大学院在学生の皆様には、実験ならびに論文作成に関して多大な御助力を得ました。また、越膳みきえ、久保雅美 嬢にも論文作成にあたり御助力を得ました。ここに御礼申し上げます。

最後に、北海道で学問をする機会を与えてくれた、研究者として大先輩であった亡き父 正信、そして母 正子、弟 幸信、妹 直子に感謝します。

1996年9月



