

博士論文

コンクリートの微視的損傷および細孔内水分状態に着目し
た準微細ひび割れモデル

米田大樹

目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.1.1 はじめに.....	1
1.1.2 乾燥収縮ひび割れの発生メカニズム.....	4
1.1.3 既往の研究.....	5
1.2 本研究の目的.....	11
1.3 論文の構成.....	13
第1章の参考文献.....	15
第2章 マルチスケール統合解析システムの概要.....	19
2.1 はじめに.....	19
2.2 複合水和発熱モデル.....	24
2.3 空隙構造形成モデル.....	25
2.3.1 セメント粒子の空間分布.....	25
2.3.2 水和生成物の体積および空隙率.....	26
2.3.3 細孔分布密度関数と空隙の表面積.....	27
2.4 水分保持・移動モデル.....	29
2.4.1 水分保持モデル.....	29
2.4.2 水分移動モデル.....	32
2.5 コンクリートの微視的機構に着目した時間依存構成モデル.....	34
2.5.1 仮想水和殻によるレオロジーモデル.....	34
2.5.2 骨材およびセメント硬化体の弾性係数.....	36
2.5.3 骨材およびセメント硬化体のポアソン比.....	37
2.5.4 収縮駆動力.....	37
2.5.5 圧縮強度.....	39
2.5.6 引張強度.....	39
2.6 巨視的挙動に着目した鉄筋コンクリートの構成則.....	40
2.6.1 鉄筋コンクリートの構成則.....	40
2.6.2 圧縮コンクリートの構成則.....	41
2.6.3 引張コンクリートの構成則.....	42
2.6.4 ひび割れ面におけるせん断伝達機構の構成則.....	43
第2章の参考文献.....	44
第3章 細孔内水分状態と強連成した準微細ひび割れモデル.....	47
3.1 はじめに.....	47

3.1.1	乾燥条件下におけるコンクリートの微細き裂・ひび割れ	47
3.1.2	本章の位置づけ	48
3.2	既存モデルを用いた乾燥条件下における引張強度	49
3.2.1	解析モデル	49
3.2.2	解析結果	50
3.3	湿度勾配による微細き裂発生を考慮した有効収縮駆動力	52
3.3.1	微細き裂が巨視的なコンクリートの収縮挙動に与える影響	52
3.3.2	微細き裂発生を考慮した有効収縮駆動力モデル	54
3.3.3	有効収縮駆動力を用いた再解析結果	57
3.4	コンクリートの局所引張強度	59
3.4.1	乾燥に伴うコンクリートの局所的な強度増加	59
3.4.2	骨格部およびプレストレス効果のモデル化	61
3.4.3	局所引張強度増加の影響	64
3.5	微細ひび割れからの水分逸散	65
3.5.1	微細ひび割れ発生による水分流束の増加	65
3.5.2	微細ひび割れ発生による水分流束増加の影響	65
3.6	提案モデルの検証	69
3.6.1	引張強度	69
3.6.2	水分逸散量	70
3.7	本章のまとめ	71
	第3章の参考文献	72
	第4章 乾燥条件下における骨材とセメント硬化体の相互作用	75
4.1	はじめに	75
4.1.1	骨材収縮とセメント硬化体の相互作用	75
4.1.2	本章の位置づけ	76
4.2	第3章提案モデルによる骨材収縮を考慮した解析	77
4.2.1	解析概要	77
4.2.2	第3章の提案モデルによる解析結果	78
4.3	骨材収縮の影響を考慮した準微細ひび割れモデル	82
4.3.1	骨材収縮の影響に関する課題	82
4.3.2	巨視的なコンクリートの引張応力発生に対する骨材の寄与	82
4.3.3	骨材収縮によるコンクリートの見かけの引張強度増加	88
4.3.4	骨材収縮によるコンクリートの見かけの引張強度増加の影響	89
4.4	提案モデルの検証	92
4.5	本章のまとめ	95
	第4章の参考文献	96

第5章 部材挙動の解析.....	97
5.1 はじめに.....	97
5.2 乾燥条件下における RC 梁部材の曲げ変形挙動.....	97
5.2.1 RC 梁部材の曲げ変形挙動に関する実験の目的.....	97
5.2.2 実験の概要.....	98
5.2.3 実験と解析の比較.....	99
5.3 乾燥収縮による RC 梁部材のせん断耐力低下.....	100
5.3.1 解析条件.....	100
5.3.2 COM3 単独解析の結果.....	101
5.3.3 DuCOM-COM3 連成解析の結果.....	104
5.4 本章のまとめ.....	108
第5章の参考文献.....	108
第6章 打設管理記録を活用した実構造物のひび割れ解析.....	109
6.1 はじめに.....	109
6.1.1 ひび割れ抑制への取り組み.....	109
6.1.2 本章の位置づけ.....	112
6.2 解析対象構造物.....	113
6.2.1 対象構造物.....	113
6.2.2 工期.....	113
6.2.3 施工場所.....	113
6.2.4 形状及び打設リフト.....	113
6.3 解析条件.....	114
6.3.1 解析モデル.....	114
6.3.2 境界条件.....	114
6.3.3 コンクリートの設定.....	118
6.3.4 イベントおよびステップ.....	119
6.3.5 環境条件.....	120
6.3.6 初期条件.....	121
6.4 解析によるひび割れ発生状況の再現.....	123
6.4.1 温度履歴.....	123
6.4.2 実構造物と解析の比較 (2 リフト目).....	125
6.4.3 実構造物と解析の比較 (3 リフト目).....	128
6.4.4 実構造物と解析の比較 (4 リフト目).....	130
6.5 ひび割れ抑制対策の効果の影響.....	133
6.5.1 養生期間延長の効果.....	133
6.5.2 低熱ポルトランドセメントの効果.....	135

6.5.3	打設温度低減の影響	138
6.6	本章のまとめ	141
	第6章の参考文献	142
第7章	結論	143
7.1	各章のまとめ	143
7.2	総合的な結論	146
7.3	今後の課題および研究展望	146
付録1	圧縮強度の精度が引張強度に与える影響	149
付1.1	圧縮強度の実験と解析の比較	149
付1.2	引張強度と弾性係数の実験と解析の比較	150
付録2	骨材とセメント硬化体の相互作用に関する実験	151
付2.1	実験概要	151
付2.1.1	実験の目的	151
付2.1.2	実験概要	151
付2.2	実験結果	155
付2.2.1	圧縮強度の実験結果	155
付2.2.2	引張強度の実験結果	156
付2.2.3	乾燥収縮ひずみの実験結果	157
付2.2.4	水分逸散量の実験結果	157
付2.2.5	透気係数の実験結果	159
付2.2.6	梁試験体のたわみの実験結果	160
付録3	骨材とセメント硬化体の2相系を考慮した引張強度	161
付3.1	はじめに	161
付3.2	検討の仮定	161
付3.3	引張強度のモデル化	163
付3.3.1	並列モデル	163
付3.3.2	直列モデル	164
付3.3.3	並列・直列混合モデル	165
付3.4	収縮を考慮した引張強度のモデル化	167
付3.4.1	母材の収縮の影響（セメントを用いた場合）	167
付3.4.2	骨材収縮の影響（砕き大理石を用いた場合）	169
付3.4.3	並列・直列混合モデルのまとめ	173
付3.5	二相系モデルの検証	173
付3.5.1	二相系モデル	173
付3.5.2	骨材量の影響	174
付3.5.3	母材の収縮を無くした場合	174

付 3.5.4 極端に骨材弾性係数が低い場合	175
付 3.5.5 様々な品質の骨材が混合した場合	176
付録 3 の参考文献	180
付録 4 材料非線形の構造解析と時間依存構成モデルの連成	181
付 4.1 構造解析のフロー	181
付 4.2 時間依存構成モデルとの連成	183
付録 4 の参考文献	184

第1章

序論

1.1 研究の背景

1.1.1 はじめに

社会基盤を構成するコンクリート構造物は、公共性が高く、その使用期間も長いものが多い。コンクリートは、設計と施工の両方が適切に行われれば優れた耐久性を示し、構造物の経済性、機能性、安全性を確保するうえで極めて有用な材料となる。一方、コンクリートは、引張強度が圧縮強度の1/10程度と低い、脆性的でひび割れやすい、水和反応や乾燥によって収縮するという性質を併せ持つ。コンクリートのひび割れは、構造物の美観を損なうだけでなく、塩化物など有害物質の侵入経路となり、構造物の耐久性にも影響を及ぼす。

一般に、柱や梁、スラブといったコンクリート部材は、せん断破壊よりも曲げ破壊が先行するように設計される。この様な曲げ部材の設計においては、コンクリートの引張応力の負担を考慮しないため、曲げひび割れの発生が耐久性上問題の無い範囲で許容される。しかし、コンクリートの収縮や収縮ひび割れとの複合状況によっては、部材のたわみ増大、ひび割れ幅の拡大、耐力の低下といった使用性や安全性にも影響を与える^{1),2)}。

一般に、コンクリートのひび割れ発生原因は、材料的性質に関係するもの、施工に関係するもの、環境条件に関係するもの、構造・外力に関係するものに大別される³⁾ (表1.1.1,

図 1.1.1). コンクリートの多様なひび割れの中で、材料や施工に起因するひび割れの多くは、材料の選定と丁寧な施工によってひび割れの発生を抑制できることが多く、施工業者の意識向上の重要性が指摘されている⁴⁾。曲げひび割れやせん断ひび割れといった構造・外力に起因するひび割れ発生やそれを含む部材挙動も、コンクリートの収縮や収縮ひび割れとの複合が問題にならないケースにおいては、既往の知見の積み重ねによって定量的に予測・評価が可能となっている^{5),6)}。

表 1.1.1 コンクリートのひび割れ発生の原因³⁾

大分類	中分類	小分類	番号	要 因
材料	使用材料	セメント	A1	セメントの異常凝結
			A2	セメントの水和熱
			A3	セメントの異常膨張
		骨材	A4	骨材に含まれている泥分
			A5	低品質な骨材
			A6	反応性骨材(アルカリ骨材反応)
	コンクリート		A7	コンクリート中の塩化物
			A8	コンクリートの沈下・ブリージング
			A9	コンクリートの乾燥収縮
			A10	コンクリートの自己収縮
施工	コンクリート	練り混ぜ	B1	混和材料の不均一な分散
			B2	長時間の練り混ぜ
		運搬	B3	ポンプ圧送時の配合の変更
			B4	不均等な打ち込み順序
		打ち込み	B5	急速な打ち込み
			B6	不十分な締め固め
		養生	B7	硬化前の振動や載荷
			B8	初期養生中の急激な乾燥
			B9	初期凍害
		打ち継ぎ	B10	不適当な打ち継ぎ処理
	鋼材		鋼材配置	B11
		B12		かぶり(厚さ)の不足
	型枠	型枠	B13	型枠のはらみ
			B14	漏水(型枠からの、路盤への)
			B15	型枠の早期除去
			B16	支保工の沈下
	その他	コールドジョイント	B17	不適当な打ち継ぎ処理
		P Cグラウト	B18	グラウト充填不良
使用環境	物理的	温度・湿度	C1	環境温度・湿度の変化
			C2	部材両面の温度・湿度の差
			C3	凍結融解の繰り返し
			C4	火災
			C5	表面加熱
	化学的	化学作用	C6	酸・塩類の化学作用
			C7	中性化による内部鋼材のさび
			C8	塩化物の浸透による内部鋼材のさび
構造・外力	荷重	長期的な荷重	D1	設計荷重以内の長期的な荷重
			D2	設計荷重を超える長期的な荷重
		短期的な荷重	D3	設計荷重以内の短期的な荷重
			D4	設計荷重を超える短期的な荷重
	構造設計	D5	断面・鋼材量不足	
	支持条件	D6	構造物の不同沈下	
		D7	凍上	
その他		E1	その他	

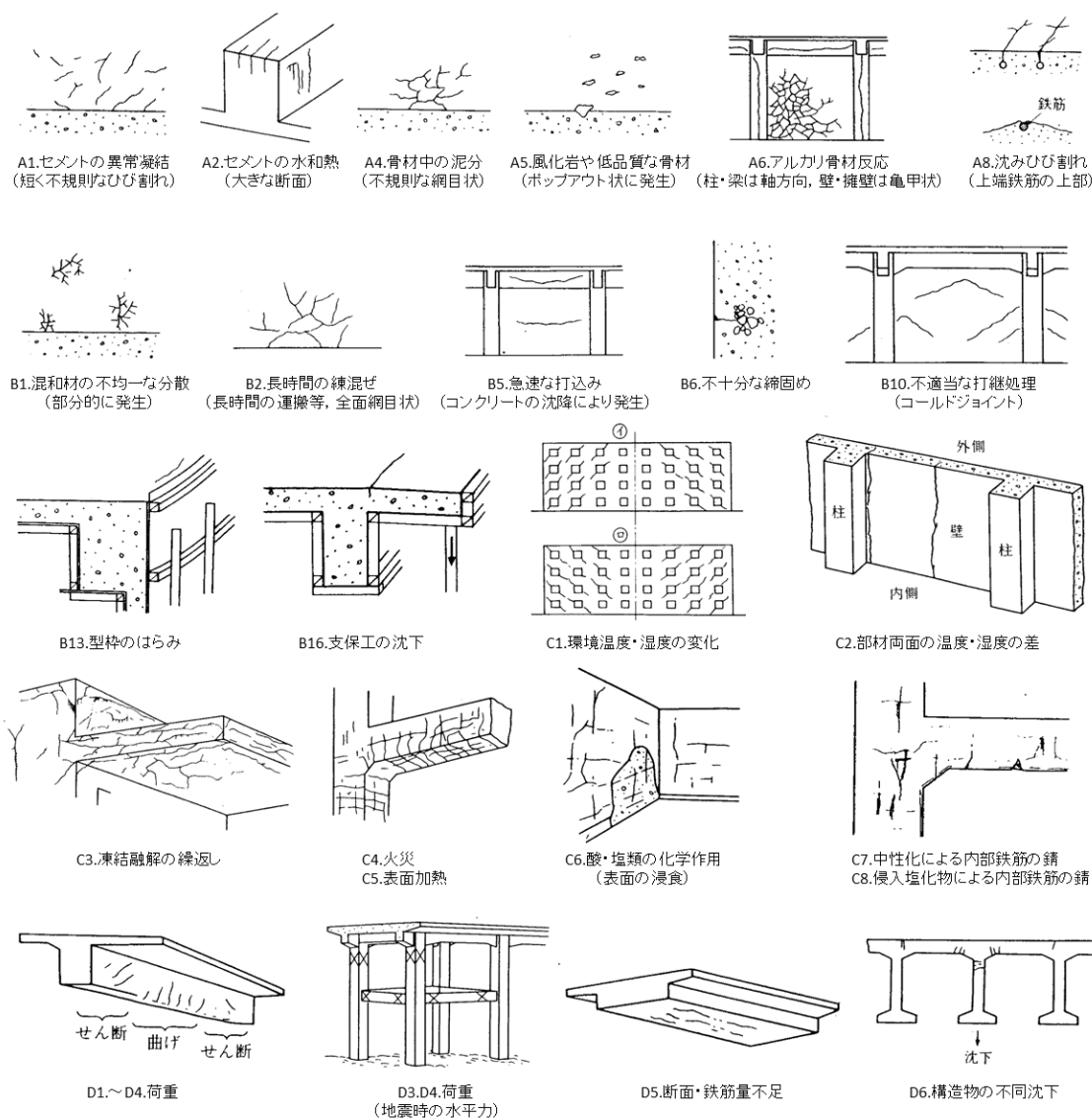


図 1.1.1 コンクリートのひび割れ例³⁾

温度ひび割れや乾燥収縮ひび割れは、単独の要因で発生するものではなく、材料、施工、環境、構造・外力の多岐にわたる要因が長期的に複雑に影響を及ぼし合った結果として発生するものである。従って、施工業者の努力だけでこれらのひび割れを抑制することは困難であり、設計段階からの対策も重要となる。近年、精力的な研究や計算環境の発展により、温度ひび割れの発生は、ある程度予測できるようになりつつある⁷⁾。実務においも、クレーリングの様な施工前の対策・検討により、一定の成果も上がっている。一方、スラブや壁状構造物などの比較的薄い部材や供試体レベルのコンクリート等、乾燥収縮の影響が相対的に大きくなる条件において、ひび割れの発生とそれを含む部材としての挙動を定量的に予測・評価することは、未だ困難な状況にある。

限られた予算の中で社会基盤を効率的に構築、維持、運営、管理していくためには、コ

ンクリート構造物の使用性，安全性，耐久性の低下につながるひび割れの発生と，ひび割れを含む部材としての挙動を定量的に予測し，適切な対策を講じていくことが重要である．従って本研究は，乾燥収縮の影響が大きく現れるコンクリート部材を対象に，ひび割れの発生とそれを含む部材挙動の予測精度向上に取り組むものである．

1.1.2 乾燥収縮ひび割れの発生メカニズム

乾燥収縮ひび割れは，乾燥によって生じるコンクリートの自由な収縮が，何らかの形で拘束される時に発生する．この拘束は，外部拘束と内部拘束に分類することができる（図1.1.2）．外部拘束の例としては，壁を取り囲む柱や梁，構造物の基礎，コンクリート内部の鉄筋等がある．内部拘束は，コンクリートの乾燥に伴う内部と表面の湿度の差によって生じる収縮の差が，断面としての一体性を維持するために変形が拘束されることで生じるものである．従って，乾燥は表面から進行するため，外部から一切拘束を受けないコンクリート部材であっても，内部拘束によって表面近傍には高い引張応力が生じ，表面にはひび割れが発生する可能性がある．実際のコンクリート構造物やコンクリート部材の挙動は，外部拘束と内部拘束の両者の影響が組み合わさったものとして現れる^{1),8),9)}．

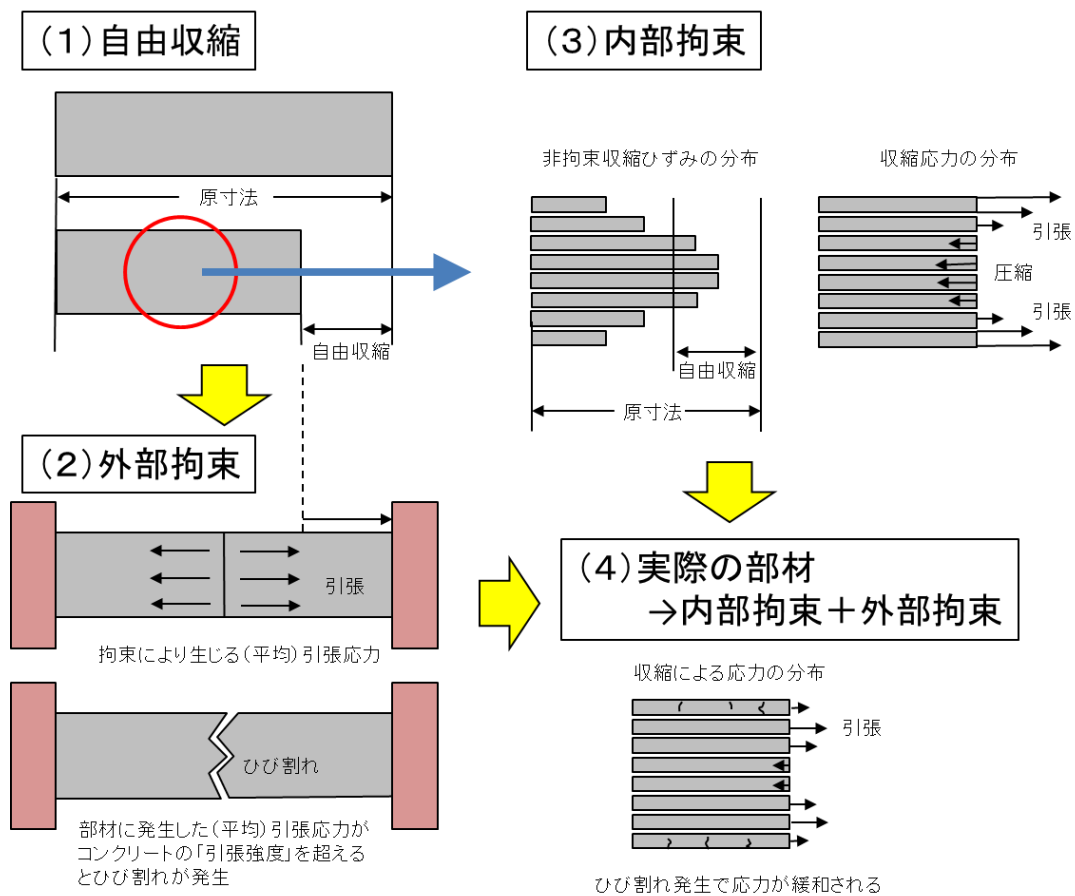


図 1.1.2 乾燥収縮ひび割れの発生メカニズム^{1),8),9)}

1.1.3 既往の研究

(1) 収縮および収縮ひび割れが及ぼす部材挙動への影響

一般に、部材寸法が大きくなるほどコンクリートの乾燥収縮は小さくなり、表面近傍に発生するひび割れも部材寸法に対して相対的に影響範囲が小さくなる。従って、断面の寸法が比較的大きい土木構造物では、乾燥収縮やそれに伴うひび割れ発生の影響よりも温度ひび割れに対する関心が高かったと思われる。しかし、近年では、コンクリートの乾燥収縮とそれに伴うひび割れの発生が問題となる事例も報告されている¹⁰⁾。

コンクリートの自己収縮や乾燥収縮とそれに伴う収縮ひび割れの発生は、構造物の使用性や安全性に影響を及ぼす場合がある。例えば、ひび割れの発生しないPC橋梁の長期たわみの進行は、コンクリートの乾燥収縮やクリープ挙動が大きな影響を及ぼすことが明らかにされている¹¹⁾。さらに、ひび割れの発生は、部材の剛性を低下させ、たわみをさらに増大させる¹²⁾。

コンクリートの収縮に伴う鉄筋コンクリート梁部材への初期応力導入は、梁部材のせん断耐力を低下させる¹³⁾。さらに、封緘養生した梁試験体のせん断耐力に対し、乾燥養生した梁試験体のせん断耐力が低下することも実験的に確認されている¹⁴⁾。

(2) 乾燥収縮ひび割れの発生条件

乾燥収縮とそれに伴うひび割れの発生は、上記で述べたように部材挙動に大きな影響を及ぼすことがあるにも関わらず、コンクリートの乾燥収縮ひび割れの発生自体を定量的に予測することは未だに困難である。これまでも、乾燥収縮ひび割れ発生の予測を目的に、**図 1.1.3** に示す様々な拘束方法の乾燥収縮ひび割れ試験が行われてきた^{15),16),17),18),19)}。

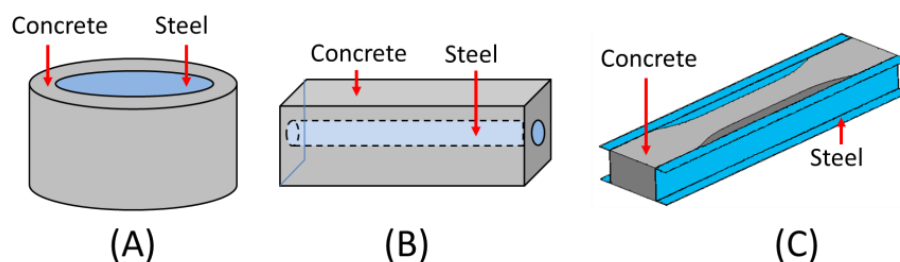


図 1.1.3 拘束方法の違いによる乾燥収縮ひび割れの試験方法

図 1.1.3 (A) の実験方法は、リング型のコンクリート内部に鋼材を埋め込むものであり、実験は簡便であるが、拘束の度合いが不明確という短所がある。また、コンクリートの内側がシール状態となるため、コンクリートの断面内で乾燥状態が不均一になるという特徴がある。(A)の改良として、鋼管を用いて厚肉円筒理論から拘束度合いを推測する実験も行われている²⁰⁾。(B)の実験方法は、コンクリート内部に埋め込んだ鉄筋によって収縮を拘束

するものであり、拘束度合いは付着特性に依存する。鉄筋との付着によってひび割れが分散して生じるため、試験体中央付近において鉄筋との付着を無くす等の処理が行われることもある。(C)の実験方法は、コンクリートの外部に設置した鋼材によって収縮を拘束するものである。この方法は、コンクリート単体としてのひび割れ挙動を把握しやすいという長所があり、「JIS A 1151 拘束されたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験方法¹⁹⁾」として規格化されている。従って、他の研究者の実験との対比も容易であり、実験も数多く行われている。(C)の試験方法は、サーボモーター等によって機械的に拘束を導入する改良方法も提案されている^{21),22),23)}。

コンクリートに導入される応力は、拘束鋼材のひずみから求められることが多い。また、同時に自由収縮ひずみの計測、クリープ試験、強度試験等が行われ、ひび割れ発生条件やひび割れ発生メカニズムに関する考察が行われている。既往の多くの研究では、拘束鋼材のひずみから求めたコンクリートの引張応力と、割裂試験や一軸引張試験から別途求めた引張強度を比較することで、乾燥収縮ひび割れの発生基準を推察している^{9),18),20),24),25)}。この様にして求められた乾燥収縮ひび割れの発生基準は、研究者や実験方法によってばらつきも大きい。代表的なものとしては以下の様なものが提案されている²⁶⁾。

- ① 引張応力が引張強度を超えた時
- ② 引張応力が引張強度の一定割合に達した時
- ③ 引張ひずみが伸び能力（限界ひずみ）を超えた時
- ④ 微視的機構や破壊力学に基づいて乾燥収縮ひび割れを評価するもの

上記①②の条件は、割裂試験等による静的な短時間載荷の引張強度を基準としたものであり、引張応力が引張強度の40～90%の範囲でひび割れが生じるとの報告が多い。③の条件は応力の代わりにひずみを用いるものであり、ひび割れ発生時の引張ひずみは100～300 μ 程度の範囲に分布している。これら①～③は、10⁻¹m（10cm）程度の供試体寸法で平均化された平均の応力、平均のひずみ、平均の強度に対応する乾燥収縮ひび割れ発生基準と考えることができる。

④の方法は、10⁻¹mよりも小さい範囲におけるコンクリートの挙動に着目し、詳細に乾燥収縮ひび割れの発生を予測しようとするものである。例えば、乾燥によって表面と内部に湿度勾配が生じて内部拘束状態となった時、10cm程度の供試体であっても均一な応力状態とはならない。内部拘束で発生する表面近傍の局所的な引張応力の計算値が、部材としての巨視的なコンクリートの引張強度を超えることも指摘されている^{27),28),29)}。また、厳密には、供試体の表面と内部で乾燥状態が異なるため、強度の発現状況も断面内で異なるはずである。当然ながら、自由収縮ひずみやクリープ係数といった材料特性も、断面内で勾配や分布を有しているものと考えられる。しかし、上記で述べた様な局所的な材料特性や挙動を実験的に計測するため、2cm程度の最大粗骨材寸法を含むコンクリートの材料試験を10cmより小さい供試体で実施することは、実験の再現性やデータの信頼性の観点からも困難であると思われる。この様に、乾燥収縮ひび割れに影響を及ぼすと考えられる個々の因

子を直接的に計測することの難しさが、乾燥収縮ひび割れの発生を定量的に予測することを困難にしている一因と考えられる。

(3) コンクリートの破壊・ひび割れメカニズム

乾燥収縮ひび割れに限らず、コンクリートのひび割れという現象自体に着目した研究も数多く行われているが、コンクリートの破壊やひび割れのメカニズムは複雑であり、その進展過程も不明な点が多い。定性的には、空隙や気泡、骨材界面の遷移帯といったセメント硬化体中の初期欠陥や弱点部から微細き裂（ひび割れ）が進展・伝播すると考えられる³⁰⁾。しかし、これらの微視的なき裂（ひび割れ）や欠陥が直ちに巨視的なコンクリートの圧縮・引張破壊には結びつかず、巨視的なコンクリートとしての応力ひずみ関係における非線形性として現れる³¹⁾。セメント硬化体よりも骨材の強度が高い普通コンクリートの場合、微細き裂（ひび割れ）はセメント硬化体中に生じ、その伝播は骨材によって助長されたり妨げられたり複雑な挙動を示す³²⁾。微細き裂（ひび割れ）の進展や応力（ひずみ）がある限界状態に達すると、微細き裂（ひび割れ）が弱点部に集中しながら急激に成長・進展し、巨視的なひび割れとなってコンクリートとしての破壊に至る³³⁾。この時、コンクリート中に一定量の鉄筋が存在すれば、ひび割れの局所化が緩和されて安定的にひび割れが分散し、巨視的に見た鉄筋コンクリートとしての一体性は保たれる^{34),35)}。この様に、コンクリートの破壊やひび割れの現象は、微視的なき裂（ひび割れ）から巨視的なひび割れまでが連続的に変化するマルチスケールの現象である。従って、着目する寸法が異なれば、破壊やひび割れの定義も異なったものとなる。そこで、本論文では、巨視的なコンクリートとして引張軟化に至らない微視的なひび割れを微細き裂と称する。これは、骨材とセメント硬化体間やセメント硬化体内部に生じるような微小領域のひび割れと、コンクリートとしての巨視的なひび割れとの物理現象を区別するためである。

(4) 強度・弾性係数

コンクリートの破壊やひび割れがマルチスケールの現象であるのと同様に、コンクリートの強度や弾性係数も着目する寸法・位置によって強度や弾性係数は異なる。一般的なコンクリートの材料試験は、 10^{-1}m 程度の供試体で実施される。すなわち、この材料試験で求められるのは、供試体内の微視的現象を平均化・均質化した巨視的なコンクリートとしての材料物性である。一方、着目する寸法を小さくして行けば、表面と内部の乾燥状態の違いによるコンクリートの強度発現の差だけでなく、粗骨材、細骨材、モルタル、セメント硬化体、気泡や各種空隙（毛細管空隙、ゲル空隙、層間空隙）、未水和セメント、C-S-Hゲル、各種結晶、水分子など、着目する寸法に応じた物質が現れてセメント硬化体でさえも均質材料として扱うことはできなくなる³²⁾（図 1.1.4）。

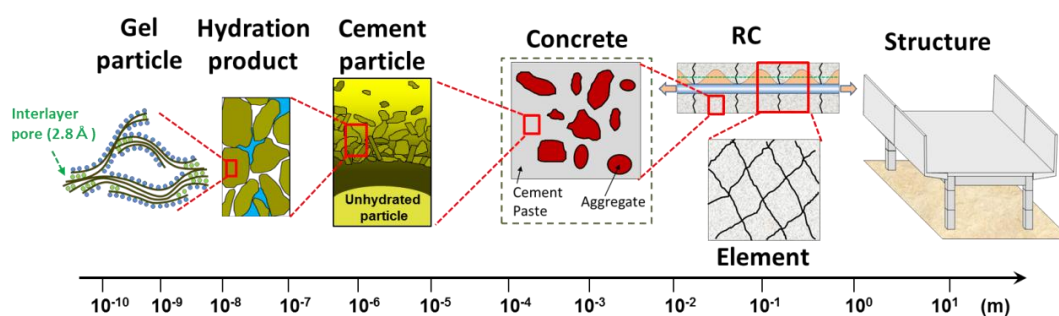


図 1.1.4 コンクリートのコントロールボリューム

巨視的に着目したコンクリートのひび割れは、コンクリートとしての引張応力がコンクリートとしての引張強度を超えた際に生じると考えられる。セメント硬化体の強度が骨材強度を上回る高強度コンクリートでは、コンクリートのひび割れ発生時に骨材の破壊を伴うため、当然ながら骨材強度がコンクリートの圧縮強度・引張強度にも影響を及ぼす。セメント硬化体が骨材よりも弱い普通コンクリートの場合においても、骨材によって圧縮強度・引張強度のどちらも影響を受けることが報告されており、骨材量の増加に伴って強度が減少する傾向を示すことが報告されている^{36),37)}。一方、様々な骨材を用いた引張強度の実験から、骨材強度や骨材剛性によっては単純な傾向を示さず、ペシマムを有するような複雑な挙動をすることも報告されている³⁸⁾。これについては、セメント硬化体が骨材によって補強されるプラスの効果と、骨材および遷移帯によってセメント硬化体中の欠陥が増加する影響や骨材周囲の応力集中等によるマイナスの効果の複合の結果として説明される³⁰⁾。このような骨材とセメント硬化体の複雑な相互作用が及ぼす圧縮強度・引張強度への影響は、メゾスケールに着目した複合理論を援用して説明する試みも行われているが^{37),38)}、明確な理論の構築や説明には至っていないと考えられる。また、コンクリートを構成する材料であるセメント硬化体自体の強度も、巨視的なコンクリートの強度に大きく影響を及ぼす。セメント硬化体の強度は、水セメント比説⁶⁵⁾やゲル空隙比説⁶⁶⁾で説明されることが多い。一方、これらの理論のみでは、乾湿に伴う強度の変化⁶⁷⁾を説明できないことから、表面エネルギーと Griffith の関係式から乾湿による強度の増減現象の説明も行われている⁶⁸⁾。

複合材料であるコンクリートの弾性係数は、経験式としてコンクリートの圧縮強度と関連付けられることが多い^{5),39),40),41)}が、骨材種類、骨材量、骨材寸法によっても影響を受けることが知られている^{36),42)}。普通コンクリートでは、セメント硬化体よりも骨材の弾性係数が大きいため、コンクリート中の骨材量が増加するほどコンクリートとしての弾性係数は増加する。 $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{m}$ (1mm~1cm) 程度のメゾスケールでコンクリートに着目した場合、骨材とセメント硬化体または粗骨材とモルタルの様に、コンクリートの弾性係数を骨材とそれを取り囲む母材として 2 相系または 3 相系材料とした複合理論で評価する試みが行われている^{43),44)}。特にコンクリートの弾性係数は、並列モデル (Voigt)、直列モデル (Reuss)、並列・直列混合モデル (Hirsh)、Hashin-Hansen モデル等によって説明される

ことが多い⁴⁵⁾。また、セメント硬化体としての弾性係数は、実験的に求める以外に、ミクロスケールで着目したゲル空隙比説からの評価⁴⁶⁾や結晶や未水和セメントまで考慮した評価⁴⁷⁾も試みられている。

(5) 自己収縮・乾燥収縮

乾燥収縮ひび割れの発生やそれを含むコンクリート部材の挙動を精度良く予測するためには、乾燥収縮の挙動自体も精度良く予測する必要がある。乾燥収縮のメカニズムは、セメント硬化体中の微細空隙に毛管凝縮した液状水の表面張力に起因するもの（毛細管張力説）^{48),49),50)}、ゲル粒子間の狭隘な空間の水の圧力と固体粒子間引力の釣り合いを考えるもの（分離圧説）^{48),51),52)}、吸着水の減少によってゲル粒子の表面エネルギーが増加して固体粒子中に圧縮応力が発生すると考えるもの（表面エネルギー説）^{48),53),54)}等が提案されてきた。しかし、単独で様々な湿度域の収縮現象を矛盾なく説明することが困難であるため、いくつかの理論を組み合わせる必要がある。また、コンクリートの収縮性状は骨材の影響を大きく受け、骨材に石灰岩を用いた場合の乾燥収縮は、小さくなることが良く知られている⁵⁵⁾。骨材がコンクリートの収縮性状に影響を及ぼす原因としては、骨材の剛性と骨材の収縮によって説明されることが多い^{56),57),58)}。また、セメント硬化体と骨材間の微細き裂発生により、巨視的なコンクリートとしての収縮に対して微視的メカニズムに基づいたセメント硬化体の収縮駆動力が寄与できなくなる影響も指摘されている⁵⁹⁾。

この様に、収縮のメカニズムに関する理論や仮説は様々である。さらに、収縮挙動を精度良く予測するためには、発生する収縮駆動力に抵抗するコンクリートの剛性発現や、応力の緩和に寄与するクリープの影響も同時に考慮する必要がある。

(6) クリープ

巨視的なコンクリートのひび割れは、コンクリートの引張応力がコンクリートの引張強度を超える時に生じると考えられる。従って、ひび割れの発生やそれらを含む部材挙動を精度良く予測するためには、コンクリートの応力緩和に寄与するクリープ現象も正しく把握することが重要となる。コンクリートのクリープ現象を引き起こすメカニズムについては、結晶質のすべりや骨材とセメント硬化体界面の局所的な破壊を考えるもの（塑性変形説）、セメントゲルが流動する粘性流体と考えるもの（粘性流動説）、荷重によってゲル水が絞り出されると考えるもの（浸出説）、粘性流体が荷重を吸収した後に固体の弾性的な骨格構造に移行していくと考えるもの（遅延弾性説）、骨材とセメントペースト界面に生じる局所的な破壊によるもの（マイクロクラック説）等が提案されている^{45),60)}。クリープも乾燥収縮と同様に、様々な応力レベルや湿度域を単独で矛盾なく説明することは困難であるため、複数の理論を組合せることが多い。コンクリートのクリープ現象では、乾燥クリープが基本クリープより大きくなるピケット効果⁶¹⁾が良く知られており、クリープ現象を説明する理論の検証として用いられることが多い。例えば、ピケット効果は、水分移動とマ

イクロクラックの影響を組み合わせた理論等での説明が試みられている^{62),63)}。一方で、毛細管張力を載荷応力の一部として考慮することで、基本クリープと乾燥クリープを区別せずにピケット効果を説明できるとの報告もある⁶⁴⁾。

(7) 乾燥収縮ひび割れの発生とそれを含む部材挙動の予測手法

コンクリートの乾燥収縮ひび割れ発生や、それを含む部材挙動を定量的に予測する試みは、これまでも数多く行われてきた。乾燥収縮ひび割れに影響を及ぼす収縮やクリープ、強度、弾性係数といった個々の特性や現象についても、これまでに述べた材料の微視的機構に関する考察や、メカニズムに立脚したモデルの構築・検証が進められている^{69),70),71),72),73)}。

一般に、乾燥収縮ひび割れの予測に際しては、これまでに述べた様な理論の一部や無拘束条件下での自由収縮ひずみ、各材齢における強度・弾性係数ならびにクリープ係数など、実験的に計測した材料特性を組み合わせ、構造挙動としての乾燥収縮ひび割れ発生を予測するものが多い^{9),25),74),75)}。従って、ある条件下のひび割れ発生が予測可能であっても、配合や使用材料が変化した場合、部材寸法が変化した場合、外部環境が変化した場合など、様々な条件下に対して適用可能な統一的手法が確立できていないと言いが難い。これは、様々な条件下において単独で各現象を説明できる理論が存在せず、複数の理論の組み合わせが必要なことや、それに伴う収縮・クリープ・強度・弾性係数といった個々の影響因子を直接的に計測することが困難であることから、モデルの精度等に問題が存在する可能性も考えられる。また、先に述べた様に10cm程度の供試体寸法においても、断面内には湿度勾配が生じるため、均一な応力状態にはならず、材料特性も厳密には断面内で分布や勾配を有していると考えられる。供試体内の湿度勾配を考慮した応力分布を求める試みも行われているが、その比較対象となる引張強度は、供試体寸法で平均化された平均の引張強度が用いられることが多い^{9),25),74),75)}。すなわち、乾燥収縮ひび割れの発生を予測するに際し、平均と局所の挙動など着目する寸法の混在や、先に述べた個々の影響因子のモデルの精度が、乾燥収縮ひび割れの発生を精度良く予測することを困難にしている要因として考えられる。

乾燥収縮ひび割れを含む部材の挙動は、乾燥に伴って表面近傍に発生するひび割れの影響が相対的に小さくなる実構造物レベルの大きな部材では、乾燥収縮の影響自体も小さくなるため、既往の設計や解析手法を用いたとしても実用上の問題はあまり現れなかったと思われる。しかし、表面近傍に発生する微細き裂やひび割れの挙動が大きく影響を及ぼすと考えられる寸法、例えばスラブや壁状構造物等の薄い部材や、実験室レベルの10⁻¹m (10cm) オーダーの供試体に対しては、表面近傍に発生するひび割れの影響が相対的に大きくなるため、現時点においてもひび割れ発生やそれを含むコンクリート部材の挙動を統一的手法によって精度良く予測・評価するに至っていないと考えられる。

1.2 本研究の目的

以上の様な背景を基に、様々な条件下におけるコンクリート構造物の複雑な挙動を統一的手法で評価することを目的として、マルチスケール統合解析システム (DuCOM-COM3) の開発が進められている⁷³⁾。本システムは、セメントの水和反応の進展、硬化体の空隙構造形成、内部の水分状態といったコンクリート内部の微視的挙動に関するモデル群を実装した熱力学連成解析システム (DuCOM)⁷⁰⁾と、鉄筋コンクリート構造の巨視的応答・損傷を追跡可能な非線形動的 RC 構造解析システム (COM3)^{71),72)}を統合したものである (図 1.2.1)。

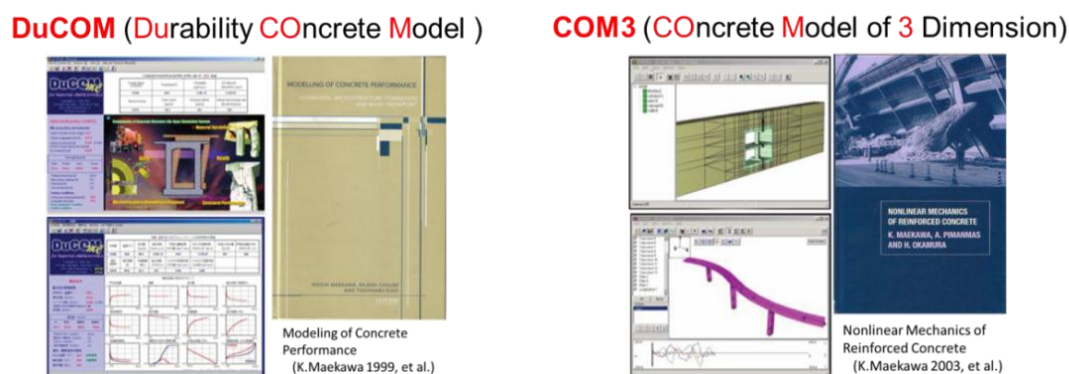


図 1.2.1 マルチスケール統合解析システム (DuCOM-COM3)^{70), 71), 72), 73)}

DuCOM-COM3 は、若材齢から超長期に至る時間軸上での挙動を、強度や弾性係数、収縮ひずみといった材料特性やパラメータのフィッティングを解析対象ごとに行わなくても、使用材料の種類、コンクリートの配合、養生・環境条件、構造諸元等の基本的情報を与えるのみで実構造物スケールの挙動を良好に表現できることが確認されている¹¹⁾。例えば、PC 橋梁のたわみ予測では、時々刻々と変化する場所毎の熱力学的状態諸量に立脚して巨視的構造応答を算定することに成功しているが、本解析では PC 構造物であることから、ひび割れの影響が考慮されていない。また、大きな自己収縮とコンクリートとしての巨視的なひび割れを同時に考慮した梁部材の力学的挙動の予測⁷⁸⁾も行われているが、乾燥条件ではないため、水分逸散による湿度勾配、様々な材料特性の断面内での分布、表面近傍の微細き裂やひび割れなどの影響が小さい条件である。従って、様々な材料特性や表面近傍に発生する乾燥収縮ひび割れの影響などが相対的に小さくなる実構造物レベルの大きな部材に対しては、既存の DuCOM-COM3 の統一的手法を用いることで、コンクリート構造物や部材の挙動を予測・評価することが実用上可能になっている。

一方、乾燥収縮や乾燥収縮ひび割れが相対的に大きく影響を及ぼすと考えられるスラブや壁状構造物等の薄い部材、実験室レベルの 10^{-1}m (10cm) オーダーの供試体に対しては、

材料収縮現象と巨視的構造応答までを強連成した形で評価するには至っていない。また、乾燥に伴って発生するセメント硬化体や骨材周囲の微細き裂が、コンクリートの引張強度にも影響を及ぼすことも報告されており⁷⁹⁾、微細き裂の発生に影響を及ぼすと思われる骨材とセメント硬化体の相互作用等についても検討を行う必要があると考えられる。すなわち、乾燥収縮ひび割れ発生とそれを含む部材挙動を精度良く予測・評価するためには、乾燥に伴う断面内の湿度勾配やそれに伴う応力・材料特性の分布、表面近傍の微細き裂・ひび割れ、骨材とセメント硬化体の相互作用といった挙動が相対的に大きな影響を及ぼす条件において、検討を行うことが必要と考えられる。

本システムでは、収縮を引き起こす内在駆動力として高湿度域を想定した毛細管張力説と低湿度域を想定した分離圧説の2つを組み合わせた収縮駆動力モデル⁷⁶⁾を採用している(図1.2.2 A)。収縮・クリープ等による時間依存変形は、骨材とセメントペーストの2相系材料を仮定し、セメントペーストの剛性をバネ、ダッシュポット、スライダーでモデル化した仮想水和殻の増加で表現する時間依存構成モデル⁷⁷⁾が採用されている(図1.2.2 B)。

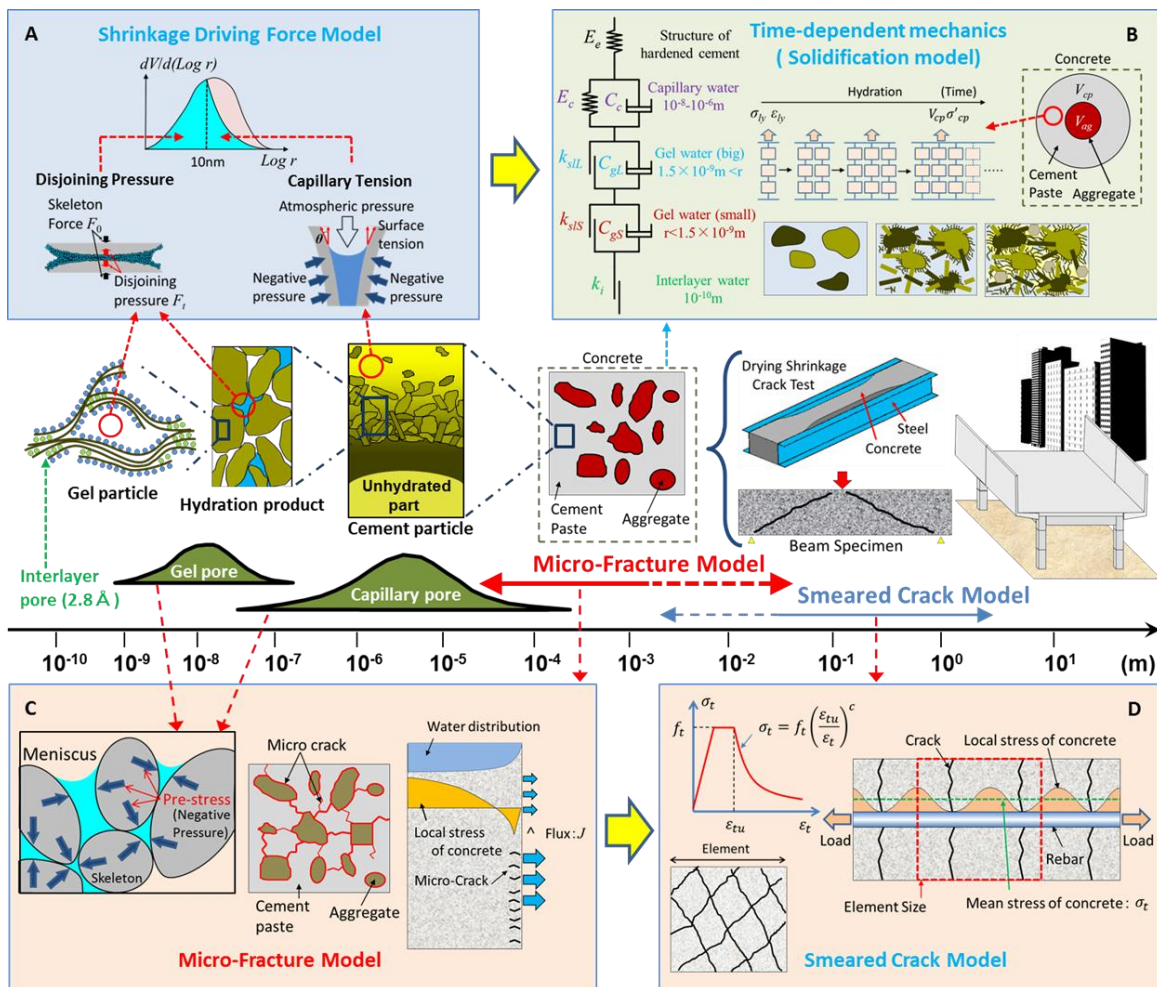


図 1.2.2 マルチスケール統合解析システムの概要と本研究の位置づけ^{6), 7), 8), 9)}

時間依存構成モデルは、入力されるひずみに対して長瀧らの説と同様に⁶⁴⁾、外力と収縮駆動力を区別せずに応力を算出する。応力を受取った COM3 は、複数のひび割れの平均的挙動をモデル化の出発点とした分散ひび割れモデル^{71),72)}を用いて構造応答を算出する(図 1.2.2 D)。COM3 に実装されている構成則は、 10^{-1}m オーダーの要素内に複数のひび割れを含む巨視的な応答・破壊挙動をモデル化の出発点とした分散ひび割れモデル(図 1.2.2 D)^{71),72)}である。一方、水分逸散による表面近傍の微細き裂が成長・結合して現れる乾燥収縮ひび割れは、微視的領域から巨視的領域までのひび割れ挙動を連続的に評価しなければならないマルチスケールの問題である。すなわち、これまで述べてきた様に、乾燥条件下のコンクリートを微視的に着目した際の非均質性や微細き裂による不連続面などの影響と、巨視的な曲げ・せん断ひび割れ等を対象とする分散ひび割れモデルについて、いかに一体的に取り扱えるモデルを構築するかが重要と考えられる。

以上より本研究は、最初に乾燥収縮ひび割れの発生とそれを含む部材としての構造挙動の予測精度向上に取り組む。すなわち、既存の DuCOM-COM3 を基にして、空隙構造形成や水分移動等が想定するミクロスケール、乾燥収縮による微細き裂発生から乾燥収縮ひび割れ発生等を考慮したメゾスケール、分散ひび割れモデルが対象とするマクロスケールの構造応答までを統一的に一貫通貫で評価する手法の構築を試みたものである(図 1.2.2 C)。

更に本研究では、構築したモデルを実問題に適用することを試み、実構造物のひび割れ発生原因の推定と、ひび割れ抑制対策の効果について評価・分析を実施する。

1.3 論文の構成

実環境を想定した様々な環境・荷重条件下において、乾燥収縮ひび割れの発生と、それを含んだコンクリート構造物の挙動を数値解析によって追跡できるようにすることが本研究の最終目標である。図 1.3.1 に本論文の構成と相互関係、対応する時間・空間スケールを示す。

第 1 章では、本研究の背景や目的、ひび割れ発生に影響を及ぼす各種影響因子や既往の研究をまとめた。

第 2 章では、本研究の基盤となるマルチスケール統合解析システム (DuCOM-COM3) に関する過去の研究を概観する。

第 3 章と第 4 章は、本研究の核となる部分である。第 3 章では、空隙構造内の水分状態に着目し、微視的な水分挙動が巨視的なコンクリートの引張強度や乾燥収縮に及ぼす影響について考察し、微細空隙内の水分状態を考慮したひび割れモデルについて提案を行う。

第 4 章では、骨材の収縮が巨視的なコンクリートの引張強度や部材挙動に及ぼす影響について、考察を進める。メゾスケールにおける骨材とセメント硬化体の相互作用を考慮し、

骨材収縮を考慮したひび割れモデルについて提案を行う。

第5章では、乾燥条件下における梁部材の挙動について、提案モデルを用いた解析を実施する。持続荷重下のたわみの進行やせん断耐力の挙動について、実験の傾向が良好に再現できることを示す。

第6章では、施工情報の記録された実構造物のデータベースを基に、提案モデルの検証を行い、実構造物のひび割れ発生原因の推定とひび割れ抑制対策の効果について検討を行う。

第7章は結論であり、本研究で得られた成果と今後の課題をとりまとめる。

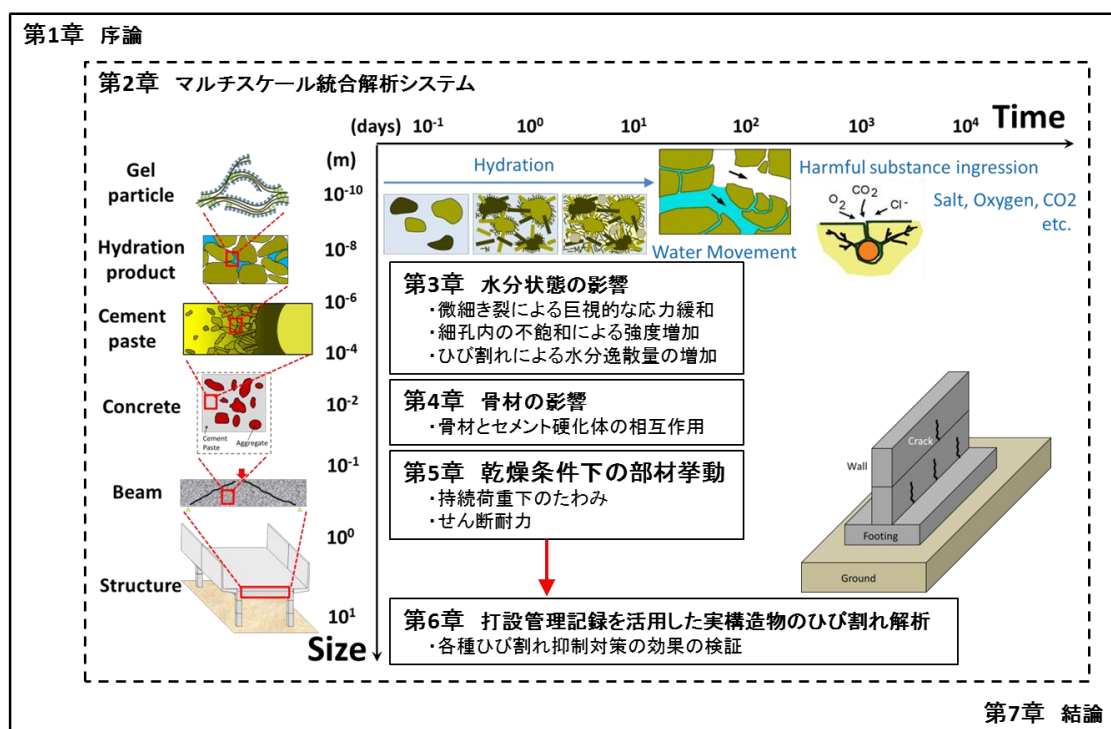


図 1.3.1 本論文の構成

なお、先に述べた様に、本論文では、コンクリートとして引張軟化に至らないメゾスケールの微細なひび割れを微細き裂と称する。これは、骨材とセメント硬化体間やセメント硬化体内部に生じるような微小領域のひび割れと、分散ひび割れモデルが想定するコンクリートとしてのマクロなひび割れとの物理現象を区別するためである。

第1章の参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御・設計・施工指針（案）・同解説，日本建築学会，2006.7
- 2) 高橋久雄，武田寿一，小柳光生：クリープと収縮を受けるRC曲げ部材の変形，大林組技術研究所報，No.26，pp.66-70，1983.
- 3) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針 2009，日本コンクリート工学協会，2009.3.
- 4) 細田暁，田村隆弘，二宮純：山口県のひび割れ抑制システムによる各プレーヤーの技術力向上，土木技術，pp.33-38，2012.10
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，土木学会，2013.3
- 6) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5.
- 7) 日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008，日本コンクリート工学協会，2008.11
- 8) 三橋博三，佐藤嘉昭：収縮ひび割れの予測と制御の現状，コンクリート工学，Vol.43，No.5，pp.4-10，2005
- 9) 上田賢司：コンクリート部材に生じる乾燥収縮ひび割れの予測に関する基礎的研究，大分大学学位論文，1999.3
- 10) 土木学会：垂井高架橋の損傷に関する調査特別委員会最終報告書，2008.3
- 11) Maekawa, K., Chijiwa, N. and Ishida, T. : Long-term de-formational simulation of PC bridges based on the thermo-hygro model of micro-pores in cementitious composites, Cement and Concrete Research, Vol.41/12, pp.1310-1319, 2011.12
- 12) 岩田樹美，大野義照，吉村満：鉄筋コンクリートスラブの長期たわみに及ぼす各種要因の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.481-486，2006
- 13) Sato, R., Kawakane, H. : A New Concept for the Early Age Shrinkage Effect on Diagonal Cracking Strength of Reinforced HSC Beams, Journal of Advanced Concrete Technology, 6(1), pp.45-67, 2008.
- 14) 三谷昂大，兵頭彦次，太田光貴，佐藤良一：収縮による普通強度RCはりのせん断強度低下とその評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.33，No.2，pp.721-726，2011.
- 15) 川瀬清孝：コンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験方法の標準化とその適用性に関する研究，セメント・コンクリート，No.532，pp.49-56，1991.6
- 16) Carlson, R. W., Reading, T. J. : Model study of shrinkage cracking in concrete building walls, ACI Structural Journal, Vol.85, No.4, pp.395-404, 1988.
- 17) コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書，1996.
- 18) 大野俊夫，魚本健人：コンクリートの収縮ひび割れ発生予測に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.662/V-49，pp.29-44，2000.11
- 19) 日本工業規格：拘束されたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験方法，JIS A 1151，2011.
- 20) 島弘，市川大介：円環状試験体を用いた乾燥収縮が拘束される応力履歴下におけるコンクリートの引張クリープ測定，土木学会論文集 E，Vol.65，No.4，pp.477-489，2009.10
- 21) 丸山一平，朴宣圭，野口貴文：擬似完全拘束実験による若材齢高強度コンクリートの正常に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.485-490，2003
- 22) 濱永康仁，佐藤嘉昭，上田賢司，清原千鶴：ひずみ制御機能を備えた収縮ひび割れ試験装置の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.519-524，2004.
- 23) 斎藤明幸，下村匠，田中泰司，青木優介：中空円筒供試体を用いたコンクリートの拘束収縮試験装置の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.667-672，2009.
- 24) 青木優介，下村匠：乾燥収縮ひび割れ抵抗性評価のためのコンクリートの引張変形特性およびひび割れ発生条件に関する検討，土木学会論文集，No.732/V-59，pp.135-148，2003.5
- 25) 青木優介，下村匠：一軸線拘束されたコンクリートにおける乾燥収縮応力の導入過程の解析とひび割れ発生の予測，土木学会論文集，No.732/V-59，pp.149-161，2003.5
- 26) 早野博幸：水密性を考慮した高強度コンクリートのひび割れポテンシャル評価に関する

- 研究, 東京大学学位論文, 2008.3
- 27) Grasley, Z. C., Lange, D. A., D' Ambrosia, M. D. : Internal relative humidity and drying stress gradients in concrete, *Materials and Structures*, 39, pp.901-909, 2006.
 - 28) Grasley, Z. C., Lange, D. A. : Thermal dilation and internal relative humidity of hardened cement paste, *Materials and Structures*, 40, pp.311-317, 2007.
 - 29) 秋田宏, 藤原忠司, 尾坂芳夫 : 含水率分布にもとづいた乾燥収縮応力の評価, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.13, No.1, pp.403-408, 1991.6
 - 30) 藤田嘉夫, 佐伯昇 : コンクリートのひび割れ発生・伝播について, *コンクリート工学*, Vol.16, No.11, pp.1-9, 1978.11
 - 31) 前川宏一, 長谷川俊明 : コンクリート構成則の研究動向と課題, *コンクリート工学*, Vol.32, No.5, pp.13-22, 1994.5
 - 32) Wittmann, F. H. (三橋博三訳) : コンクリートの内部構造と力学的特性, *コンクリート工学*, Vol.21, No.3, pp.19-30, 1983.
 - 33) 上田稔, 長谷部宣男, 佐藤正俊, 奥田宏明 : コンクリートの引張破壊メカニズムと引張強度の破壊力学的研究, *土木学会論文集*, No.466/V-19, pp.69-78, 1993.5
 - 34) 岡村甫, 前川宏一 : 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5
 - 35) 玉井真一, 島弘, 出雲淳一, 岡村甫 : 一軸引張部材における鉄筋の降伏以後平均応力-平均ひずみ関係, *土木学会論文集*, 第 378 号, V-6, pp.239-247, 1987.2
 - 36) 森濱和正, 河野広隆, 加藤俊二, 土屋浩樹 : 骨材強度がコンクリートの圧縮および引張強度に及ぼす影響, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.19, No.1, pp.331-336, 1997.
 - 37) 川上英男 : コンクリートの引張強度に及ぼす粗骨材の影響, *福井大学工学部研究報告*, pp.31-38, 1971.10
 - 38) 藤原忠司 : 低品質骨材の有効利用に関する基礎的研究, *土木学会論文集*, 第 408 号, V-11, pp.101-110, 1989.8
 - 39) 日本建築学会 : 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事, 2003.2.
 - 40) ACI Committee Report : Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary, ACI Committee 318
 - 41) COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON : CEB-FIP MODEL CODE 1990, Thomas Telford, 1993.
 - 42) 川上英男 : 骨材種類がコンクリートの力学的挙動に及ぼす影響, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.13, No.1, pp.63-68, 1998.
 - 43) 塚原絵万, 魚本健人 : 多相複合理論に基づいたモルタルのヤング係数に関する一考察, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.22, No.2, pp.481-486, 2000.
 - 44) 川上英男 : 近似複合理論の多段階適用とコンクリートの弾性係数評価, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.19, No.1, pp.511-516, 1997.
 - 45) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ-メカニズムと対策技術の現状-, 日本建築学会, 2003.5.
 - 46) 五十嵐豪, 丸山一平 : 普通ポルトランドセメントを用いたセメント硬化体の相組成と力学的性質の関係, *日本建築学会構造系論文集*, 76(660), pp.213-222, 2011.02
 - 47) 池田翔大, 永井学志, 故桃澤清文 : イメージベースモデリングによるセメントペーストの弾性係数推定に関する基礎的検討, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.31, No.1, pp.499-504, 2009.
 - 48) Powers, T. C.: The thermodynamics of volume change and creep, *Materials and Structures*, Vol.1, pp.487-507, 1968.
 - 49) Bazant, Z. P. and Raftshol, W. J.: Effect of cracking in drying and shrinkage specimens, *Cement and Concrete Research*, Vol.12, pp.209-226, 1982.
 - 50) 下村匠, 前川宏一 : 微視的機構に基づくコンクリートの乾燥収縮モデル, *土木学会論文集*, No.520, V-28, pp.35-45, 1995.8
 - 51) Ferraris, C. F. and Wittmann, F. H.: Shrinkage mechanisms of hardened cement pasete, *Cement and Concrete Research*, Vol.17, pp.453-464, 1987.
 - 52) 丸山一平, 岸直哉 : セメント硬化体の収縮理論, *日本建築学会構造系論文集*, Vol.74, No.642, pp.1395-1403, 2009.8.
 - 53) Feldman, R. F.: Sorption and length-change scanning isotherms of methanol and water on hydrated Portland cement, Proc. Fifth International Symposium on the

- Chemistry of Cement, Vol.3, pp.53-66, 1969.
- 54) Wittmann, F.: Surface tension shrinkage and strength of hardened cement paste, *Materials and Structures*, Vol.1, pp.547-552, 1968.
 - 55) 例えば, 橋田浩, 田中博一: 石灰石骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮と骨材特性に関する研究, *日本建築学会学術講演梗概集 (中国)*, pp.815-816, 2008.9
 - 56) 後藤幸正, 藤原忠司: 乾湿に伴う骨材の体積変化, *土木学会論文集*, 第 247 号, pp.97-108, 1976.3
 - 57) 後藤幸正, 藤原忠司: コンクリートの乾燥収縮に及ぼす骨材の影響, *土木学会論文集*, 第 286 号, pp.125-137, 1979.
 - 58) 浅本晋吾, 石田哲也, 前川宏一: 骨材特性との連関を考慮した複合構成モデルによるコンクリートの収縮解析, *土木学会論文集 E*, Vol.63, No.2, pp.327-340, 2007.6.
 - 59) 樋口優香: コンクリートの乾燥収縮とその力学的性質への影響に関する研究, *名城大学修士論文*, 2013.2
 - 60) 村田二郎, 岡田清: フライアッシュコンクリートのレオロジー・コンクリートの弾性とクリープ, *山海堂*, 1980.
 - 61) Pickett, G.: The effect of change in moisture content on the creep of concrete under a sustained load, *Journal of ACI*, 38, pp.333-355, 1942.
 - 62) Wittman, F. H. and Roelfstra, P. E.: Total deformation of loaded drying concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol.10, pp.601-610, 1980.
 - 63) Bazant, Z. P. and Xi, Y.: Drying creep of concrete constitutive model and new experiments separating its mechanisms, *Materials and Structures*, Vol.27, pp.3-14, 1994.
 - 64) 長瀬重義, 米倉重州夫: コンクリートの乾燥収縮およびクリープの機構に関する考察, *コンクリート工学論文*, Vol.20, No.12, pp.85-95, 1982.
 - 65) Abrams, D. A.: Design of concrete mixtures, *Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute*, 1920.
 - 66) Powers, T. C. and Brownard, T. L.: Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste, *Bulletin* 22, 1947.
 - 67) 岡島達雄: コンクリートの強度・ヤング係数と水分の関係, *コンクリート工学*, Vol.32, No.9, pp.20-23, 1994.9.
 - 68) 岡島達雄: コンクリートの力学的性質と水分, *セメント・コンクリート*, No.464, pp.18-26, 1985.10.
 - 69) Tazawa, E. : *Autogenous Shrinkage of Concrete*, E & FN SPON, 1998.
 - 70) Maekawa, K., Chaube, R. and Kishi, T. : *Modeling of Concrete Performance*, E & FN SPON, 1999.
 - 71) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, *技報堂出版*, 1991.5.
 - 72) Maekawa, k., Okamura, H. : *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 1999.
 - 73) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T. : *Multi-Scale Modeling of Structural Concrete*, Taylor & Francis, 2009.
 - 74) 大野俊夫, 魚本健人: コンクリートの収縮ひび割れ発生予測に関する基礎的研究, *土木学会論文集*, No.662/V-49, pp.29-44, 2000.11.
 - 75) 上田賢司, 佐藤嘉昭, 清原千鶴: コンクリートの直接引張強度に及ぼす乾燥の影響に関する研究, *セメント・コンクリート論文集*, No.51, pp.828-833, 1997.
 - 76) 石田哲也, Yao LUAN: 水和収縮と細孔内水分の形態に立脚した収縮駆動モデルの再構築, *土木学会論文集*, Vol.68, No.4, pp.422-436, 2012.12.
 - 77) 朱銀邦, 石田哲也, 前川宏一: 細孔内水分の熱力学的状態量に基づくコンクリートの複合構成モデル, *土木学会論文集*, No.760, V-63, pp.241-260, 2004.5.
 - 78) Esayas, G., Maekawa, K. : Numerical Simulation on Shear Capacity and Post-Peak Ductility of Reinforced High-Strength Concrete Coupled with Autogenous Shrinkage, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.9, No.1, pp.73-88, 2011.2
 - 79) 伊藤充希, 篠野宏, 丸山一平: 乾燥収縮により生じる微細ひび割れが割裂引張強度に及ぼす影響, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.35, No.1, pp.373-378, 2013.

第 2 章

マルチスケール統合解析システムの概要

2.1 はじめに

DuCOM-COM3 は、本研究の基盤となる数値解析プログラムである。第 3 章以降で述べる準微細ひび割れモデルに使用される様々な熱力学的情報（空隙構造，相対湿度，飽和度など）は，全て DuCOM-COM3 から得られるものである。

コンクリートは，打設直後から水和反応，空隙構造形成，空隙内部の水分移動が相互に影響を及ぼし合いながら固体組織が成長する。本解析システムにおいても，セメントの水和反応，空隙構造形成，水分保持・移動の 3 つの微視的挙動に着目した基本モデルによってコンクリートの成長過程を追跡している（図 2.1.1）。本解析システムでは，コンクリート構造物の形状，配合，養生条件等を初期条件及び境界条件とし，時間・空間に関して次式で表現される保存則を支配方程式として解くことで，部材の各位置，各時間における状態諸量を求めている。これまでに，一般的なコンクリートを対象とした水和発熱量や保水性能の履歴挙動について，本解析システムの適用性が検証されている^{1),2)}。

$$\frac{\partial S(\theta_i)}{\partial t} + \text{div} J_i(\theta_i, \nabla \theta_i) - Q(\theta_i) = 0 \quad (2.1.1)$$

ここで， θ_i ：自由度 i の物理量であり，本解析システムでは，系内の温度 T と間隙水圧 P に該当する。

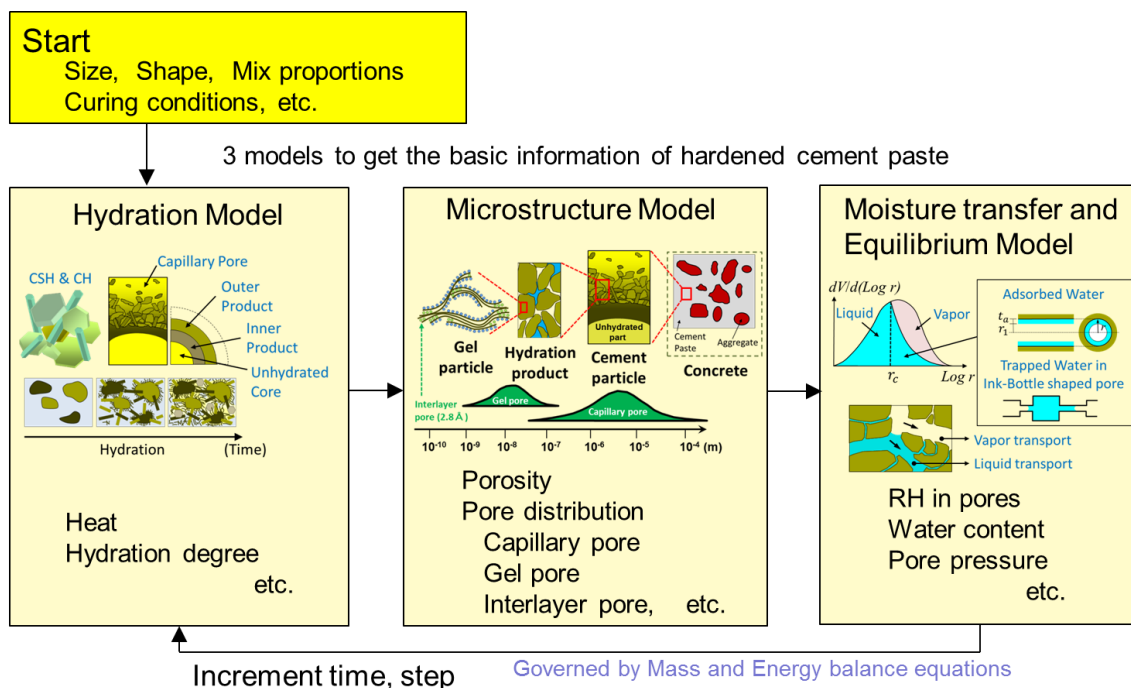


図 2.1.1 熱力学連成解析システム (DuCOM) のフロー^{1), 2)}

上記の水和反応，空隙構造形成，水分保持・移動の微視的挙動に着目した 3 つの基本モデルは，図 2.1.2 に示す時間依存構成モデルによって巨視的な変形特性と関連付けられている^{2), 3)}。巨視的なコンクリートとしての応力とひずみは，体積成分と偏差成分に分離して以下の様に表される。

$$\sigma_0 = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \quad (2.1.2)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{3}(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}) \quad (2.1.3)$$

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0 \delta_{ij} \quad (2.1.4)$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_0 \delta_{ij} \quad (2.1.5)$$

ここで， σ_0 ：体積応力， ε_0 ：体積ひずみ， S_{ij} ：偏差応力テンソル， e_{ij} ：偏差ひずみテンソル， σ_{ij} ：コンクリートの応力テンソル， ε_{ij} ：コンクリートのひずみテンソル， δ_{ij} ：クロネッカーのデルタ関数である。

時間依存構成モデル^{2), 3)}では，コンクリートは骨材とセメント硬化体から構成される 2 相系材料としてモデル化されている。骨材はそれ自体の収縮を加味した完全弾性体⁴⁾，セメント硬化体は，水和の進行に伴って仮想水和殻が増加する Solidification 理論^{5), 6)}に基づいてモデル化されている。仮想水和殻の数は図 2.1.1 で示した DuCOM から得られる水和度に

依存し、セメント硬化体の負担応力は仮想水和殻が負担する応力の総和として表される。

$$\sigma'_{cp}(t) = \int_{t'=0}^t \sigma_{ly}(t,t')d\psi(t') \quad (2.1.6)$$

$$(S_{ij})_{cp}(t) = \int_{t'=0}^t S'_{ij}(t,t')d\psi(t') \quad (2.1.7)$$

ここで、 $\sigma'_{cp}(t)$ ：セメント硬化体の骨格部に生じる体積応力、 $\sigma_{ly}(t,t')$ ：仮想水和殻の体積応力、 $(S_{ij})_{cp}(t)$ ：セメント硬化体の骨格部に生じる偏差応力テンソル、 $S'_{ij}(t,t')$ ：仮想水和殻の偏差応力テンソル、 t ：現在時刻、 t' ：仮想水和殻の生成時刻、 ψ ：水和度である。セメント硬化体の偏差応力テンソルは、6成分それぞれに対して同一の式(2.1.7)が適用される。

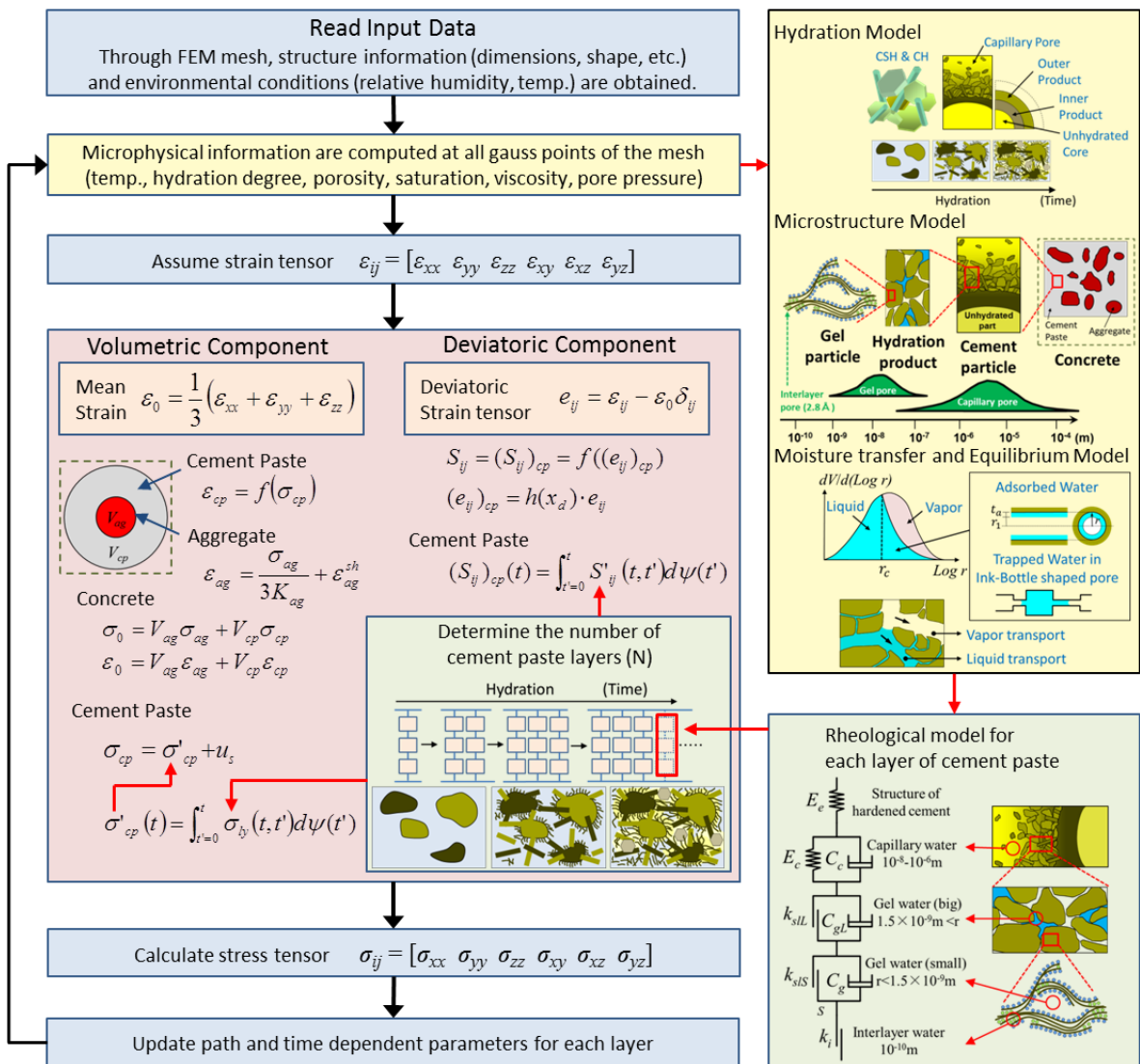


図 2.1.2 マルチスケール統合解析システム（時間依存構成モデル）のフロー^{2),3)}

コンクリートの体積成分では、下記 5 個の方程式を解くことで、 σ_0 , σ_{ag} , σ_{cp} , ε_{ag} , ε_{cp} の 5 個の未知数が求められる。

$$\sigma_0 = V_{ag}\sigma_{ag} + V_{cp}\sigma_{cp} \quad (2.1.8)$$

$$\varepsilon_0 = V_{ag}\varepsilon_{ag} + V_{cp}\varepsilon_{cp} \quad (2.1.9)$$

$$\varepsilon_{ag} = \frac{\sigma_{ag}}{3K_{ag}} + \varepsilon_{ag}^{sh} \quad (2.1.10)$$

$$\varepsilon_{cp} = f(\sigma_{cp}) \quad (2.1.11)$$

$$\left(\frac{\sigma_{ag} - \sigma_{cp}}{4G_{cp}} \right) + (\varepsilon_{ag} - \varepsilon_{cp}) = 0 \quad (2.1.12)$$

ここで、 σ_{ag} , σ_{cp} : 骨材, セメント硬化体の体積応力, ε_{ag} , ε_{cp} : 骨材, セメント硬化体の体積ひずみ, V_{ag} , V_{cp} : 骨材, セメント硬化体の単位体積 (m^3/m^3), K_{ag} : 骨材の体積剛性, G_{cp} : セメント硬化体のせん断剛性, ε_{ag}^{sh} : 乾燥に伴う骨材の収縮ひずみである。この時, セメント硬化体の体積応力 σ_{cp} は, 次式のように骨格部の応力と収縮駆動力による応力の和として表される。

$$\sigma_{cp} = \sigma'_{cp} + u_s \quad (2.1.13)$$

ここで、 σ'_{cp} : セメント硬化体の骨格部に生じる体積応力, u_s : 収縮駆動力による応力である。従って, 収縮やクリープの影響は, 外力と収縮駆動力の区別なく, 自動的に連成されることになる。

コンクリートの偏差成分では, 2 相系における偏差応力は骨材の接触によって伝達されないと仮定することで, 簡易にセメント硬化体の応力とひずみの関係として表現されている。従って, RCD やプレパックドコンクリートの様に, 骨材相互の接触を無視できない条件は, 本モデルの適用範囲外である。

$$S_{ij} = (S_{ij})_{cp} = f((e_{ij})_{cp}) \quad (2.1.14)$$

$$(e_{ij})_{cp} = h(x_d) \cdot e_{ij} \quad (2.1.15)$$

ここで、 S_{ij} , $(S_{ij})_{cp}$: コンクリート, セメント硬化体の偏差応力テンソル, e_{ij} , $(e_{ij})_{cp}$: コンクリート, セメント硬化体の偏差応力テンソル, $h(x_d)$: コンクリートとセメント硬化体のせん断ひずみの比を表す関数であり, 骨材とセメント硬化体の剛性, 骨材とセメント硬化体の両者の一体性, 骨材の自由回転等を考慮して計算される。

コンクリートの最大主応力がコンクリートの引張強度に到達すると、ひび割れ面の垂直方向を主軸とした 3 次元直交座標系が仮定される^{7),8)} (図 2.1.3 右下). ここで、最初のひび割れを含む(1,2)(1,3)平面と、ひび割れ面に一致する(2,3)平面の 3 平面が定義され、2 次元平面応力状態において最大 4 方向までの独立したひび割れを表現可能な多方向非直交固定ひび割れモデルが適用される^{8),9),10),11)} (図 2.1.3 右上). ひび割れたコンクリートの 3 次元応力状態は、この 3 つの平面で算定された応力の重ね合わせとして表現される。

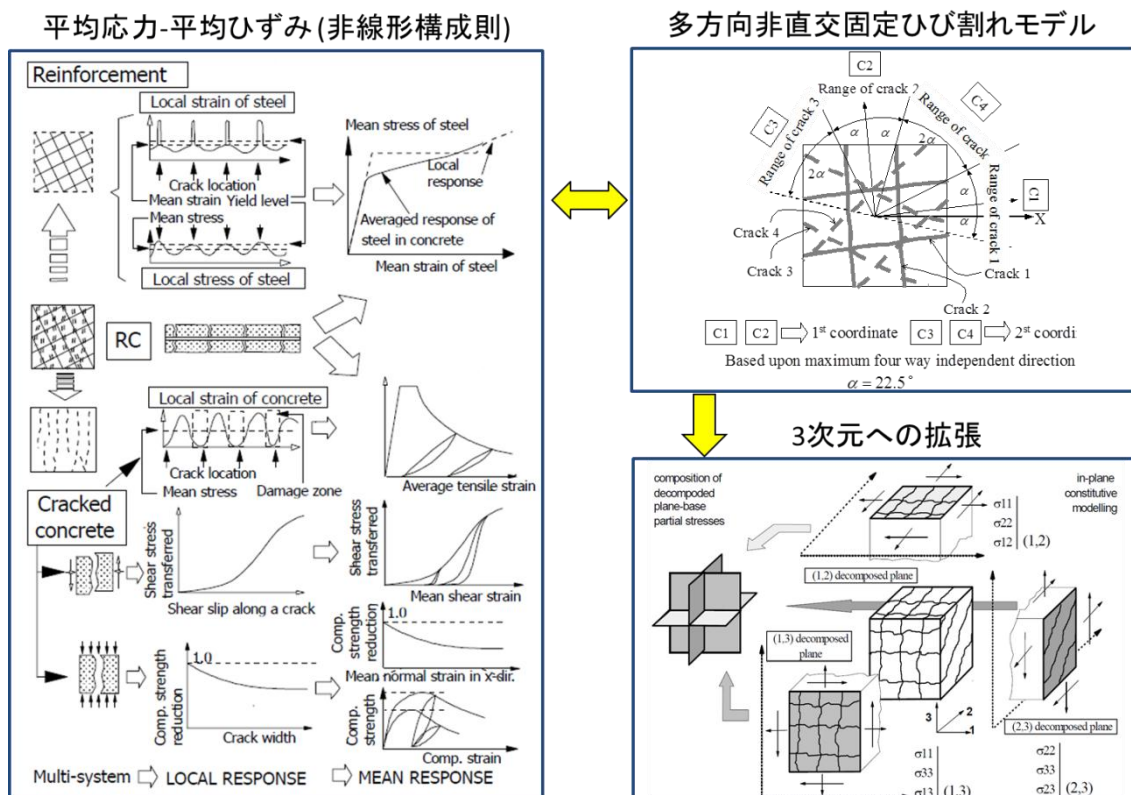


図 2.1.3 ひび割れを含む RC 構成則^{2), 7), 8), 9), 10), 11)} の概念図

2 次元場で空間平均化された多方向非直交固定ひび割れモデルは、1 次元の圧縮、引張、ひび割れ面でのせん断伝達に関する構成則を組み合わせて 2 次元へ拡張されたものである。圧縮、引張、せん断伝達の個々の構成則は、短期荷重下で検証された平均応力-平均ひずみ関係の構成則に、破壊パラメータとして時間依存項とひずみ繰り返しによる累積損傷項を付加したものである²⁾ (図 2.1.3 左). 先に述べた熱力学的状態諸量に基づいた時間依存構成モデルがコンクリートの微視的な損傷を考慮していないのに対し、ここで述べる 1 次元モデルは要素内に複数のひび割れを含んだ平均応力と平均ひずみの関係において、疲労や高応力レベルのクリープ破壊の進行といった微視的な破壊の進行も考慮したものである。すなわち、最終的なコンクリート部材としての変形挙動は、熱力学的状態諸量から求められる変形挙動と、応力によるコンクリートの損傷進行を組み合わせたものとして算出される。

2.2 複合水和発熱モデル

複合水和発熱モデル^{1),2),12),13)}は、エーライト (C₃S)、ビーライト (C₂S)、アルミネート相 (C₃A)、フェライト相 (C₄AF) のクリンカー鉱物と、高炉スラグ (SG) 及びフライアッシュ (FA) を反応の基本単位とすることで、任意の紛体組成に対して水和反応過程を追跡可能としている。単位体積あたりのコンクリートの全発熱速度は次式で与えられる。

$$H = \sum p_i H_i \quad (2.2.1)$$

ここで、 H ：セメント総体の発熱速度、 H_i ：鉱物 i の単位質量あたりの発熱速度、 p_i ：鉱物 i の組成質量比である。各鉱物の発熱速度の温度依存性は、アーレニウス則に従うと仮定し、温度一定条件下での発熱速度である基準発熱速度 H_{i,T_0} と、反応の温度依存性を表す温度活性- E_i/R の二つの材料特性値によって次式により表現される。

$$H_i = \gamma_i \beta_i \lambda_i \mu_i s_i H_{i,T_0} (Q_i) \left\{ \frac{E_i(Q_i)}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \right\} \quad (2.2.2)$$

$$Q_i \equiv \int H_i dt \quad (2.2.3)$$

ここで、 E_i ：鉱物 i の活性化エネルギー、 R ：気体定数、 H_{i,T_0} ：基準温度 T_0 における鉱物 i の基準発熱速度、 Q_i ：積算発熱量、 γ_i ：初期水和発熱過程におけるフライアッシュ及び有機混和剤による遅延効果を表す係数、 β_i ：自由水の減少による発熱速度の低減を表す係数、 λ_i ：液相中の水酸化カルシウム量に依存した高炉スラグ及びフライアッシュの発熱速度を表す係数、 μ_i ：ポルトランドセメントの鉱物組成の相違による C₃S 及び C₂S の発熱速度の変化を表す係数、 s_i ：粉末度の相違による基準発熱速度を表す係数である。ただし、反応の相互依存性を表現する γ_i , β_i , λ_i , μ_i , s_i の各係数について、複数の係数が 1.0 未満の値となる時は、最も小さい係数により発熱速度の低減率が与えられる。

時刻 t における水和度 $\psi(t)$ は、セメントの発熱総量 $Q(t)$ とセメント鉱物種と量に固有の最終発熱量 Q_∞ の比として定義され、0~1 の無次元量である。

$$\psi(t) = Q(t)/Q_\infty \quad (2.2.4)$$

2.3 空隙構造形成モデル

2.3.1 セメント粒子の空間分布

練り混ぜ直後のセメント粒子等は、Van der Waals 力と静電反発力の作用によって凝集・分散する。水和の進行に伴い、結合材粒子表面が溶解しながら空隙空間に水和生成物が析出し、大小様々な形状や連結構造を持った空隙が形成されていく。

一般に使用される結合材粒子は幅広い粒子径分布を有し、練り混ぜ直後における粒子の分布構造を厳密に表現することは困難である。空隙構造形成モデル^{1),2),14)}では、練り混ぜ直後における初期の結合材粒子の空間分布について、セメントペーストが平均代表半径 r_0 を有する結合材粒子から構成されると仮定し、結合材粒子間の平均間隔 s を次式で表している。

$$s = 2r_0 \left[\left\{ G_0 (1 + \rho_p \omega_0) \right\}^{1/3} - 1 \right] \quad (2.3.1)$$

$$G_0 = 0.79 (BF / 350)^{0.1} \quad (G_0 \leq 0.91) \quad (2.3.2)$$

ここで、 s ：結合材粒子の平均間隔、 r_0 ：結合材粒子の平均代表半径、 ρ_p ：結合材粒子の比重、 ω_0 ：水粉体比[kg/kg]、 BF ：粉体のブレン値である。

結合材粒子の中心間平均間隔を l とした時、結合材粒子は外部に向かって自由に析出可能な体積 l^3 の空間を有すると仮定している。解析における取り扱いを容易にするため、立方体で表される析出可能空間は、半径 r_{eq} の球体に置換される (図 2.3.1)。

$$r_{eq} = \left(\frac{3}{4\pi} \right)^{1/3} \cdot l = \chi \cdot l \quad (2.3.3)$$

ここで、外部へ析出可能な厚さを δ_{max} とすれば、 $r_{eq} = r_0 + \delta_{max}$ となる。

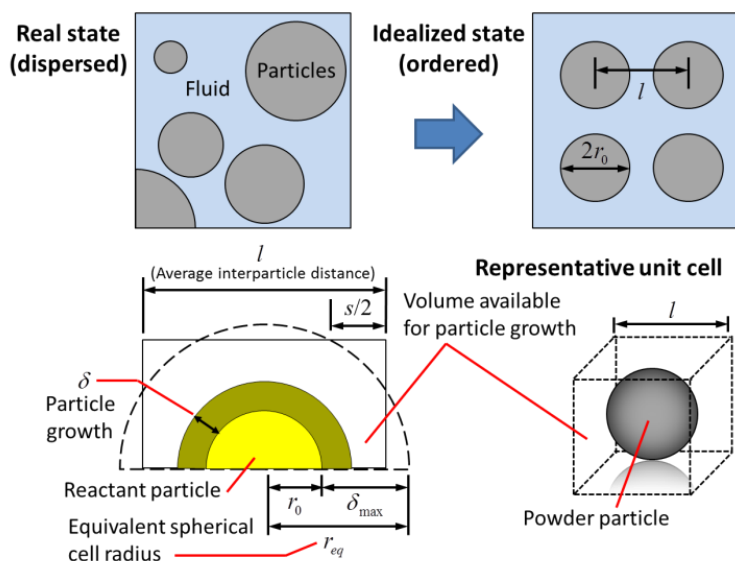


図 2.3.1 結合材粒子の初期空間配置^{1), 2), 14)}

2.3.2 水和生成物の体積および空隙率

(1) 水和生成物の体積

空隙構造形成モデル^{1),2),14)}では、水和反応の進行に伴って形成される空隙を、毛細管空隙、ゲル空隙、層間空隙に分類している。毛細管空隙は、セメント粒子外部に生成された C-S-H ゲル粒子や水酸化カルシウム結晶で占められていない空間である。ゲル空隙は C-S-H ゲル内部に形成された空隙であり、層間空隙は C-S-H ゲルの層と層の間に水分子 1 つ分の空間をもつものとして仮定されている (図 2.3.2)。

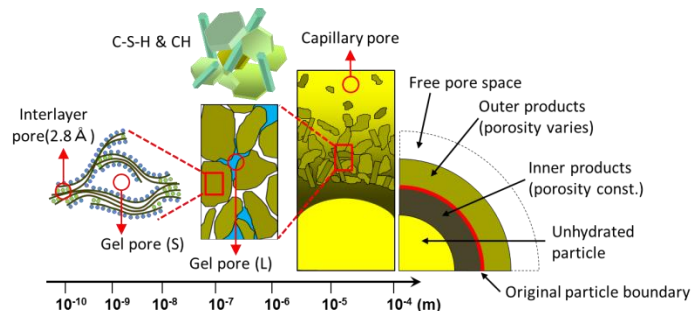


図 2.3.2 空隙構造の分類

本モデルでは、水和度と単位水和粉体重量あたりの化学的結合水の量を用いて、次式により水和生成物(ゲル粒子)の体積 V_s [m^3/m^3] が計算される。

$$V_s = \frac{\psi \cdot W_p}{1 - \phi_{ch}} \left(\frac{1}{\rho_p} + \frac{\beta}{\rho_u} \right) \quad (2.3.4)$$

ここで、 ψ : 平均水和度, W_p : 単位セメントペースト体積あたりの粉体質量 [kg/m^3], ϕ_{ch} : 水和物保有空隙率, ρ_p : 粉体密度 [kg/m^3], β : 単位水和粉体重量あたりの化学的結合水の量 [kg/kg], ρ_u : 結合水の密度 ($=1.25 \times 10^3$ [kg/m^3]) である。

(2) 空隙率

式(2.3.4)で求められるゲル粒子の体積より、毛細管空隙率、ゲル空隙率、層間空隙率が次式で計算される。

$$\phi_{cp} = 1 - V_s - (1 - \psi)(W_p / \rho_p) \quad (2.3.5)$$

$$\phi_{gl} = \phi_{ch} V_s - \phi_{lr} \quad (2.3.6)$$

$$\phi_{lr} = \frac{t_w s_l \rho_s}{2} V_s \quad (2.3.7)$$

ここで、 ϕ_{cp} : 毛細管空隙率, ϕ_{gl} : ゲル空隙率, ϕ_{lr} : 層間空隙率, t_w : 層間空隙の厚さ ($=2.8$ Å), s_l : 層間空隙の固有表面積 [m^2/kg], ρ_s : ゲル粒子の乾燥密度 [kg/m^3] である。ゲル粒子の

保有空隙率 ϕ_{ch} は、30°C以下で 0.28、30°Cから 60°Cまでは線形に低下し、60°C以上で 0.20 をとるパラメータとして温度依存性が考慮されている¹⁵⁾。層間空隙の固有表面積 s_l とゲル粒子の乾燥密度 ρ_s はそれぞれ次の様に表される。

$$s_l = 510f_{pc} + 1500f_{sg} + 3200f_{fa} \quad (2.3.8)$$

$$\rho_s = \frac{\rho_p \rho_u (1 + \beta)(1 - \phi_{ch})}{(\rho_w + \beta \rho_u)} \quad (2.3.9)$$

ここで、 f_{pc} 、 f_{sg} 、 f_{fa} はそれぞれ、ポルトランドセメント、高炉スラグ微粉末、フライアッシュの粉体全体中における質量比である。

水和生成物の空隙率は、内部生成物の空隙率 ϕ_{ch} から外部生成物の最外殻部の空隙率 ϕ_u まで分布すると仮定している。隣接する粒子の外部生成物が相互に接触する前は $\phi_u=1.0$ をとり、接触後は ϕ_u が減少することで、粒子間の相互作用を考慮している (図 2.3.3)。

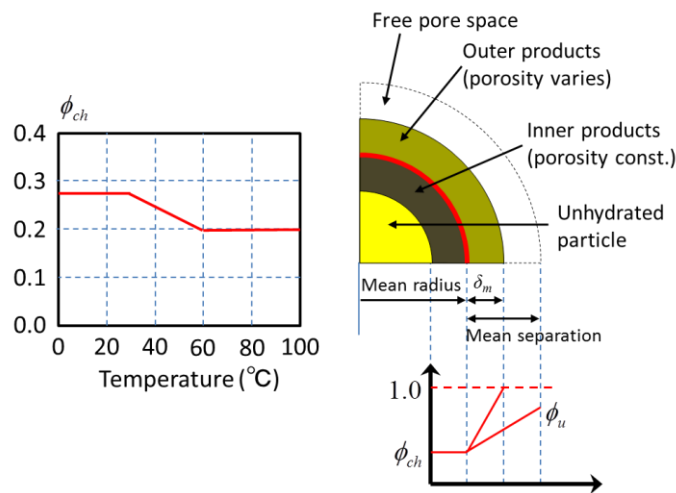


図 2.3.3 水和の進行に伴う空隙構造形成^{1), 2), 14), 15)}

2.3.3 細孔分布密度関数と空隙の表面積

(1) 細孔分布密度関数

空隙構造形成モデル^{1), 2), 14)}では、水和反応の進行で形成される全体の空隙構造を細孔分布密度関数¹⁶⁾を用いて毛細管空隙率、ゲル空隙率、層間空隙率の和として表現している。

$$\phi(r) = \phi_{cp} V_{cp}(r) + \phi_{gl} V_{gl}(r) + \phi_{lr} \quad (2.3.10)$$

ここで、 r ：空隙半径、 $V_{cp}(r)$ ：毛細管空隙に対して細孔径分布規定する関数、 $V_{gl}(r)$ ：ゲル空隙に対して細孔径分布を規定する関数である。 $V_{cp}(r)$ 、 $V_{gl}(r)$ は Raleigh-Ritz 分布関数を仮定し、それぞれの空隙 i に対して以下の様に定義されている。

$$\begin{aligned} V_i(r) &= 1 - \exp(-B_i r) \\ dV_i(r) &= B_i r \exp(-B_i r) d \ln r \end{aligned} \quad (2.3.11)$$

ここで、 B_i ：関数形状を決定するパラメータ[1/m]であり、対数軸において $1/B_i$ が細孔径分布の空隙ピーク径を表す。パラメータ B_i は、毛細管空隙およびゲル空隙のそれぞれの表面積 S_i より、次式に従って算出できる。

$$S_i = 2\phi_i \int r^{-1} dV = 2\phi_i \int_{r_{\min}}^{\infty} B_i \exp(-B_i r) d \ln r \quad (2.3.12)$$

ここで、 r_{\min} ：考慮する最小空隙半径である。パラメータ B_i の解析解を求めるのは困難であるため、 B_i と S_i/ϕ_i の関係を陽な形で表して用いている。

$$B_i = \exp \left[\left\{ \frac{\log(S_i / \phi_i) + 3.72633}{4.59715} \right\}^{1.77655} \right] \quad (2.3.13)$$

(2) 毛細管及びゲル空隙の表面積

単位体積あたりの毛細管空隙の表面積 S_c は、粒子中心からの距離を r とした微小距離領域 dr における毛細管空隙の表面積 dS_c を水和生成殻の厚さで積分することで求められる。

$$dS_c = \frac{dS_c}{dV_g} dV_g = \frac{4\pi r^2}{\zeta} \left(\frac{1 - \phi_r}{1 - \phi_{ch}} \right) dr \quad (2.3.14)$$

ここで、 ϕ_r ：粒子中心位置からの距離 r における空隙率、 dV_g ：粒子中心位置から距離 r の領域における水和生成物の体積、 ζ ：水和物の体積と表面積の比[nm^3/nm^2]であり、温度に依存した水和物析出限界半径 $hydR_{\min}[\text{nm}]$ を用いて、次の様に補正される。

$$\begin{aligned} \zeta_1 &= 30f_{pc} + 1.5f_{sg} + 1.0f_{fa} \\ \zeta &= \begin{cases} \zeta_1 & (\zeta_1 \geq hydR_{\min}) \\ 2hydR_{\min} & (\zeta_1 < hydR_{\min}) \end{cases} \end{aligned} \quad (2.3.15)$$

ここで、 f_{pc} 、 f_{sg} 、 f_{fa} はそれぞれ、ポルトランドセメント、高炉スラグ微粉末、フライアッシュの粉体全体中における質量比である。水和物の寸法が変化した場合には、当然にゲル粒子の固有比表面積も変化する。ゲル空隙の表面積 S_g は、相似性を仮定することで温度依存性を次式の様に表示している。

$$S_g = W_s s_g \frac{\zeta_1}{\zeta} \quad (2.3.16)$$

ここで、 S_g ：単位セメントペースト体積あたりのゲル空隙の表面積[m^2/m^3]、 W_s ：ゲル水和生成物の質量[kg/m^3]、 s_g ：ゲル粒子の固有比表面積(= $3.0 \times 10^4 [\text{m}^2/\text{kg}]$)である。

2.4 水分保持・移動モデル

2.4.1 水分保持モデル

(1) 毛管現象と凝縮水

固体中の微細空隙では、飽和蒸気圧より小さい蒸気圧下で気体が液体へ毛管凝縮し、気液界面が形成される。微細空隙を細孔半径 r の円筒形と仮定すれば、蒸気圧 P_v との関係は Kelvin 式から以下の様に表すことができる。

$$\ln \frac{P_v}{P_{v0}} = -\frac{2\gamma V_m \cos \theta}{RT r} \quad (2.4.1)$$

ここで、 P_v : 蒸気圧[Pa], P_{v0} : 飽和蒸気圧[Pa], γ : 表面張力[N/m], V_m : 液体のモル容積 [m^3/mol], θ : 液体と固体の接触角[rad], R : 気体定数[J/mol/K], T : 絶対温度[K], r : 仮定した円筒形の細孔半径[m]である。これは、蒸気圧 P_v によって液体が存在する最大細孔半径が一意に定まることを意味している。

水分保持モデル^{1),2),14),17),18)}では、セメント硬化体は親水性で接触角が小さいとして、 $\cos\theta=1$ を仮定している。また、セメントペースト中の局所的な空隙の相対湿度 $h(=P_v/P_{v0})$ において、液状水の存在する最大空隙半径 r_s が一意に定まる時、半径 r_s 以下の空隙は全て液状水で満たされるとしている。この時、空隙 i の凝縮水による飽和度 S_i は、半径 r_s 以下の空隙体積の総和として次式の様に求められる。

$$r_s = -\frac{2\gamma M_w}{RT \rho_l} \frac{1}{\ln h} \quad (2.4.2)$$

$$S_i = \int_0^{r_s} dV = 1 - \exp(-B_i r_s) \quad (2.4.3)$$

ここで、 r_s : 液状水が存在する最大空隙半径[m], h : 相対湿度, γ : 表面張力[N/m], M_w : 水の分子量[kg/mol], R : 気体定数(=8.314[J/mol/K]), T : 絶対温度[K], ρ_l : 液状水の密度[kg/ m^3], B_i : 細孔容積分布関数の形状を決定するパラメータである。

(2) 吸着等温線と吸着水

ある相対湿度で毛管凝縮が生じない空隙半径の空隙においても、壁面への吸着水として液状水が存在すると考えられる。一般に、2相が接している界面において、Van der Waals 力等に基づく成分濃度の変化は物理吸着、化学結合力に基づくものは化学吸着として分類される¹⁹⁾。しかし、現実の系において吸着力は連続的に変化・混在しており、両者を明確に分離・定量化することは困難である。物理吸着と化学吸着を区別しない一般の多分子層の吸着等温線としては、Burunauer, Emmett, Teller らによって次式 (BET 式)²⁰⁾が導かれている。

$$V/V_m = \frac{C(P_v/P_{v0})}{\{1-(P_v/P_{v0})\}\{1-(P_v/P_{v0} + C(P_v/P_{v0}))\}} \quad (2.4.4)$$

ここで、 V ：吸着量、 V_m ：単分子層吸着量、 P_v ：蒸気圧[Pa]、 P_{v0} ：飽和蒸気圧[Pa]、 C ：係数である。水分保持モデルでは、Hillerborg による修正 BET 式^{1),21)}より空隙壁面の吸着層厚さを表現している。

$$t_a = \frac{k_1 V_m h}{(1-h/h_m)(1-h/h_m + k_1 h)} \quad (2.4.5)$$

ここで、 t_a ：吸着層厚さ[m]、 V_m ：単分子層の厚さ(=0.35nm)、 h ：相対湿度、 h_m ：空隙を液状水で完全に満たすのに必要な相対湿度、 k_1 ：係数(=15)である。 h_m は、細孔半径を r_1 とした円筒形を仮定することで、次式の様に求めることができる。

$$h_m = \exp\left(\frac{-2\gamma M_w}{RT\rho_l r_1}\right) \quad (2.4.6)$$

ここで、 r_1 ：空隙半径から吸着層厚さ t_a [m]を差し引いた距離[m]である。以上より、半径 r の円筒形と仮定した空隙の吸着水による飽和度 S_r は次式で表される。

$$S_r = 1 - \left(\frac{r-t_a}{r}\right)^2 \quad (2.4.7)$$

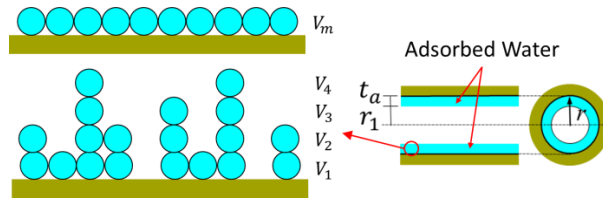


図 2.4.1 BET 理論と空隙内における液状水の吸着

吸着水の寄与による飽和度 S_{ads} は、式(2.4.7)を与えられた空隙径分布に関して積分することで求められる。従って、空隙全体の飽和度 S は、凝縮水による飽和度 S_c と吸着水の寄与による飽和度 S_{ads} の和となる。

$$S = \int_0^{r_c} dV + \int_{r_c}^{\infty} S_r dV = S_c + S_{ads} \quad (2.4.8)$$

ここで、 r_c ：吸着水層厚さで補正した気液界面の存在する空隙半径[m]である。 r_c は式(2.4.2)で求まる r_s よりも大きい値をとり、 r_c 以下の径の空隙は完全飽和状態である。 r_c 以上の空隙は、完全または部分的に液状水で満たされていることになる。

$$r_c = C \cdot r_s \quad (2.4.9)$$

ここで、 C ：吸着水層厚さを考慮する定数であり、 r_s 値と r_c の解析的予測の比較結果の蓄積より $C=2.15$ が採用されている。

(3) 乾湿による履歴挙動

凝縮水を表現する Kelvin 式と吸着水を表現する修正 BET 理論に拠れば，コンクリートの乾燥過程と湿潤過程の経路に関わらず，飽和度と相対湿度の関係を表す水分等温線は一意に定まるはずである．しかし，コンクリートを含めて多くの多孔質材料においては，乾湿の経路によって保持する含水量が変化する履歴現象が知られている．

本モデルでは，毛細管空隙とゲル空隙の幾何学的構造に起因して液状水が閉じ込められるインクボトル効果によって，履歴挙動を表現している²²⁾ (図 2.4.2)．

$$S_{total} = S_c + S_{ads} + k \cdot S_{ink} = S_c [1 - k \cdot \ln(S_c)] + S_{ads} \quad (\text{乾燥過程}) \quad (2.4.10)$$

$$S_{total} = S_c + S_{ads} \quad (\text{湿潤過程}) \quad (2.4.11)$$

ここで， S_{total} : 空隙の飽和度， S_c : Kelvin 式より求められる湿潤過程における飽和度， S_{ink} : インクボトル効果によって閉じ込められた水分に起因する付加的な飽和度， k : インクボトル水逸散を表現するパラメータである．パラメータ k は乾燥直後に 1.0 をとり，乾燥の進展とともに 0.0 の値に収束するもので，時間と相対湿度の関数として定義されている．

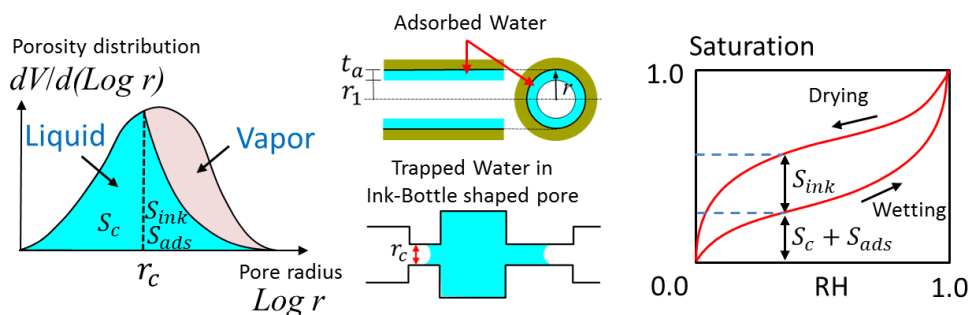


図 2.4.2 乾湿による毛細管空隙とゲル空隙の水分挙動

層間水の履歴挙動についても，実験結果に基づき温度依存性を考慮したモデルが定式化されている²³⁾ (図 2.4.3)．

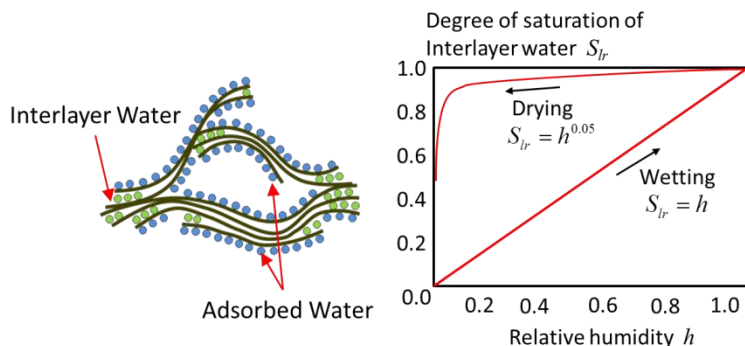


図 2.4.3 乾湿による層間空隙の水分挙動

2.4.2 水分移動モデル

(1) 水分移動の駆動力

水分移動モデル^{1),2),14),17),18)}では、任意の温度条件下における水蒸気と液状水の両者を含めたコンクリート中の水分流束 $J[\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{s}]$ について、間隙水圧勾配と温度勾配を駆動力として以下の様に表現している。

$$J = -(D_p \nabla P_l + D_T \nabla T) \quad (2.4.12)$$

ここで、 D_p ：間隙水圧勾配を駆動力とする水分移動係数 $[\text{kg}/\text{Pa}\cdot\text{m}\cdot\text{s}]$ ， D_T ：温度勾配を駆動力とする水分移動係数 $[\text{kg}/\text{K}\cdot\text{m}\cdot\text{s}]$ ， P_l ：間隙水圧 $[\text{Pa}]$ ， T ：絶対温度 $[\text{K}]$ である。上式は、系内の水蒸気密度勾配，間隙水圧勾配，絶対温度勾配のそれぞれによる流束の和から導かれる²⁴⁾。

$$\begin{aligned} J &= -(D_v \nabla \rho_v + K_l \nabla P_l + K_T \nabla T) \\ &= -\left\{ \left(D_v \frac{\partial \rho_v}{\partial P_l} \nabla P_l + \frac{\partial \rho_v}{\partial T} \nabla T \right) + K_l \nabla P_l + K_T \nabla T \right\} \\ &= -\left(D_v \frac{\partial \rho_v}{\partial P_l} + K_l \right) \nabla P_l - \left(D_v \frac{\partial \rho_v}{\partial T} + K_T \right) \nabla T \end{aligned} \quad (2.4.13)$$

ここで、 D_v ：コンクリートの水蒸気拡散係数 $[\text{m}^2/\text{s}]$ ， ρ_v ：系内の水蒸気密度 $[\text{kg}/\text{m}^3]$ ， K_l ：コンクリートの液状水の移動係数 $[\text{kg}/\text{Pa}\cdot\text{m}\cdot\text{s}]$ ， T ：絶対温度 $[\text{K}]$ ， K_T ：水分の温度拡散移動係数 $[\text{kg}/\text{K}\cdot\text{m}\cdot\text{s}]$ (=0として無視)である。

(2) 水蒸気流れ

多孔質固体内における気体の拡散現象において、細孔径が大きい場合には分子同士の衝突（分子拡散）が支配的となり、細孔径が小さい場合には細孔壁面への衝突（Knudsen 拡散）が支配的となる。一般に、細孔径が分子の平均自由行程より 10 倍以上大きい場合は分子拡散、細孔径が分子の平均自由行程の 0.1 倍以下の場合には Knudsen 拡散が支配的となるが、その中間域では両者の影響が混在する²⁴⁾。また、細孔壁面の吸着現象も、液相と気相の境界が明確でない濃度勾配として存在し¹⁹⁾、細孔壁面の濃度勾配を駆動力として表面拡散が生じる（図 2.4.4）。

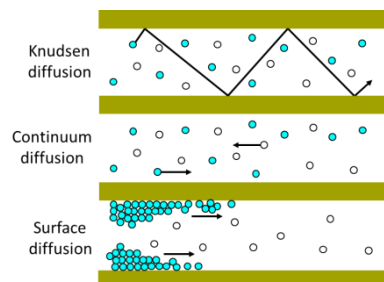


図 2.4.4 拡散現象の概念図

水分移動モデルでは、空隙構造による複雑な屈曲度や Knudsen 拡散等により、見かけ上の水蒸気拡散の減少を考慮して水蒸気流束を以下の様に表している。

$$q_v = -\frac{\phi \cdot D_0(T)}{\Omega} \int_{r_c}^{\infty} \frac{dV}{1+N_k} \nabla \rho_v = -D_v \nabla \rho_v \quad (2.4.14)$$

ここで、 ϕ ：空隙率、 D_0 ：自遊空間における水蒸気拡散係数[m²/sec]、 Ω ：空隙の屈曲を表すパラメータ、 ρ_v ：飽和水蒸気密度[kg/m³]、 N_k ：Knudsen 数である。

Knudsen 数は、空隙径から液状水として考慮した吸着水厚さを引いたものを代表径としている。

$$N_k = \frac{l_m}{2(r-t_a)} \quad (2.4.15)$$

ここで、 r ：空隙径、 t_a ：吸着水厚さ、 l_m ：水分子の平均自由行程[m]である。1気圧で温度 20℃、水分子の直径を 0.3nm と仮定した場合には、 $l_m \doteq 100\text{nm}$ となる。

(3) 液状水流れ

空隙中の液状水移動は、凝縮水の存在する空隙中のみで生じ、空隙壁面に沿って生じる吸着水の移動は無視できると仮定している。乱雑な空隙分布モデルを用いた空隙構造に関して液状水流束を積分することにより、連続した空隙中の液状水流束 q_l を次式で求めることができる。

$$q_l = -\frac{\rho_l \phi^2}{50\eta} \left(\int_0^{r_c} r dV \right)^2 \nabla P_l = -K_l P_l \quad (2.4.16)$$

ここで、 ϕ ：全空隙率（層間空隙は除く）、 ρ_l ：液状水密度[kg/m³]、 K_l ：液状水移動係数[kg/Pa.m.s]、 η ：非理想条件下における液状水の粘性であり、次式で表現される。

$$\eta = \eta_0 \exp\left(\frac{G_e}{RT}\right) \quad (2.4.17)$$

ここで、 η_0 ：理想条件下における液状水の粘性、 G_e ：非理想条件下において液状水流れに要する付加的 Gibbs エネルギー、 R ：気体定数、 T ：絶対温度である。

2.5 コンクリートの微視的機構に着目した時間依存構成モデル

2.5.1 仮想水和殻によるレオロジーモデル

(1) 仮想水和殻の生成

セメント硬化体の収縮やクリープといった時間依存変形は、水和の進行に伴って仮想水和殻が増加する Solidification 理論^{5),6)}に基づいてモデル化されている³⁾ (図 2.5.1)。個々の仮想水和殻は、バネ、ダッシュポット、スライダの組合せで表現され、毛細管空隙は粘弾性、ゲル空隙は粘塑性、層間空隙は塑性としての挙動を示す。セメント硬化体のひずみは仮想水和殻の生成時期に関わらず共通であるが、新規生成殻の初期応力はゼロとなる。これは、硬化前のセメントペーストが応力を負担できないためである。

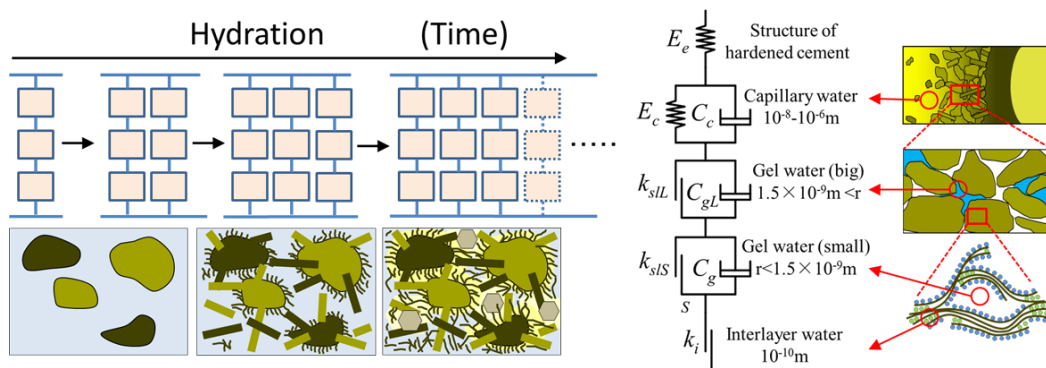


図 2.5.1 仮想水和殻の生成とレオロジーモデル³⁾

(2) 弾性

仮想水和殻の弾性バネは、多孔質体であるセメント硬化体全体の弾性変形を代表するものである。

$$\sigma_{ly} = E_e \cdot \varepsilon_e \quad (2.5.1)$$

ここで、 σ_{ly} ：仮想水和殻に生じる応力[N/mm²]、 E_e ：弾性バネの剛性 [N/mm²]、 ε_e ：瞬間弾性ひずみである。弾性バネの剛性 E_e は、生成された仮想水和殻の固体部分の剛性を代表するものであり、セメント硬化体の体積剛性を基にして以下の式で与えられる。

$$E_e = \frac{dK_{cp}}{d\psi} \quad (2.5.2)$$

ここで、 K_{cp} ：セメントペーストの体積剛性[N/mm²]、 ψ ：水和度である。

(3) 粘弾性

毛細管空隙を対象とした粘弾性モデルは、応力によって生じる時間依存の可逆変形を代表するものである。毛細管空隙は、変形の可逆性を表現するバネと、空隙をゆっくり移動

する水を表現したダッシュポットの並列構造を仮定している.

$$\sigma_{ly} = E_c \cdot \varepsilon_c + E_c \cdot C_c \frac{d\varepsilon_c}{dt} \quad (2.5.3)$$

ここで, E_c : 粘弾性部分の体積剛性[kgf/cm²], ε_c : 粘弾性ひずみ, C_c : ダッシュポットの粘性係数[1/day]である. 粘弾性部分の体積剛性は, 時間遅れ変形の収束値を規定することと等価であり, 次式の様に表される.

$$\begin{aligned} E_c &= a_{ec} \cdot E_e \cdot f(S_{cap}) \\ a_{ec} &= 3.0 \\ f_{ec} &= 0.5(1 + S_{cap}^2) \end{aligned} \quad (2.5.4)$$

ここで, a_{ec} : 定数, S_{cap} : 時刻 t における毛細管空隙の飽和度である. 定数 a_{ec} は瞬間弾性変形と遅れ可逆変形の差を考慮したものであり, f_{ec} は空隙中の水分が負担する応力によって見かけ上弾性係数に違いが生じることを考慮したものである.

粘性を表現する係数 C_c は, 毛細管空隙の飽和度, 温度で変化する水の粘性, 空隙構造の緻密さに依存するとして以下の様に表現されている.

$$\begin{aligned} C_c &= a_{cc} \cdot \beta_s^c(S_{cap}) \cdot \beta_T(\eta(T)) \cdot \beta_r^c(B_{cap}) \\ a_{cc} &= 4.3 \times 10^{-3} \\ \beta_s^c &= -3.75(S_{cap})^3 + 5.7(S_{cap})^2 - 1.2(S_{cap}) + 0.075 \\ \beta_T &= 10 + \eta(T) \\ \beta_r^c &= \frac{B_{cap}}{10^6} \quad (\text{if } \beta_r^c < 1, \beta_r^c = 1) \\ \eta &= \eta_i \exp\left(\frac{G_e}{RT}\right) / \eta_i^{295K} \end{aligned} \quad (2.5.5)$$

ここで, a_{cc} : 定数[1/day], η : 無次元化した微細空隙構造中の液状水の粘性, η_i : 非理想条件下の液状水の粘性[Pa·s], G_e : 非理想条件下において液状水流れに要する付加的 Gibbs エネルギー[J/mol], R : 気体定数[J/mol/K], T : 絶対温度[K], η_i^{295K} : 温度 $T=295$ [K]に対する非理想条件下における液状水の粘性[Pa·s], B_{cap} : 時刻 t における毛細管空隙構造の形状を決定するパラメータ[1/m]で, $1/B_{cap}$ が毛細管空隙の代表半径に相当する.

(4) 粘塑性

ゲル空隙を対象とした粘塑性モデルは, 応力によって生じる非可逆変形を代表するものである. ゲル空隙は毛細管空隙よりも小さく, ゲル空隙内の水分が一度浸出してしまうと元に戻ることができず, 変形が回復できないと考えられる. ゲル空隙は, 非可逆変形を表現するスライダート, 空隙をゆっくり移動する水を表現するダッシュポットの並列構造を仮定している. また, 図 2.5.1 に示した様に, ゲル空隙の大きさの違いを考慮している.

$$\begin{aligned} \frac{d\varepsilon_g}{dt} &= \frac{1}{C_g} (\varepsilon_{g,\text{lim}} - \varepsilon_{g,\text{eq}}) \\ \varepsilon_{g,\text{eq}} &= \begin{cases} \max(W/\sigma_{ly}, \varepsilon_g) & (\text{when } \sigma_{ly} \geq 0) \\ \min(W/\sigma_{ly}, \varepsilon_g) & (\text{when } \sigma_{ly} < 0) \end{cases} \\ W &= \int \sigma_{ly} d\varepsilon_g \end{aligned} \quad (2.5.6)$$

ここで、 ε_g ：粘塑性ひずみ、 $\varepsilon_{g,\text{lim}}$ ：粘塑性ひずみの収束値、 $\varepsilon_{g,\text{eq}}$ ：等価塑性ひずみ、 C_g ：ダッシュポットの粘性に関する係数[1/day]、 W ：塑性仕事である。ゲル空隙の大きさの違いに関わらず同一の式(2.5.6)が用いられるが、個々のパラメータは異なった値が適用されている²⁵⁾。

(5) 塑性

層間空隙は、毛細管空隙やゲル空隙と比較して非常に小さい空隙である。従って、層間空隙を対象とした塑性モデルでは、応力による変形は生じず、簡略的に熱力学的状態のみに依存して塑性変形が生じると仮定されている。

$$\frac{d\varepsilon_l}{dt} = E_l \cdot \phi_{\text{int}} \frac{dS_{\text{int}}}{dt} \quad (2.5.7)$$

ここで、 ε_l ：塑性ひずみ、 ϕ_{int} ：層間空隙率、 S_{int} ：層間空隙の飽和度、 E_l ：単位空隙あたりの塑性ひずみで $1.22 \times 10^5 \mu$ である。

2.5.2 骨材およびセメント硬化体の弾性係数

セメント硬化体の体積剛性 K_{cp} とせん断剛性 G_{cp} 、骨材の体積剛性 K_{ag} とせん断剛性 G_{ag} は、一般の弾性理論と同様に次式で表される。

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.5.8)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.5.9)$$

ここで、 K ：体積剛性、 G ：せん断剛性、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比である。セメント硬化体の弾性係数 E_{cp} は、セメント硬化体の圧縮強度から、骨材の弾性係数 E_{ag} は骨材の密度から次式のように求めている²⁵⁾。

$$E_{cp} = 716 \cdot f_{cp}^{0.785} \quad (2.5.10)$$

$$E_{ag} = (23.5\gamma_{ag} - 57.8) \times 10^4 \quad (2.5.11)$$

ここで、 f_{cp} ：セメント硬化体の圧縮強度[MPa]、 γ_{ag} ：骨材の密度である。

2.5.3 骨材およびセメント硬化体のポアソン比

骨材のポアソン比 ν_{ag} は 0.2 の一定と仮定している。セメント硬化体のポアソン比は、分散する骨材の影響を考慮した有効ポアソン比 ν_{cp} として次式で表現している。

$$\begin{aligned} \nu_{cp} &= \{1 - y(x_p)\} \cdot \nu_{cp,pure} \\ y(x_p) &= 0.98(1 - x_p)^{1.8} + 0.02 \\ x_p &= V_{cp} + (E_{cp}/E_{ag}) \cdot V_{ag} \end{aligned} \tag{2.5.12}$$

ここで、 $\nu_{cp,pure}$ ：セメント硬化体単体のポアソン比 (0.25 と仮定)、 x_p ：セメント硬化体に換算されたコンクリートの固有体積と定義されている。ただし、 x_p が 1 を超える時は $y=0.02$ とする。

2.5.4 収縮駆動力

(1) 収縮駆動力

収縮を引き起こす内在駆動力として、セメント硬化体内の 10nm より大きい空隙内部に存在する水分は毛細管張力が、また 10nm より小さい空隙内水分では分離圧に起因する駆動力が卓越すると仮定されている。そこで式 (2.5.13) のように、収縮駆動力による応力 u_s を毛細管張力の式 (2.5.14) と、分離圧に起因する駆動力の式 (2.5.15) の和として表現している²⁶⁾。

$$u_s = u_{sc} + u_{sd} \tag{2.5.13}$$

$$u_{sc} = A \cdot (V_{cp_L} + V_{gl_L}) \cdot P_l \tag{2.5.14}$$

$$u_{sd} = F_0 - F_t \tag{2.5.15}$$

ここで、 u_{sc} ：毛細管張力による収縮駆動力、 u_{sd} ：分離圧に起因する収縮駆動力、 V_{cp_L} ：半径10nm以上の毛細管空隙に存在する水分量[m³/m³]、 V_{gl_L} ：半径10nm以上のゲル空隙に存在する水分量(m³/m³)、 P_l ：間隙圧、 F_0 ：セメント硬化体の骨格から受ける引力、 F_t ：分離圧による壁面への斥力、 A ：感度解析より定められた定数で8.0である。図2.5.2に毛細管張力の概念と分離圧に起因する収縮駆動力の概念を示す。

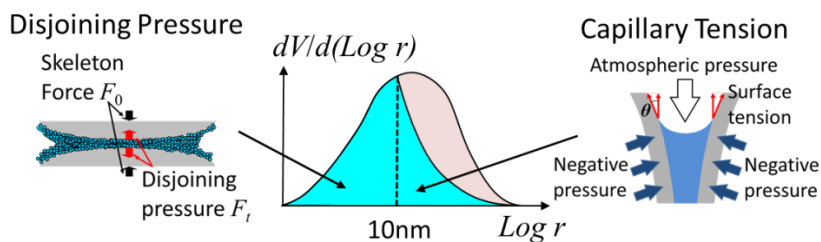


図 2.5.2 収縮駆動力の概念図²⁶⁾

(2) 水和収縮

セメントと水の水和反応で生成される水和生成物の体積は、反応前のセメントと水の体積の合計より小さく、この差が水和収縮として定義されている²⁷⁾。凝結前の段階においては、セメントペーストの水和収縮が巨視的に観察される体積変化と直結する。一方、セメント硬化体の骨格形成後の水和収縮による体積変化は、セメント硬化体内部に新たな空隙の形成をもたらすと考えられている²⁸⁾。

本モデルでは、一部の水和収縮が空隙構造形成に寄与する一方、ある部分は巨視的な自己収縮へも寄与すると仮定し、水和収縮による収縮ひずみを次式から直接与える形として簡易に取り扱っている²⁶⁾。

$$\varepsilon_{ch} = v_{ch} \cdot f(\delta_m) \tag{2.5.16}$$

$$v_{ch} = \frac{W_{ch}}{1/\rho_l - 1/\rho_{ch}} \tag{2.5.17}$$

$$f(\delta_m) = 0.045 \exp(-a\delta_m^b) \tag{2.5.18}$$

ここで、 ε_{ch} ：水和収縮に起因する自己収縮、 v_{ch} ：水和収縮、 δ_m ：空隙構造形成モデルから算定されるセメント粒子の外部析出層の最大厚さ、 W_{ch} ：単位コンクリート体積あたりの結合水質量、 ρ_l ：液状水の密度、 ρ_{ch} ：結合水の密度、 a 、 b ：感度解析より定められた定数であり、それぞれ 1.2×10^{-4} と 6.0 である。 δ_m は、使用する結合材粒子の平均粒径およびブレン値より求められ、 $2\delta_m$ はセメントの平均間隔という物理的意味を持つ。水セメント比が小さい場合、図 2.5.3 に示す様に $2\delta_m$ が減少して $f(\delta_m)$ が大きくなり、水和収縮に起因する自己収縮の影響が現れるようになる。

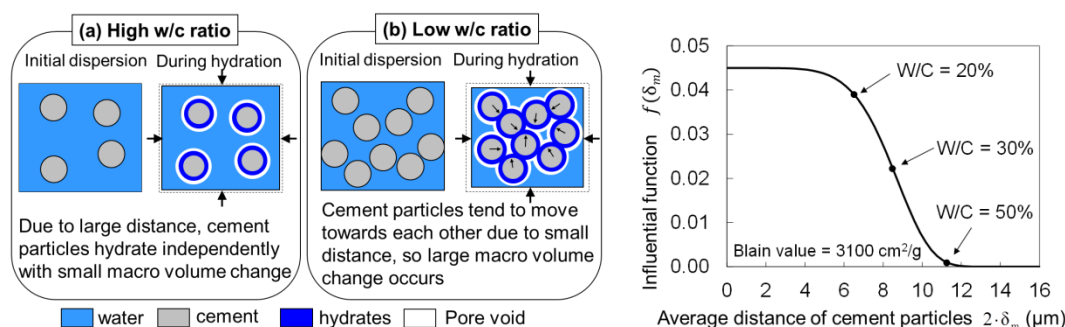


図 2.5.3 セメント粒子の分布の影響と水和収縮への寄与²⁶⁾

(3) 骨材収縮

骨材自体の体積変化は、コンクリートの収縮量に大きな影響を及ぼすことが知られている^{29),30)}。乾燥に伴う骨材の収縮メカニズムは、セメント硬化体の収縮メカニズムと同様、

毛細管張力や固体表面エネルギーの増大が推測されるが、骨材による収縮量のばらつきも大きい。

本モデルでは、様々な骨材の実験結果^{29),30)}から、骨材飽和度と収縮量の関係として回帰した式を用いて骨材に生じる体積ひずみ ε_{ag}^{sh} を求めている⁴⁾。

$$\varepsilon_{ag}^{sh} = \begin{cases} \varepsilon_{ag,max}^{sh} \cdot (1.0 - S_{ag} / 0.95) & (S_{ag} \leq 0.95) \\ 0.0 & (S_{ag} > 0.95) \end{cases} \quad (2.5.19)$$

ここで、 $\varepsilon_{ag,max}^{sh}$ ：絶乾時の骨材収縮ひずみの最大値、 S_{ag} ：骨材の飽和度である。

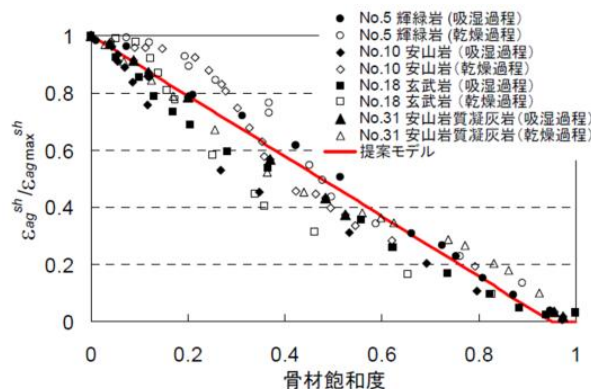


図 2.5.4 骨材飽和度と骨材収縮量の関係⁴⁾

2.5.5 圧縮強度

コンクリートの圧縮強度の発現は、セメント硬化体中の空隙構造に大きく依存することが知られている^{31),32)}。本モデルでは、圧縮強度を次式のように表現している³³⁾。

$$f'_c = \psi \cdot f'_\infty \left[1 - \exp \left\{ -\alpha' \left(k \frac{D_{hyd.out}}{\theta} \right)^\beta \right\} \right] \quad (2.5.20)$$

ここで、 ψ ：強度比、 f'_∞ ：鉱物組成の割合による最終到達強度、 k ：水和生成物分布の偏りを表す係数、 $D_{hyd.out}$ ：初期空隙量と外部水和物量との体積比、 θ ：粒子間隔を表す係数、 α 、 β ：定数である。水和の進展によりセメント外部に存在する自由空間が水和物により埋められ、時間の経過と共に増加する圧縮強度が、モデル内で自動的に求められることとなる。

2.5.6 引張強度

構造解析に用いるコンクリートの引張強度は、圧縮強度を用いて次式としている³⁴⁾。

$$f_t = 0.58 f'_c{}^{2/3} \quad (2.5.21)$$

ここで、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度[kgf/cm²]である。

2.6 巨視的挙動に着目した鉄筋コンクリートの構成則

2.6.1 鉄筋コンクリートの構成則

(1) コンクリート

2.5節で述べた時間依存構成モデル^{2),3)}は、骨材やセメントペースト内部の微視的な熱力学的機構から巨視的な変形特性を考慮するものであり、コンクリートの自己・乾燥収縮や微細き裂や微視的損傷の無い時間依存応答に対応するものである。一方、鉄筋コンクリート部材としての変形挙動は、大小様々なひび割れや鉄筋とコンクリート間の付着、ひび割れ面でのせん断伝達機構等を考慮しなければならない⁹⁾。分散ひび割れモデルを基にした3次元のRC構成則は、2次元の多方向非直交固定ひび割れモデル、1次元の圧縮、引張、せん断伝達モデルと階層的に構成されている^{7),8)} (図2.1.3)。

基本となる1次元のコンクリートの圧縮、引張、せん断伝達の各構成則は、破壊パラメータを導入することで、複数のひび割れを含む空間平均化されたコンクリートの複雑な挙動を簡潔な形で表現している。これらは、載荷履歴やひび割れによる剛性低下、ひび割れ面での骨材の摩耗、高応力時のクリープ破壊の進行等の挙動に対応したものであり、曲げ破壊やせん断破壊といった部材レベルの静的・動的な構造挙動から高サイクル疲労の挙動まで多数の検証が行われ、精度が確認されているものである^{2),35),36),37)}。

$$\sigma = E_0 K_C \varepsilon_e \quad (2.6.1)$$

$$\sigma = E_0 K_T \varepsilon_e \quad (2.6.2)$$

$$\tau = X \cdot \tau_{or}(\delta, \omega) \quad (2.6.3)$$

ここで、 σ ：コンクリートの応力、 ε_e ：コンクリートの弾性ひずみ、 E_0 ：初期の接線弾性係数、 K_C ：圧縮の破壊パラメータ、 K_T ：引張の破壊パラメータ、 τ ：せん断応力、 τ_{or} ：接触密度関数から求められるせん断応力、 X ：繰り返し載荷によるせん断応力低下を表す破壊パラメータ、 δ ：ひび割れ面相互の相対ずれ、 ω ：ひび割れ幅である。コンクリートのひずみは、弾性ひずみと塑性ひずみの和として以下の様に表される。

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (2.6.4)$$

ここで、 ε ：コンクリートのひずみ、 ε_e ：コンクリートの弾性ひずみ、 ε_p ：コンクリートの塑性ひずみである。

(2) 鉄筋

鉄筋の降伏は、ひび割れ位置で最初に生じる。従って、分散ひび割れモデルに基づいて要素全体で平均化した際のコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、鉄筋単体

の降伏点よりも降伏点が低下する³⁸⁾。本モデルでは、このような分散ひび割れモデルの適用を前提とした鉄筋の構成則が採用されており、降伏以降の繰り返し载荷によるバウシング効果も含めて高精度なモデル化が行われている(図2.6.1)^{39),40)}。

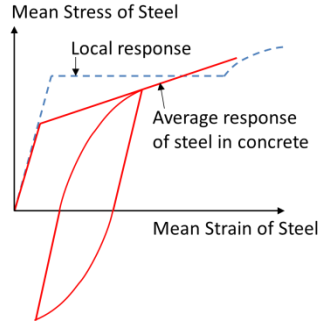


図 2.6.1 コンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

2.6.2 圧縮コンクリートの構成則

式(2.6.1)で表される圧縮コンクリートの構成則は、高応力並びに圧縮軟化域における塑性・損傷の進行を考慮したものである。破壊パラメータ K_C は、高応力による微細なひび割れの発生を意味し、図2.6.2に示すバネの生存率(0~1)で表される。圧縮コンクリートの非線形特性は、载荷履歴に応じて時々刻々と変化する塑性ひずみ ε_p と破壊パラメータ K_C によって表現され、時間 t とその時の弾性ひずみ ε_e に関連付けられている⁴¹⁾。

$$d\varepsilon_p = \left(\frac{\partial \varepsilon_p}{\partial t} \right) dt + \left(\frac{\partial \varepsilon_p}{\partial \varepsilon_e} \right) d\varepsilon \quad (2.6.5)$$

$$dK_C = \left(\frac{\partial K_C}{\partial t} \right) dt + \left(\frac{\partial K_C}{\partial \varepsilon_e} \right) d\varepsilon \quad (2.6.6)$$

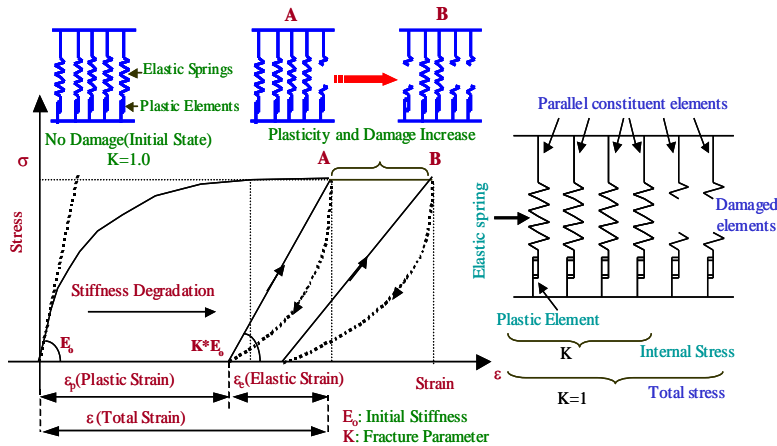


図 2.6.2 時間依存性を考慮した弾塑性破壊モデル⁴¹⁾

2.6.3 引張コンクリートの構成則

式(2.6.2)で表される引張コンクリートの構成則は、複数のひび割れを含んだ要素全体の平均応力と平均ひずみの関係としてひび割れ以後の繰り返し載荷で鉄筋とコンクリートの付着が劣化することを考慮したコンクリートの剛性低下を次式で表現している^{42),43)}。

$$dK_T = Fdt + Gd\varepsilon_e + Hd\varepsilon_e$$

H で表される項は損傷の進行を意味し、岡村らによる引張軟化の式から導かれている。

$$H = \begin{cases} -(1+\alpha)(f_t/E_0)\varepsilon_{cr}^\alpha \cdot \varepsilon_{\max}^{-(\alpha+2)} & (d\varepsilon > 0 \text{ and } \varepsilon = \varepsilon_{\max}) \\ 0 & (d\varepsilon \leq 0 \text{ or } \varepsilon < \varepsilon_{\max}) \end{cases} \quad (2.6.7)$$

ここで、 α : 補強材とコンクリートの付着に関する係数(通常の変形鉄筋の場合には0.4)、 ε_{cr} : ひび割れ発生ひずみ ($2f_t/E_0$)、 ε_{\max} : 過去の履歴における最大ひずみ、 f_t : コンクリートの引張強度、 E_0 : 初期の接線弾性係数である。

F で表される項は、時間依存性の巨視的な剛性低下を表すものであり、引張クリープ試験から得られたものである。

$$F = \begin{cases} 10^{-5} S^3 (K_T - 0.5)^2 & (\varepsilon_{\max} < \varepsilon_{cr}) \\ 10^{-6} S^6 & (\varepsilon_{\max} \geq \varepsilon_{cr}) \end{cases} \quad (2.6.8)$$

$$S \equiv \frac{E_0 K_T \varepsilon}{f_t}$$

G で表される項は、低応力高サイクル疲労による損傷の進行を表すものであり、引張疲労実験結果を用いて次式が提案されている。高応力低サイクル疲労の影響は、前述の時間依存性によって自然な形で計算に反映される。

$$Gd\varepsilon = K_T \left(\frac{\sigma_{ip}}{\sigma_{env}} \right)^{20} d\tilde{\varepsilon}$$

$$\sigma_{env} = f_t (\varepsilon_{cr} / \varepsilon_{ip})^\alpha$$

$$d\tilde{\varepsilon} = \begin{cases} 0 & (d\varepsilon \geq 0) \\ 9\gamma^m (d\varepsilon / \varepsilon_0) & (d\varepsilon < 0) \end{cases} \quad (2.6.9)$$

$$m = 8, \quad \gamma \equiv \frac{\varepsilon - \varepsilon_{ip}}{\varepsilon_{\max}}$$

ここで、 σ_{ip} 、 ε_{ip} : 折り返し点の応力およびひずみである。式をひび割れ前の状態に対して適用する時は、 $m=20$ かつ $\sigma_{ip}/\sigma_{env}=1.0$ となる。

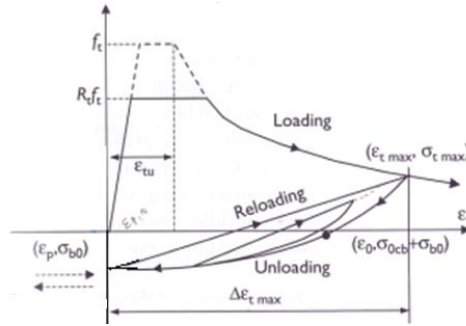


図 2.6.3 コンクリートの引張側の応力ひずみ関係 ^{42), 43)}

2.6.4 ひび割れ面におけるせん断伝達機構の構成則

式(2.6.3)で表されるせん断伝達の構成則では、ひび割れ面の凹凸それぞれに作用する微小応力の総和として式(2.6.10)の様にモデル化されている ^{8), 9)}。また、疲労によってひび割れ面が平滑化し、ひび割れに沿った方向のせん断伝達力が低下する影響を式(2.6.11)として考慮している ⁴⁴⁾。

$$\tau_{or} = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} R'_c(\omega, \delta, \theta) \sin \theta d\theta \quad (2.6.10)$$

$$X = 1 - \frac{1}{10} \log_{10} \left(1 + \int |d(\delta/\omega)| \right) \geq 0.1 \quad (2.6.11)$$

ここで、 ω : ひび割れ幅、 δ : ひび割れ面相互のずれ、 θ : 接触単位の角度である。

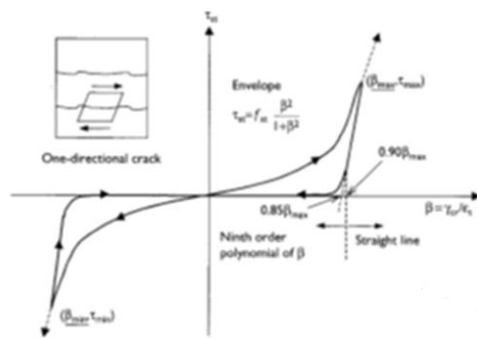


図 2.6.4 コンクリートのせん断伝達モデル ^{8), 9), 44)}

第2章の参考文献

- 1) Maekawa, K., Chaube, R. and Kishi, T. : Modeling of Concrete Performance, E & FN SPON, 1999.
- 2) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T. : Multi-Scale Modeling of Structural Concrete, Taylor & Francis, 2009.
- 3) 朱銀邦, 石田哲也, 前川宏一 : 細孔内水分の熱力学的状態量に基づくコンクリートの複合構成モデル, 土木学会論文集, No.760, V-63, pp.241-260, 2004.5.
- 4) 浅本晋吾, 石田哲也, 前川宏一 : 骨材特性との連関を考慮した複合構成モデルによるコンクリートの収縮解析, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.2, pp.327-340, 2007.6.
- 5) Bazant, Z. P. and Prasannan, S. : Solidification theory for concrete creep I. Formulation, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.115, No.8, pp.1691-1703, 1989.
- 6) Bazant, Z. P. and Prasannan, S. : Solidification theory for concrete creep II. Verification and Application, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.115, No.8, pp.1704-1725, 1989.
- 7) Hauke, B., Maekawa, k. : Three Dimensional Modeling of Reinforced Concrete with Multi-Directional Cracking, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, No.634/V-45, pp.349-368, 1999.11.
- 8) Maekawa, k., Okamura, H. : Nonliner Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 1999.
- 9) 岡村甫, 前川宏一 : 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5.
- 10) 前川宏一, 福浦尚之 : 擬似直行2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.157-176, 1999.11.
- 11) 福浦尚之, 前川宏一 : 非直交する独立4方向ひび割れ群を有する平面RC要素の空間平均化構成モデル, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.177-196, 1999.11.
- 12) 岸利治, 前川宏一 : ポルトランドセメントの複合水和発熱モデル, 土木学会論文集, No.526/V-29, pp.97-109, 1995.
- 13) 岸利治, 前川宏一 : 高炉スラグおよびフライアッシュを用いた混合セメントの複合水和発熱モデル, 土木学会論文集, No.550/V-33, pp.131-143, 1996.
- 14) Chaube, R. P. : Simulation of moisture transport, hydration and microstructure formation in cementious materials, 東京大学学位論文, 1996.
- 15) 半井健一郎, 石田哲也, 岸利治, 前川宏一 : セメント効果体組織構造の温度依存性に基づく熱力学連成解析の高度化, 土木学会論文集, No.802/V-69, pp.61-78, 2005.11.
- 16) 下村匠, 前川宏一 : 微視的機構に基づくコンクリートの乾燥収縮モデル, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.35-45, 1995.
- 17) Chaube, R. P., Maekawa, K. : A study of the moisture transport process in concrete as a composite material, *Proceedings of the JCI*, Vol.16, No.1, pp.895-900, 1994.
- 18) Chaube, R. P., Maekawa, K. : A permeability model of concrete considering its microstructural characteristics, *Proceedings of the JCI*, Vol.18, No.1, pp.927-932, 1996.
- 19) 近澤正敏, 田嶋和夫 : 界面化学, 丸善出版, 2001.9.
- 20) Brunauer, S., Emmet, P. H., Teller, E. : Adsorption of Gases in Multimolecular Layers, Journal of the American Chemical Society, 60, pp. 309-319, 1938.1.
- 21) Hillerborg, A. : A modified absorption theory, Cement and Concrete Research, 15, pp.809-816, 1985.9
- 22) 石田哲也, Chaube, R. P., 岸利治, 前川宏一 : 任意の乾湿繰り返しを受けるコンクリートの含水状態予測モデル, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.109-209, 1997.
- 23) 石田哲也, 前川宏一, 岸利治, 磐田吾郎, 楠原千佳子 : 温湿度履歴に関するセメント硬化体中の水分平衡・移動モデルの高度化, 土木学会論文集, No.795/V-68, pp.39-53, 2005.8

- 24) R. T. Yang : Gas Separation by Adsorption Processes, Imperial College Press, London, 1997.1
- 25) 浅本晋吾 : セメント系複合材料のマルチスケール型時間依存構成モデルの高度化と実構造物のひび割れ評価, 東京大学学位論文, 2006.
- 26) 石田哲也, Yao LUAN : 水和収縮と細孔内水分の形態に立脚した収縮駆動モデルの再構築, 土木学会論文集, Vol.68, No.4, pp.422-436, 2012.12
- 27) 田澤栄一 : 自己収縮研究委員会報告, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, pp.29-38, 1996.
- 28) 土木学会 : コンクリートのクリープおよび乾燥収縮Ⅱ, コンクリート技術シリーズ, No.39, 土木学会, 2000.11
- 29) 後藤幸正, 藤原忠司 : 乾湿に伴う骨材の体積変化, 土木学会論文集, 第 247 号, pp.97-108, 1976.3
- 30) 後藤幸正, 藤原忠司 : コンクリートの乾燥収縮に及ぼす骨材の影響, 土木学会論文集, 第 286 号, pp.125-137, 1979.
- 31) Powers, T. C. : The Physical Structure and Engineering of Concrete, Portland Cement Association Research Department Bull.90, Chicago, 1958.
- 32) 桂修, 吉野利幸, 鎌田英治 : セメントの水和度と空隙率の変化を考慮したコンクリートの強度発現モデル, セメント・コンクリート論文集, No.44, pp.392-397, 1990.
- 33) 小田部裕一 : 複合水和発熱モデルの一般化と水和組織形成に着目した強度発現モデルの開発, 東京大学学位論文, 2005.3
- 34) 岡村甫 : コンクリート構造の限界状態設計法[第2版], 共立出版株式会社, 1984.5
- 35) Esayas, G. : Local-Contact Damage Based Modeling of Shear Transfer Fatigue in Cracks and its Application to Fatigue Life Assessment of Reinforced Concrete Structure, 東京大学学位論文, 2006.
- 36) 藤山知加子 : 鋼コンクリート合成床板の損傷機構と交通疲労限界状態の照査, 東京大学学位論文, 2011.
- 37) Esayas, G., Maekawa, K. : Numerical Simulation on Shear Capacity and Post-Peak Ductility of Reinforced High-Strength Concrete Coupled with Autogenous Shrinkage, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.9, No.1, pp.73-88, 2011.2.
- 38) 玉井真一, 島弘, 出雲淳一, 岡村甫 : 一軸引張部材における鉄筋の降伏以後平均応力-平均ひずみ関係, 土木学会論文集, 第 378 号, V-6, pp.239-247, 1987.2
- 39) Kato, B. : Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Action, CEB Bulletin D'Information, No.131, pp.7-27, 1979.
- 40) 福浦尚之, 前川宏一 : RC 非線形解析に用いる鉄筋の繰り返し履歴モデル, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.291-295, 1997.5
- 41) Maekawa, K., El-kashif, K. F. : Cumulative damaging reinforced concrete in post-peak regions, Journal of Advanced Concrete Technology, 2(2), pp.257-271, 2004.
- 42) 久末賢一, 前川宏一, 半井健一郎 : ひび割れを含む RC 部材の平均引張剛性の経時変化と乾燥収縮の影響, 土木学会年次学術講演概要集, 第 5 部, 60(V-278), pp.278-279, 2005.
- 43) Maekawa, K., Soltani, M., Ishida, T., Itoyama, Y. : Time-Dependent Space-Averaged Constitutive Modeling of Cracked Reinforced Concrete Subjected to Shrinkage and Sustained Loads, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.4, No.1, pp.193-207, 2006.
- 44) Esayas, G. : Local-Contact Damage Based Modeling of Shear Transfer Fatigue in Cracks and its Application to Fatigue Life Assessment of Reinforced Concrete Structures, Ph.D thesis, the University of Tokyo.

第3章

細孔内水分状態と強連成した準微細ひび割れモデル

3.1 はじめに

3.1.1 乾燥条件下におけるコンクリートの微細き裂・ひび割れ

乾燥収縮ひび割れは、巨視的なコンクリートとしての軟化域に達する前のセメント硬化体内や骨材間に生じる微細ひび割れ（以後、微細き裂と称する）から、分散ひび割れモデルが想定する巨視的なひび割れとの物理現象を区別しなければならないマルチスケールの問題と考えられる¹⁾。第1章で述べた様に、乾燥を受けるコンクリートは、湿度勾配に伴う内部拘束等によって、10cm程度の供試体であっても均一な応力状態にはならない。従って、コンクリート構造物の乾燥収縮ひび割れを精度良く予測するためには、断面内の湿度勾配に伴う微細き裂の発生²⁾と、それによる力学的挙動の変化、熱力学的挙動の変化を分散ひび割れモデルの構成則と如何に統一的に扱うかが重要である。分散ひび割れモデルの材料構成則は、 10^{-1}m 程度のコントロールボリュームを想定した巨視的なコンクリートを対象としたものであり、コントロールボリューム内の微視的現象を平均化・均質化できるとの仮定に基づいている³⁾。

均質材料を想定した理想的な連続体における応力・ひずみの規定される体積が無限小であるのに対し、コンクリートの応力、ひずみ、強度はコントロールボリュームによって異なったものとなる⁴⁾。例えば、 10^{-3}m (1mm)程度の要素寸法を用いてセメント硬化体と骨材を個々にモデル化し、微細き裂、セメント硬化体の強度・弾性係数、骨材の影響も含め

てコンクリートとしての挙動を表現する試みも行われている⁵⁾。しかし、コントロールボリュームを1mmとした場合、実施工等を経たコンクリート中の骨材分散状況を把握することは不可能であり、実構造物規模の解析を行うことも計算負荷の観点からは現実的でない。また、解析時の要素寸法依存性や破壊の局所化、微視的な不連続性の影響を巨視的な現象と対応させる工夫も必要となる^{6),7),8),9),10)}。コンクリートと同様にき裂・ひび割れによる不連続面を有する岩盤の分野では、微細な欠損の相互依存性を個別に評価した後に空間平均化し、圧縮時の局所化領域を自然に考慮可能かつ詳細な微視的応答を反映した巨視的応答を表現する方法が提案されている¹¹⁾。脆性材料を対象とした引張時においても、非均質性や不連続面といった微視的な破壊挙動を均質化し、巨視的な破壊挙動に関連付ける試みが行われている¹²⁾。

3.1.2 本章の位置づけ

マルチスケール統合解析システム (DuCOM-COM3)^{3),13),14),15)}は、第2章で述べた様にナノからマイクロメートルのスケールを想定した水和反応、水分状態、収縮駆動力といった熱力学的挙動と、それに基づく微細き裂やひび割れの無い条件における巨視的なコンクリートの非線形時間依存応答といった力学的挙動が構築されており、実構造物スケールでの精度も検証されている。また、 10^{-1}m のコントロールボリュームを対象とした巨視的応答・損傷を精度良く追跡可能な構成則 (分散ひび割れモデル) も既に実装されている。

これまで述べてきた様に、コンクリートの乾燥収縮ひび割れ挙動を精度良く予測するためには、乾燥に伴うコンクリートの断面内における応力や材料特性の非均一性や、不連続面 (微細き裂) といった軟化域に達する前の挙動を、分散ひび割れモデルがカバーする巨視的な挙動といかに結びつけるかが重要である。

第3章における本研究の特色は、DuCOM-COM3のフレームワークを基に、供試体よりも1オーダー小さい 10^{-2}m (1cm)のコントロールボリュームに着目し、乾燥条件下におけるコンクリートの湿度勾配、微細き裂、強度発現などの影響を考慮し、分散ひび割れモデルの構成則と統一的に扱う手法を構築することにある。そして、これまで材料特性として扱われることの多かった供試体の引張強度について、 10^{-1}m (10cm)程度の供試体断面内の様々な影響を考慮し、乾燥条件下のコンクリート供試体の引張強度を予測できるようにする。

3.2 既存モデルを用いた乾燥条件下における引張強度

3.2.1 解析モデル

最初に、コンクリートの乾燥による引張強度への影響を検討するため、乾燥条件下における一軸引張試験について、既存モデルによる解析と上田らによる実験¹⁶⁾(断面10×10cm, 材齢7日以降, 温度20°C, 相対湿度60%環境で乾燥開始)の比較を行った。また、同時に実施された乾燥収縮の実験についても、既存モデルによる解析と比較を行った。

解析は、図3.2.1に示すような10×10×40cmの1/8の範囲を3次元にてモデル化し、強制変位を軸引張方向に与えて最大荷重を断面積で除したものを引張強度とした。要素寸法は、1×1×1cmの立方体としている。コンクリートの配合と環境条件は、実験と同一の条件を与えた。乾燥開始後、8日(1)、10日(3)、14日(7)、21日(14)、35日(28)、63日(56)の各材齢で実験結果との比較を行った(カッコ内は乾燥期間)。

コンクリートの構成則は、図3.2.2に示すCOM3に実装される既往のモデル³⁾を基本とし、コンクリートとしてのひび割れ発生基準に第2章の式(2.5.21)の引張強度を用いた。

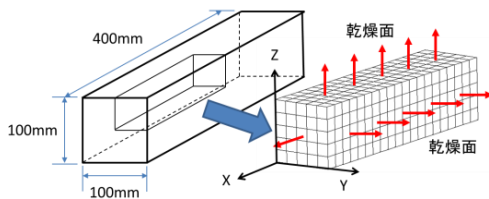


図3.2.1 解析メッシュ

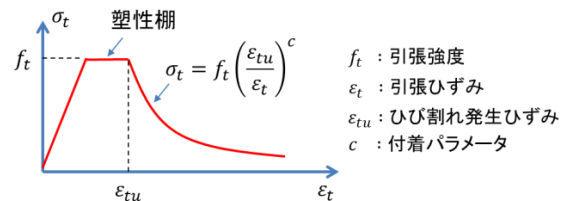


図3.2.2 コンクリートの構成則

既往のCOM3に実装されるコンクリートの構成則は、標準養生(湿潤養生)された10cm程度の供試体を用いた載荷実験から構築されたものであり、材料試験時の載荷に伴うコンクリートとしての応力とひずみは、均一に作用していることが仮定されている。一方、乾燥を受けるコンクリートは、第1章で述べた様に湿度勾配によって生じる内部拘束や、骨材とセメント硬化体の収縮差による微細き裂の発生など、10cm程度の供試体であっても均一な応力状態にはならない。従って、既往の構成則を乾燥条件下のコンクリートにそのまま適用することは本来の適用範囲を逸脱するものであり、要素寸法も $10^{-1}m$ のオーダーが適切である。

既往のDuCOMでは、供試体の各位置における水和反応や乾燥の進行に伴い、時々刻々と微視的な熱力学的機構から収縮駆動力が算出され、それに抵抗するコンクリートの剛性も同時に算出されて乾燥収縮やクリープの挙動が求められる。従って、乾燥条件下における供試体の熱力学的機構から求められる様々な値(温度、湿度、応力、強度・剛性の発現)には断面内で勾配や分布が生じるため、要素寸法は湿度勾配等を表現できる程度の小ささが必要である。既往の研究では数ミリメートルから数センチメートルの要素寸法を用いて

水分逸散，乾燥収縮，クリープといった各種挙動の解析・検証が行われてきた¹⁷⁾。本来，骨材とセメント硬化体を複合材料のコンクリートとして扱うためには，最大骨材寸法程度の要素寸法が必要と考えられる。ただし，一般的なコンクリートにおいて，水分移動係数は骨材量によらないことや，骨材量が変化しても細孔容積分布密度関数の形状が相似形を保つために微細空隙の総和から求められる収縮駆動力が骨材量に応じて自動的に低減される影響等により，コンクリートを骨材寸法未満のミリメートルからセンチメートルのコントロールボリュームとして平均的に扱ったとしても，実験結果を十分な精度で再現し得ることが確認されている¹⁸⁾。そこで本研究では，供試体断面内の水分勾配等を考慮するため，既往の研究¹⁸⁾で用いられた1cmの要素寸法がそのまま乾燥収縮ひび割れの解析にも適用できると仮定した。すなわち，このコントロールボリュームにおいても，図3.2.2に示した既往のコンクリートの構成則をそのまま適用できるとしたものを本研究の出発点とした。

3.2.2 解析結果

図3.2.3に引張強度を，図3.2.4に弾性係数の実験と解析の比較を示す。上記仮定を用いた既存モデルによる乾燥養生の解析の引張強度と弾性係数は，実験に対して半分程度と大幅に小さい結果となっている。封緘養生とした引張強度と弾性係数の解析結果は，乾燥養生とした場合の解析結果よりも大きくなっている。

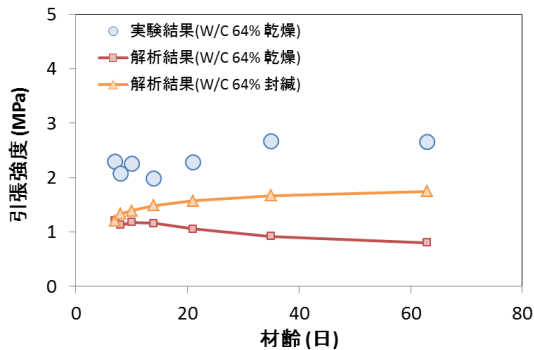


図 3.2.3 引張強度の比較

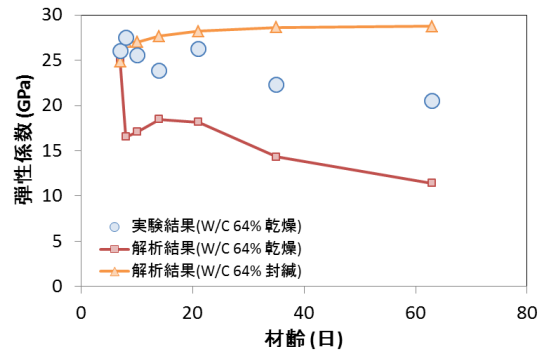


図 3.2.4 弾性係数の比較

図3.2.5と図3.2.6に，一軸引張試験の解析において，载荷前にひび割れの発生した（構成則の軟化域に達した）要素の分布状況を示す。図中の赤色部分は，乾燥収縮の影響のみによってひび割れの発生した要素に相当する。乾燥開始後，ひび割れが表面から発生し，材齢が進むにつれて内部へ深く進展していく傾向が見てとれる。しかし，実際の現象として，図3.2.5と図3.2.6に示した本解析結果ほど，コンクリート内部へひび割れが進展していくとは考えにくい。図3.2.3および図3.2.4で示した解析の引張強度と弾性係数の過小評価も，水分逸散に伴う応力勾配によって発生する表面近傍のひび割れ発生を過大評価したためと考えるのが自然である。

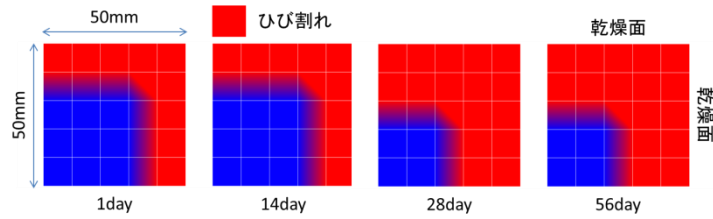


図 3.2.5 断面内のひび割れ発生状況

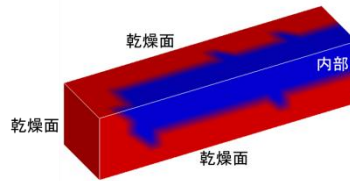


図 3.2.6 10×10×40cm 供試体のひび割れ発生状況（乾燥期間 56 日）

図 3.2.7 に乾燥収縮ひずみの実験と解析の比較を示す。図 3.2.2 に示した既存の構成則をそのまま適用してひび割れの発生を考慮した解析は、乾燥収縮ひずみを過小評価する結果となっている。これは、図 3.2.5 と図 3.2.6 に示した表面からの微細ひび割れの進展が、供試体としての乾燥収縮ひずみも低減させているためである。一方、ひび割れの発生を許容しない（コンクリートの引張軟化を許容しない）解析では、ひび割れの発生を許容した解析よりも乾燥収縮ひずみが実験に近づく傾向を示している。すなわち、単純に図 3.2.2 の材料構成則を適用しただけでは、乾燥条件下における供試体の引張強度だけでなく、乾燥収縮挙動も再現できないことがわかる。これは、いずれも図 3.2.5 と図 3.2.6 に示すような表面近傍におけるコンクリートとしての微細ひび割れ進展を過剰評価していることが原因として考えられる。

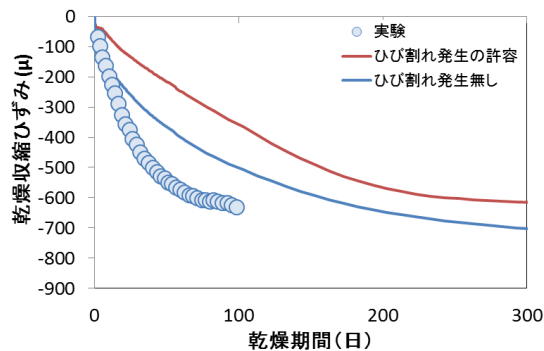


図 3.2.7 ひび割れ発生の有無による乾燥収縮ひずみの比較

3.3 湿度勾配による微細き裂発生を考慮した有効収縮駆動力

3.3.1 微細き裂が巨視的なコンクリートの収縮挙動に与える影響

(1) 湿度勾配に伴う表面近傍の微細き裂

乾燥条件下のコンクリート表面には、水分逸散・収縮発生に伴う応力勾配によって、表面近傍には大きな引張応力が発生し^{19),20),21)}、微細き裂やひび割れが生じることが実験においても確認されている(図3.3.1)^{2),22)}。

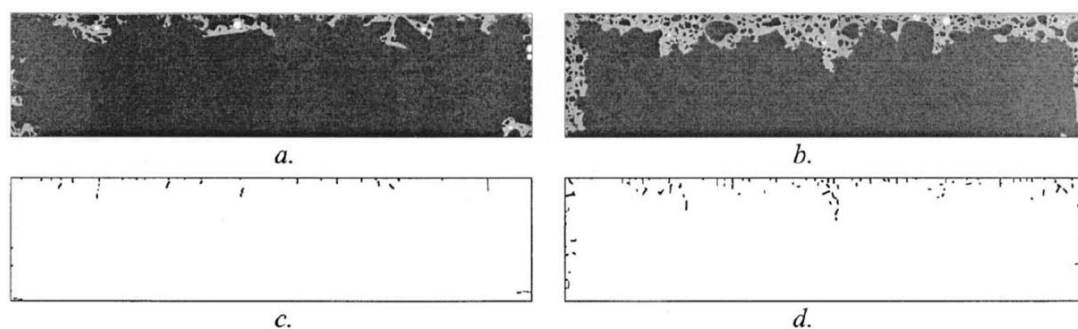


図 3.3.1 乾燥に伴う表面近傍の微細き裂発生状況²⁾

また、SEMによる観察からも、目視困難なレベルの微細き裂が表面近傍ほど多く発生していることが確認されている(図3.3.2)²³⁾。

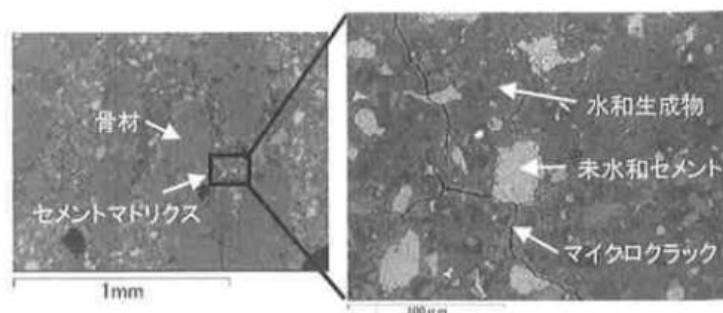


図 3.3.2 SEMの反射電子像による微細き裂の観察例²³⁾

しかしながら、様々な大きさの微細き裂がセメント硬化体内に多数発生したとしても、巨視的なコンクリートとしての破壊に至っているわけではないと考えられる。実際の現象としても、乾燥条件下にあるコンクリート供試体の表面近傍に微細き裂やひび割れが観察されることは多いが、それによって表面近傍が荷重負担能力を失う様なコンクリートとしての破壊に至っているとは言い難い。

(2) 微細き裂発生による巨視的なコンクリートの収縮挙動

1mm程度のコントロールボリュームを想定したメゾスケールでモデル化した解析の場合、セメント硬化体の微細き裂（ひび割れ）発生を許容するかどうかで全体の収縮挙動が変化することが報告されている（図 3.3.3）⁵⁾。すなわち、微細き裂の発生によってセメント硬化体の応力が解放され、巨視的なコンクリートとしての収缩量減少が現れるのである。

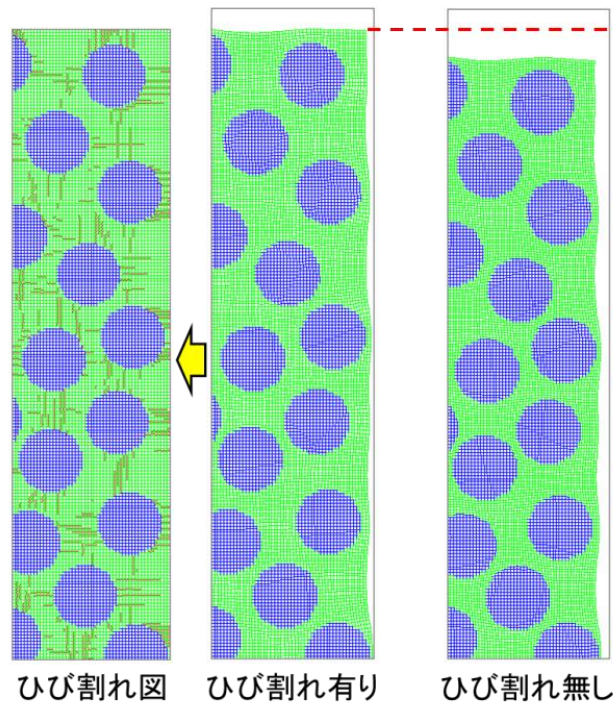


図 3.3.3 セメント硬化体中のき裂発生の有無による収縮差⁵⁾

(3) 既存モデルの課題

先の 3.2.2 の解析結果において、供試体の引張強度が減少した原因は、表面近傍において巨視的なコンクリートとしてのひび割れ発生、すなわちコンクリートとして軟化領域に入ったと判定したためである。既往の研究においても、乾燥に伴う内部拘束によって発生する表面近傍の局所的な応力が、部材としての巨視的なコンクリートの引張強度を超えることが報告されている^{19),20),21)}。しかし、上記で述べた様に、ミクロスケールやメゾスケールに着目した際の微細き裂発生と、分散ひび割れモデルのマクロなコンクリートとしての軟化開始を同一視することは適切でないと考えられる。むしろ、メゾスケールにおけるセメント硬化体中の微細き裂発生は、コンクリートとしての巨視的な収縮に対し、微視的メカニズムに基づく収縮駆動力の寄与が減少する様に作用すると考えられる。

既存モデルによる熱力学的状態諸量から求められたセメント硬化体中の収縮駆動力による応力は、2.5 節で述べた時間依存構成モデルに関連付けられて巨視的なコンクリートとしての応力と変形挙動を算出するが、この様な微視的損傷の影響は考慮されていない。すな

わち、既存の時間依存構成モデルから求められる表面近傍の収縮駆動力は、セメント硬化体中に多数の微細き裂が発生する様な条件下において、過剰に評価している可能性が考えられる。

3.3.2 微細き裂発生を考慮した有効収縮駆動力モデル

セメント硬化体を C-S-H や未水和セメントのマイクロレベルでモデル化した解析^{24),25)}や、コンクリートを骨材やセメント硬化体といったメゾスケールでモデル化した解析^{5),26)}等の研究により、微視的な挙動の影響を詳細に調べる試みが行われている。一方、工学的応用の観点では、構造物レベルの挙動を把握することが重要であり、マイクロやメゾスケールのコントロールボリュームによる解析は、計算負荷の観点からも現実的ではない。

微細き裂や不連続面の微視的な破壊の影響を巨視的なコントロールボリュームで表現する試みは、これまでも様々な方法が提案されてきた²⁷⁾。例えば、破壊領域を表現する材料固有の長さの次元を有する特性長さ（寸法）を別途パラメータとして採用することで空間平均化する手法²⁸⁾や、要素内部に破壊の局所化領域を埋め込む方法²⁹⁾、状態量や材料特性と同時に周囲の状態（空間勾配等）も独立変数として取り込んだ勾配理論³⁰⁾、Cosserat 理論³¹⁾等が提案されている。

既存の DuCOM-COM3 では、骨材寸法の数倍程度を想定した 10^{-1}m オーダーのコントロールボリュームで空間的に平均化され、破壊エネルギーを一定とするように引張軟化が規定された構成則が実装されている。本モデルは、2.6 節で述べた様に繰り返し载荷に伴う微視的損傷の進行や疲労の影響も包含したものであり、部材レベルから実構造物レベルにおける構造挙動の検証が行われ、精度が確認されている。一方、乾燥条件下にあるコンクリートは、複合材料を構成する個々の材料物性が変化しない条件における微視的損傷の挙動だけでなく、構成材料自体が体積変化を生じながら応力の発生源となり、またそれ自体の弾性係数や強度といった材料物性も時々刻々と変化を続ける。さらに、微細き裂やひび割れの発生が水分の移動特性に変化を与え、水分状態の変化がさらに構成材料の体積変化と材料物性に影響を及ぼす。この様なコンクリートの乾燥収縮ひび割れに関する複雑な挙動について、いかに物理現象に基づいて簡潔なモデルを構築するかが重要となる。

そこで本研究では、コンクリートの乾燥収縮過程におけるこの様な微視的破壊の進行に最も影響を及ぼす要因として水分の存在に着目した。すなわち、水分状態の変化が個々の構成材料の体積変化と材料物性に影響を及ぼし、その結果としてセメント硬化体中の微細き裂発生を通じてコンクリートとしての巨視的な挙動に影響をもたらすためである。

既存の DuCOM-COM3 では、コンクリート中の空隙構造や水分状態から自動的に収縮駆動力や圧縮強度等の材料物性が算出される。DuCOM-COM3 でモデル化されている収縮駆動力による応力は、毛細管張力および分離圧といったナノ～マイクロメートルスケールで生じる機構に基づくものである。ここで湿度勾配に起因する急激な応力勾配によって表面近傍に微細き裂が生じた場合、巨視的なコンクリートとしてのミリメートルあるいはセン

チメートルといったコントロールボリュームに対して、微視的メカニズムに基づいた収縮駆動力の寄与が減少すると考えられる。そこで、微視的メカニズムに基づいた収縮駆動力が巨視的なコントロールボリュームの収縮に寄与できる影響を有効収縮駆動力として式(3.3.1)の様に表現する。そして、第2章にて述べた時間依存構成モデルの式(2.1.13)を式(3.3.2)の様に修正する。

$$u_{s_n} = f(u_s) \tag{3.3.1}$$

$$\sigma_{cp} = \sigma'_{cp} + u_{s_n} \tag{3.3.2}$$

ここで、 u_{s_n} ：微視的メカニズムに基づいた収縮駆動力が巨視的なコントロールボリュームに対して寄与する影響を考慮した有効収縮駆動力、 σ_{cp} ：セメント硬化体の体積応力、 σ'_{cp} ：セメント硬化体骨格部の体積応力である。

式(3.3.1)は、乾燥に伴う微細き裂が発生するほど有効収縮駆動力が減少し、微細き裂が発生しない条件では有効収縮駆動力と既存の収縮駆動力が一致する関数形を取る必要がある。そこで、微細き裂の発生状況を表現するパラメータを Q とし、関数を次式の様に表現する (図 3.3.4)。

$$f(u_s) = u_s \{1 - \exp(-Q)\} \tag{3.3.3}$$

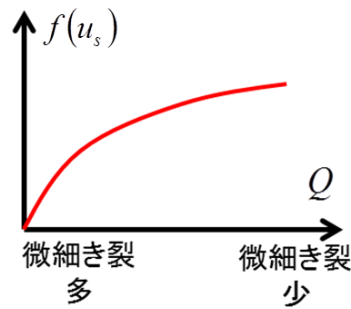


図 3.3.4 微細き裂の発生状況と有効収縮駆動力の関係

先にも述べた様に、コンクリートの乾燥に伴う表面近傍の微細き裂やひび割れは、急激な湿度勾配によって発生すると考えられる。そこで、湿度勾配自体を有効収縮駆動力のパラメータとして採用することを考え、空隙内の間隙水圧の関係をを用いて湿度勾配を次式の様に表す。

$$\frac{dh}{dX} = h \left(\frac{M}{\rho RT} \right) \frac{dP_i}{dX} \tag{3.3.4}$$

ここで、 h : 相対湿度, P_l : 間隙水圧[Pa], ρ : 液状水の密度[kg/m^3], M : 液状水のモル分子量[kg/mol], R : 気体定数[$\text{J}/\text{mol}\cdot\text{K}$], T : 絶対温度[K]である. この湿度勾配を表すパラメータ[$1/\text{cm}$]の逆数をコンクリートの特性寸法と定義し, 次式とする.

$$Q = 0.5 \left(\frac{dh}{dX} \right)^{-1} \tag{3.3.5}$$

ここで、 Q : 湿度勾配によるコンクリートの特性寸法[cm]であり, 50%の相対湿度変化が生じる距離を意味し, $dh/dX=0.5$ で 1.0cm の基準値となる. 封緘養生や十分に乾燥した場合, 特性寸法は大きくなり, 乾燥初期で表面近傍の湿度勾配が大きい場合の特性寸法は小さくなる (図 3.3.5).

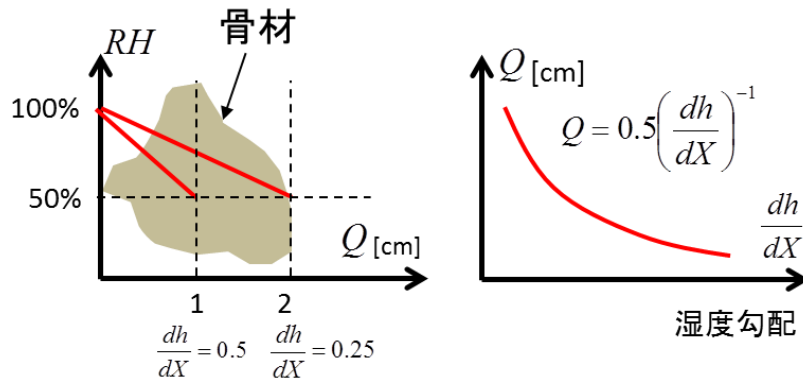


図 3.3.5 湿度勾配と特性寸法の関係

湿度勾配から求めた特性寸法 Q を有効収縮駆動力のパラメータとすることにより, 図 3.3.4 は図 3.3.6 の様に表現される.

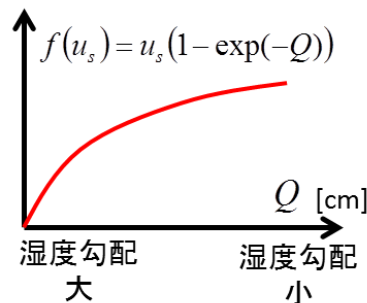


図 3.3.6 湿度勾配 (特性寸法) と有効収縮駆動力の関係

一方, セメント硬化体中に生じる微細き裂の進展は, 骨材によって影響を受けると考え

られる。例えば、乾燥条件下における微細き裂の発生は、同一の骨材量であったとしても骨材寸法が大きいほど増加する傾向が報告されている⁵⁾。従って、2cmの最大骨材寸法のコンクリートと、0.5cmのモルタルの均一性が異なる材料では、湿度勾配から定まる特性寸法が同じであったとしても、微細き裂の発生状況は異なると考えられる。すなわち、骨材寸法が大きくなるほど微細き裂が多く発生して有効収縮駆動力が減少し、巨視的なコンクリートとしての乾燥収縮ひび割れが発生しにくい（軟化域に達しにくい）ことになる。そこで、上記の特性寸法を最大骨材寸法で除して無次元化したものを有効収縮駆動力のパラメータとして式(3.3.3)を式(3.3.6)の様に表現することとした。

$$f(u_s) = u_s \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1.0Q}{G_{\max}}\right) \right\} \quad (3.3.6)$$

ここで、 G_{\max} ：最大骨材寸法[cm]であり、本研究では一般的なコンクリートの最大骨材寸法2cmを仮定する。

当然ながら湿度勾配をパラメータにするということは、微細ひび割れ発生前の乾湿に伴う収縮駆動力低減（微細き裂発生）の影響は可逆性である。しかし、表面近傍の要素にひび割れ発生の判定が少しでも生じれば、乾湿に伴う非可逆性の挙動が現れる。コンクリートとしてのひび割れが発生して軟化域に入る挙動と比較すれば、微細き裂による収縮駆動力低減の非可逆性の影響は十分に小さいと考えられる。

一方、湿度勾配がほとんど生じない様な封緘養生や、極めて緩慢に乾燥させた条件、顕著な湿度勾配が発生しないほど小さい供試体においては、表面近傍に微細き裂は発生しないため、有効収縮駆動力は既存の収縮駆動力モデルと一致することになる。すなわち、乾燥に伴う表面近傍の微細き裂によって収縮駆動力が巨視的なコントロールボリュームへ寄与する影響を考慮した有効収縮駆動力の式(3.3.6)は、湿度勾配で発生する微細き裂とコンクリートとしての巨視的なひび割れで消費されるエネルギーをそれぞれ分離したものとして説明することができる。

3.3.3 有効収縮駆動力を用いた再解析結果

以上の湿度勾配に伴う微細き裂発生の影響を考慮し、有効収縮駆動力を用いた再解析結果を図3.3.7に示す。また、湿度勾配による特性寸法の感度を確認するため、先に述べた式(3.3.6)の式中において $0.4Q$ 、 $0.7Q$ としたケースについても併せて比較を行った。図3.3.7に示す様に、引張強度と弾性係数の再解析結果は、湿度勾配による特性寸法が小さくなるほど（湿度勾配が大きくなり、表面近傍で微細き裂が多く発生して有効収縮駆動力が減少するほど）改善する傾向が見られる。特に、弾性係数は、提案モデルによる改善の効果が大きく現れている。

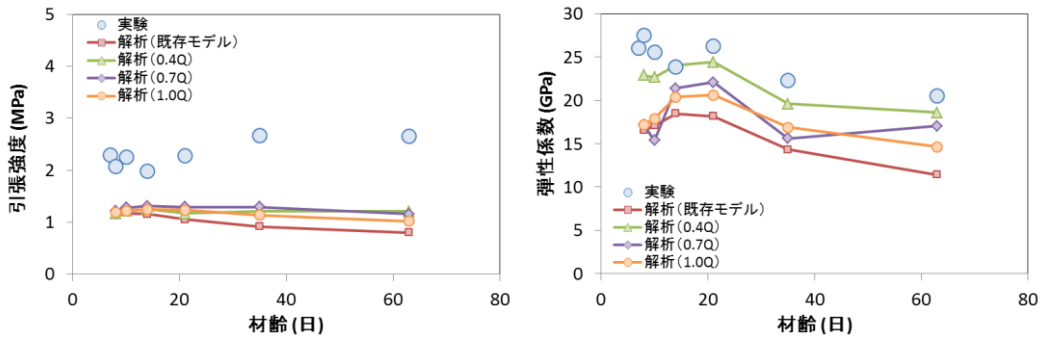


図 3.3.7 引張強度(左)と弾性係数(右)の実験と再解析の比較

次に、乾燥収縮ひずみについて、コンクリートとしてひび割れ発生の「あり」と「なし」を仮定したそれぞれの場合の再解析結果を図 3.3.8 に示す。ひび割れの発生を「なし」とした解析は、大きな引張強度を設定することで、計算において軟化域に達しない様にしたものである。

ひび割れの発生を許容した乾燥収縮ひずみの解析結果では、 $0.7Q$ と $1.0Q$ のケースでは、既存モデルとほぼ同じ挙動、 $0.4Q$ のケースでは引張強度や弾性係数とは逆に実験結果から乖離する傾向が見られる。ひび割れの発生を許容しない解析の場合では、さらに明確に特性寸法が小さくなるほど実験結果から乖離する傾向を示している。ひび割れの発生を許容した解析において、既存モデルとの差が小さい原因は、有効収縮駆動力による応力の減少がひび割れ発生による軟化挙動と同様の影響を与えるためと考えられる。

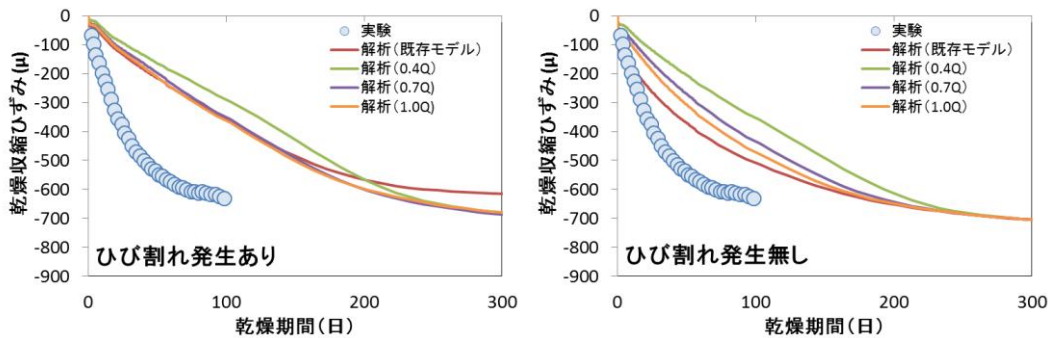


図 3.3.8 乾燥収縮ひずみの比較 (左：ひび割れ発生あり，右：ひび割れ発生無し)

3.4 コンクリートの局所引張強度

3.4.1 乾燥に伴うコンクリートの局所的な強度増加

前節の解析結果では、表面近傍に発生する微細き裂の影響を考慮し、湿度勾配をパラメータとした有効収縮駆動力を考慮した。しかし、再解析において引張強度や弾性係数の改善傾向は見られたものの、逆に乾燥収縮ひずみは実験から乖離する傾向を示した。すなわち、乾燥収縮ひび割れを予測する上でさらに別の要因が存在していることを示唆しているものと考えられる。

表面近傍でコンクリートの軟化判定の妥当性を検討する際には、コンクリートの引張強度も課題の1つとして考えられる。すなわち、ひび割れ発生基準にコンクリートの部材としての巨視的な引張強度を用いたことにも課題が存在していると推測される。第2章で示したように、既存の圧縮強度発現モデルの式(2.5.20)は、空隙量のみ依存する。コンクリートの引張強度は、この圧縮強度から式(2.5.21)で求められる。従って、供試体断面内において圧縮強度発現状況に応じた引張強度の分布は考慮されるものの、乾燥による不飽和状態の影響が直接的に考慮されていない。過去の研究から、巨視的に測定される引張強度が、乾燥の影響を受けて変化することが知られている^{32),33)}。従って空隙内部の熱力学状態、特にメゾスケールにおける水分状態と局所的な引張強度の関係について考察を深め、モデルへの反映を試みることにした。

地盤工学等の分野では、水と土の2相の混合体を Biot の多孔質弾性論³⁴⁾に基づき、混合体の応力 σ_{ij} を次式のように表している。

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \alpha p \delta_{ij} \quad (3.4.1)$$

ここで、 σ'_{ij} : 多孔質弾性材料の応力テンソル、 p : 空隙水圧、 δ_{ij} : クロネッカーのデルタ、 α : Biot-Willis 係数であり、1.0 の定数とした単純化が地盤工学等でしばしば用いられている^{35),36)}。

先にも述べた様に、DuCOM-COM3 のコンクリートの応力は、外力と収縮駆動力の区別なく自動的に連成されている。すなわち、コンクリートの収縮や時間依存変形は、骨材とセメント水和物などの骨格部と、硬化体内部の空隙から構成される多孔質体を仮定し、多孔質弾性論³⁴⁾を援用している。そこで、コンクリートの局所引張強度に対しても、コンクリート骨格部（骨材+セメント硬化体）と空隙に作用する収縮駆動力に分割して考える。

本解析システムでは骨材の接触は無いものと仮定し、偏差応力はペーストのみに依存する。ここで、コンクリートの応力テンソル σ_{ij} の最大主応力を σ_1 とし、最大主応力方向における各応力を以下の様に表現する。

$$\sigma_1 = V_{ag} \sigma_{ag} + V_{cp} \sigma_{1_cp} \quad (3.4.2)$$

$$\sigma'_1 = V_{ag}\sigma_{ag} + V_{cp}\sigma'_{1_cp} \quad (3.4.3)$$

$$\sigma_{1_cp} = \sigma'_{1_cp} + u_{ps} \quad (3.4.4)$$

$$\sigma'_{1_max} = \sigma'_1 + (1 - \alpha_1)V_{cp}u_{ps} \quad (3.4.5)$$

ここで、 σ'_1 ：コンクリート骨格部の応力、 σ_{1_cp} ：セメント硬化体の応力、 σ'_{1_cp} ：セメント硬化体骨格部の応力、 u_{ps} ：セメント硬化体内の空隙に生じる内圧、 σ'_{1_max} ：収縮駆動力による内圧の作用で生じるコンクリート骨格部の応力分布の最大応力、 α_1 ：収縮駆動力の分布によって生じる σ'_1 と σ'_{1_max} の比率であり0.0~1.0の範囲をとる係数である。

そして、コンクリート骨格部の最大応力 σ'_{1_max} が、骨格部の引張強度 f_{ske} に達した際にコンクリートとしてのひび割れが発生すると考えた。

$$\sigma'_{1_max} = f_{ske} \quad (3.4.6)$$

すなわち、式(3.4.2)、(3.4.3)、(3.4.4)は、2.1節で述べた既往の研究を基に最大主応力方向におけるコンクリートおよびコンクリート骨格部としての応力を再定義したものであり、式(3.4.5)はそれらと収縮駆動力によって生じる応力分布の影響を結びつける関係を表現したもの、式(3.4.6)はコンクリート骨格部のひび割れ発生基準である。式(3.4.5)中の α_1 は、1.0で収縮駆動力によって骨格部に応力分布が生じていないことを意味する。

ここで、式(3.4.6)となる時、最大主応力方向におけるコンクリートの応力 σ_1 を f_{t_local} と呼んで式(3.4.2)~式(3.4.5)を変形すれば、次式のように表現することができる。

$$f_{t_local} = f_{ske} + \alpha_1 V_{cp} u_{ps} \quad (3.4.7)$$

上式は、コンクリートとしての最大主応力に対応する局所引張強度である。また、換言すれば、コンクリートの局所引張強度は、骨材とセメント硬化体から成るコンクリート骨格部の強度と、収縮駆動力によるコンクリート骨格部へのプレストレス効果の和として説明することができ、係数 α_1 は収縮駆動力によるプレストレス効果の有効率と表現することもできる(図3.4.1)。

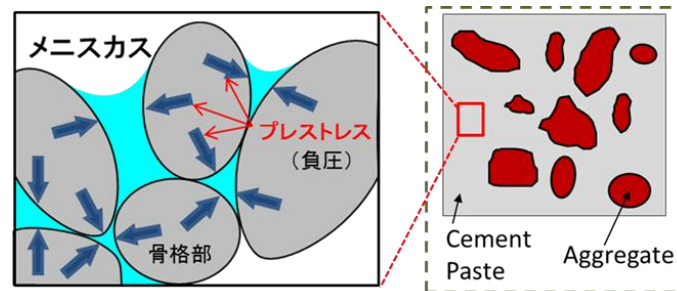


図 3.4.1 コンクリート中の微細空隙の内圧によるプレストレス効果

乾燥に伴うコンクリートの強度増加は、実験的事実として現象が確認されている^{32),33)}。この強度増加の原因としては、表面エネルギー増加による効果³⁷⁾や、毛細管張力によるプレストレス効果³⁸⁾が定性的には指摘されており、本研究では毛細管張力によるプレストレスの効果として上記の様に考えたものである。

3.4.2 骨格部およびプレストレス効果のモデル化

(1) コンクリート骨格部の引張強度

Wittmann や岡島は、Griffith の式を用いることで乾湿に伴うコンクリートの引張強度の変化を表現している^{1),33)}。Griffith の式は、表面エネルギーの変化を式中で自然に考慮できるものであり³⁹⁾、これまでもコンクリートの引張強度や破壊基準を Griffith の式から表現する試みが行われている^{40),41)}。しかし、コンクリートは Griffith の式が想定するガラス等の均質材料と異なり、非晶質かつ多孔質の材料である。また、Griffith の式を用いる場合、初期のき裂幅を実験や何らかの仮定によって定めなければならず、既往のいずれの研究においても初期き裂幅の根拠は明確になっていない。

本研究では、コンクリート骨格部の強度 f_{ske} は、湿潤養生で多くの検証が行われている既往の引張強度と同じと考え、第一次近似として式(2.5.21)をそのまま用いることとした。従って、湿潤養生時の式(3.4.7)の局所引張強度は収縮駆動力が生じないため、既往の引張強度の式(2.5.21)と一致することになる。

(2) プレストレスとして作用する収縮駆動力

セメント硬化体骨格部に応力分布を生じさせる空隙の内圧としては、式(2.1.13)と同様に毛細管張力と分離圧に起因する収縮駆動力の両方をそのまま用いることとした。

$$u_{ps} = u_s = u_{sc} + u_{sd} \quad (3.4.8)$$

本来、分離圧に起因する収縮駆動力の影響は、毛細管張力とスケールのオーダーが異なるため、両者が同じようにコンクリート骨格部へのプレストレスとして作用する必然性は無い。ゲル空隙の大きさを考慮すれば、プレストレスとしての寄与よりも、表面エネルギーの増加によるコンクリート骨格部の強度増加として説明することの方が適切とも思われる。ただし、ここでは第一次近似として両者を区別せず、簡易に扱うこととした。

(3) プレストレス効果の有効率

係数 α_1 は、空隙の内圧によって生じるセメント硬化体骨格部の応力分布を考慮する係数であり、0.0~1.0の範囲をとる。空隙率が大きいほど空隙間の骨格部が狭くなり、応力分布は薄肉の挙動へ近づくと考えられる(図3.4.2)。一方、骨格に生じる微細き裂はプレストレス効果を消失させるように働き、骨材量が減少するほど微細き裂は進展しやすくなる

考えられる (図 3.4.3). 従って, 空隙率が大きいほど α_1 は大きくなり, 骨材量が減少するほど α_1 は小さくなると推測される. 以上より, 内圧によって生じる応力分布の影響を表現する係数を以下の様に表す.

$$\alpha_1 = f(V_{ag})f(\phi_{cp}) \quad (3.4.9)$$

ここで, V_{ag} : 骨材容積率, ϕ_{cp} : 毛細管空隙率である. 式(3.4.9)中のそれぞれの関数は, 感度解析から簡易に以下の様に定めた.

$$f(V_{ag}) = V_{ag} + 1.0 \quad (3.4.10)$$

$$f(\phi_{cp}) = 1.5\phi_{cp} \quad (\phi_{cp} \leq 0.10) \quad (3.4.11)$$

ここで, V_{ag} : 骨材体積率, ϕ_{cp} : セメント硬化体の毛細管空隙率である.

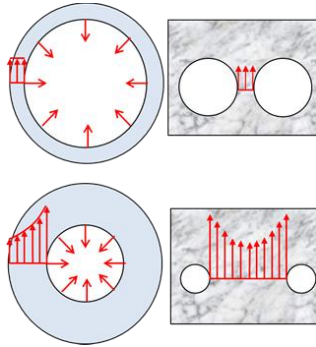


図 3.4.2 空隙間距離による応力分布

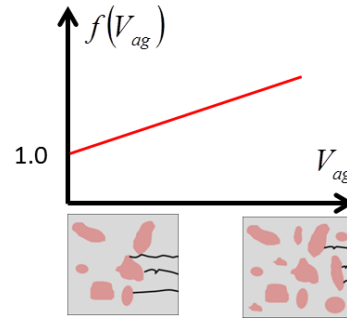


図 3.4.3 骨材量による微細き裂の進展

ϕ_{cp} の上限を 0.10 と 0.15 とした場合の局所引張強度の増加を図 3.4.4~図 3.4.7 に示す. コンクリート骨格部の引張強度に対する乾燥で増加した引張強度の比で比較した場合, 高水セメント比の低湿度域において ϕ_{cp} の上限値が 0.10 の時に 2.8 倍程度, 0.15 の時に 3.8 倍程度までコンクリートの局所的な引張強度が増加することとなる. 既往の実験では, 湿潤状態から絶乾状態になることで, セメント硬化体の圧縮強度が 2.2 倍程度まで増加することが報告されている⁴²⁾. コンクリートの局所的な引張強度が実際にどの程度まで増加するか現時点で不明であるが, 3 倍を超える引張強度の増加を裏付ける実験事実はこれまでのところ見当たらない. そこで, ここでは ϕ_{cp} の上限値を 0.10 とすることとした.

本提案モデルでは, プレストレスとして作用する収縮駆動力について式(3.4.8)で仮定した様に, 毛細管張力と分離圧に起因する収縮駆動力を区別せずに簡易に扱っている. 本来, 低湿度域においては, 毛細管張力の影響が減少し, 分離圧による収縮駆動力の影響が大きくなる. 先にも述べた様に, 想定するスケールのオーダーが異なる 2 つの収縮駆動力について, 両者が同じ様にプレストレスとしての効果を発揮する必然性は無い. 従って, 分離圧による収縮駆動力の影響が大きくなる低湿度域の強度増加のメカニズムやモデルの精度

向上については、今後の課題としたい。

なお、低水セメント比かつ高湿度の場合において、材齢の進行と共に強度増加の影響が減少する傾向となるのは、骨格部の強度増加とコンクリートの自己乾燥が周囲からの水分供給によって緩和されるためである。

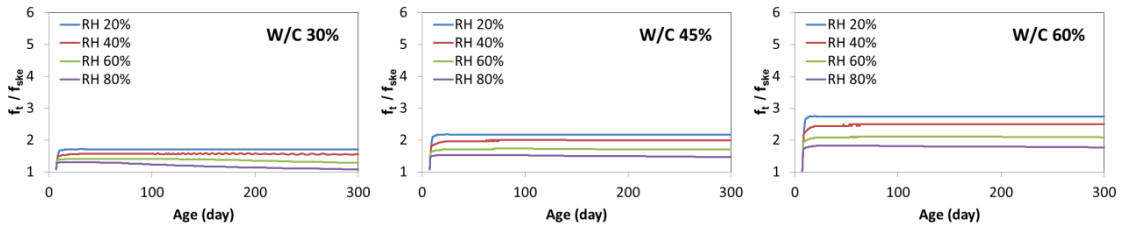


図 3.4.4 F_{t_local}/F_{ske} と材齢の関係 (0.10)

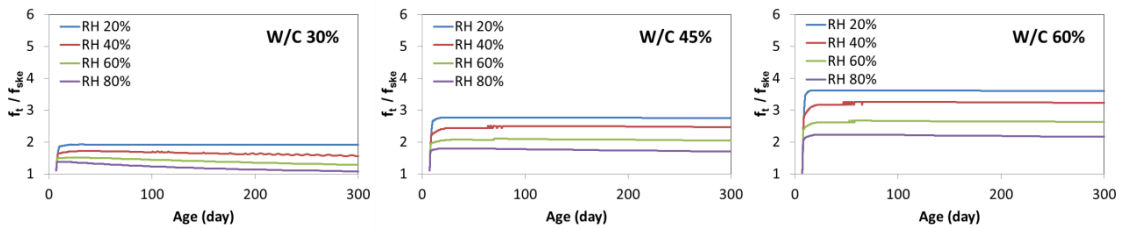


図 3.4.5 F_{t_local}/F_{ske} と材齢の関係 (0.15)

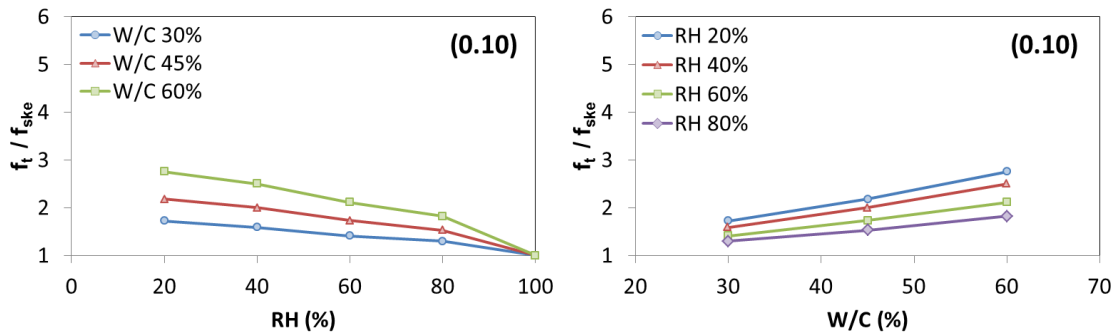


図 3.4.6 F_{t_local}/F_{ske} の最大値と相対湿度, 水セメント比の関係 (0.10)

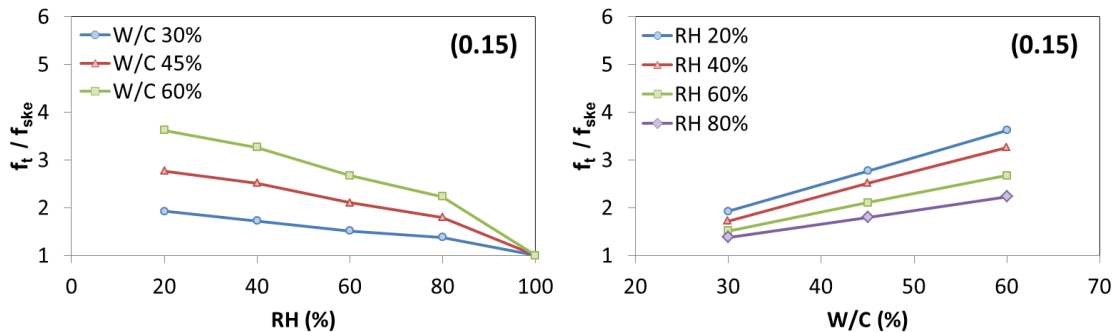


図 3.4.7 F_{t_local}/F_{ske} の最大値と相対湿度, 水セメント比の関係 (0.15)

3.4.3 局所引張強度増加の影響

3.3節で提案した有効収縮駆動力（湿度勾配に伴う収縮駆動力の低減）と合わせて、本節で提案した水分状態に応じた局所的な引張強度増加の影響を考慮した再解析結果を図3.4.8に示す。また、比較のために3.3節の提案モデル単独で解析したケースも併せて示す。図3.4.8に示す様に、引張強度と弾性係数の再解析結果は、水分状態に応じた局所的な引張強度増加の考慮によって改善する傾向が見られる。

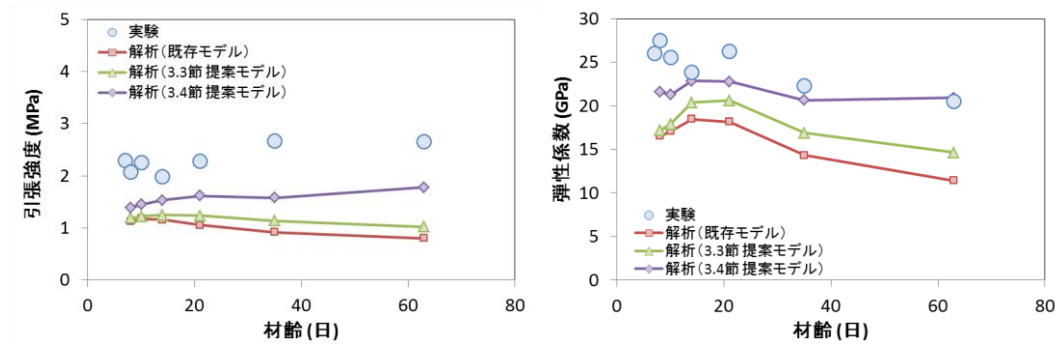


図 3.4.8 引張強度(左)と弾性係数(右)の実験と再解析の比較

次に、乾燥収縮ひずみの再解析結果を図3.4.9左に示す。表面近傍の微細ひび割れ発生が抑制されたことによって、乾燥収縮ひずみは改善の傾向が見られるが、まだ実験との乖離が大きいと思われる。そこで、乾燥収縮ひずみの実験と同時に計測された水分逸散量との比較を行った(図3.4.9右)。図3.4.9右に示す様に、解析による水分逸散量は実験よりも小さい傾向となっており、これが乾燥収縮ひずみを過少評価している原因と推測される(水分逸散量は、既存モデル、3.3節提案モデル、3.4節提案モデルで同じ値である)。そこで、次節に示す水分逸散量についても検討を行うこととした。

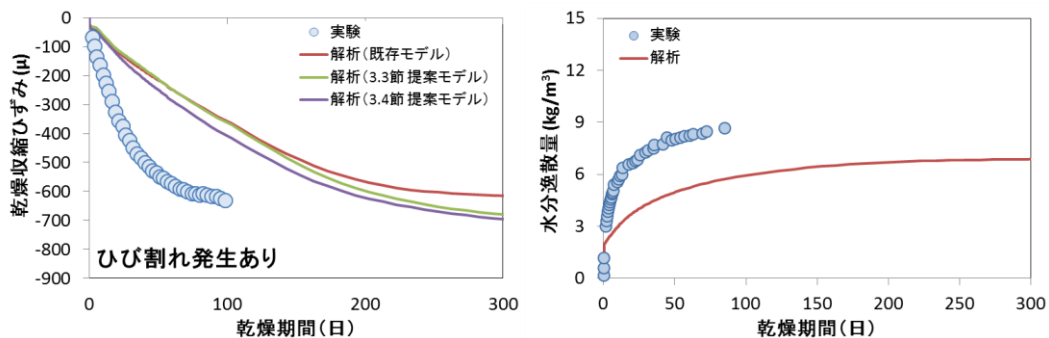


図 3.4.9 乾燥収縮ひずみ(左)と水分逸散量(右)の実験と解析の比較

3.5 微細ひび割れからの水分逸散

3.5.1 微細ひび割れ発生による水分流束の増加

一般的に、コンクリートにひび割れが生じた場合、水分流束が変化し、水分の逸散が増加する^{43),44)}。従って、乾燥に伴う表面近傍の微細ひび割れ発生によっても、コンクリートの水分移動特性が変化すると考えることは自然な流れと思われる。第2章で述べた様に、既存モデルでは、微細ひび割れ発生の有無に関わらずコンクリートの水分流束を同一の次式により表現している。

$$J = -(D_p \nabla P_l + D_T \nabla T) \quad (3.5.1)$$

ここで、 D_p ：間隙水圧勾配を駆動力とする水分移動係数、 D_T ：温度勾配を駆動力とする水分移動係数、 P_l ：間隙水圧、 T ：絶対温度、 ∇ ：微分演算子である。

本研究では、コンクリートとしての応力が局所引張強度に達し、有効ひずみが 300μ を超えた場合、有効ひずみに応じて水分流束を増加させることで、コンクリートに微細ひび割れが発生したことによる水分逸散の影響を簡易的に表現することとした。

$$J_i = -B_i \cdot (D_p \nabla P_l + D_T \nabla T) \quad (3.5.2)$$

$$B_i = 12 \cdot (\varepsilon_i - 300/10^6) \times 10^3 + 1.0 \quad (3.5.3)$$

ここで、 ε_i ：コンクリートの有効ひずみである。

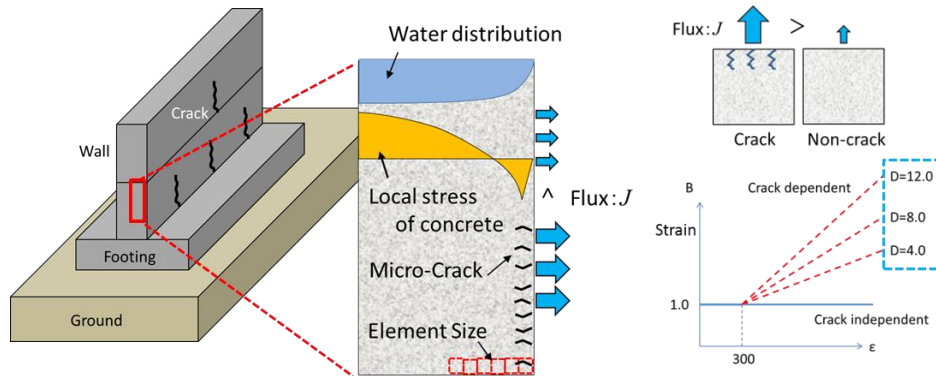


図 3.5.1 ひび割れ発生に伴う水分流束の増加

3.5.2 微細ひび割れ発生による水分流束増加の影響

(1) 水分逸散量および乾燥収縮ひずみ

3.3節と3.4節の提案モデルと同時にコンクリートとしての微細ひび割れ発生による水分流束変化の影響を考慮した再解析結果を図3.5.2に示す。また、式(3.5.3)中の係数(12.0)の感度を調べるため、併せて4.0, 8.0についても比較を行った。解析による水分逸散量は、最終的な収束値はほぼ同じであるが、水分流束が変化しないと仮定していた既存モデルよ

りも材齢初期の段階で改善する傾向が見られ、係数が大きくなるほど実験に近づく結果となっている。また、乾燥収縮ひずみの解析についても、係数が大きくなるほど実験に近づく傾向を示しており、ひび割れ発生を許容した既存モデルだけでなく、ひび割れ発生を許容しないケースよりも改善する傾向が見られる。

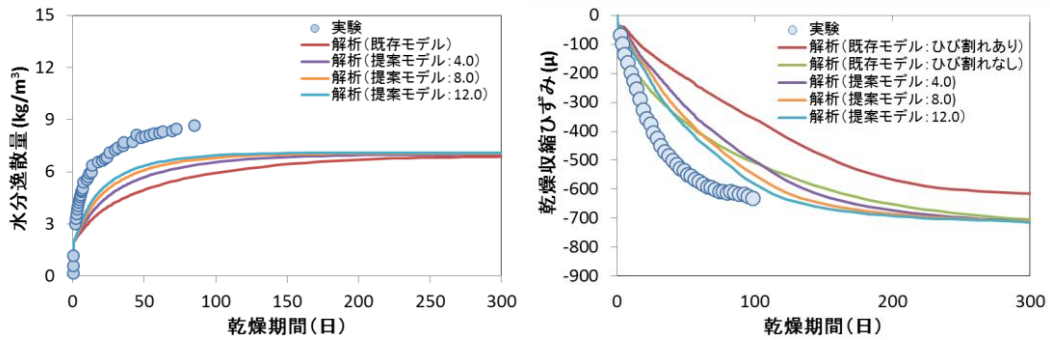


図 3.5.2 水分逸散量(左)と乾燥収縮ひずみ(右)の実験と解析の比較

(2) 引張強度

上田らの一軸引張試験¹⁶⁾について、上記と同様に再解析した結果を図 3.5.3 に示す。微細ひび割れ発生による水分流束の変化は、引張強度に及ぼす影響は小さいことがわかる。また、弾性係数は水分流束の増加に伴って減少する傾向となっているが、既存モデルと比較すれば改善の傾向を示している。

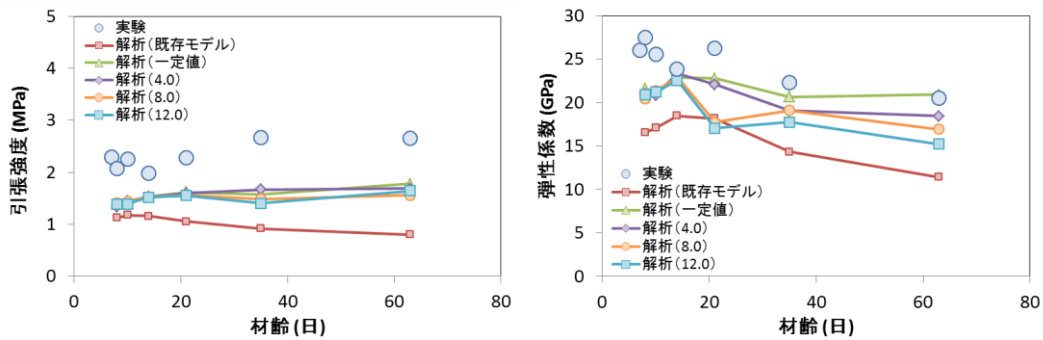


図 3.5.3 水分流束が変化する場合の引張強度(左)と弾性係数(右)の実験と解析の比較

これまで各節で述べてきた有効収縮駆動力(湿度勾配に伴う収縮駆動力の低減)、水分状態に応じた局所的な引張強度増加、微細ひび割れ発生による水分流束増加を考慮した解析による供試体の微細ひび割れ発生状況を図 3.5.4 と図 3.5.5 に示す。既存モデルによる図 3.2.5、図 3.2.6 と比較して、微細ひび割れ発生領域が変化している。これが、部材全体としての引張強度と弾性係数の解析結果に影響を及ぼしていると考えられる。すなわち、図

3.5.3 に示した解析の挙動は、3.3 節と 3.4 節までの提案モデルの適用によって表面の微細ひび割れが減少して強度と弾性係数の解析結果が増加し、3.5 節の提案モデルの適用によって表面の微細ひび割れが若干増加して強度と弾性係数の解析結果が減少したと考えられる。有効収縮駆動力の考慮、乾燥による局所引張強度の増加、表面近傍のひび割れ発生と水分逸散量の増加といったそれぞれのプラスとマイナスの影響が複合することによって、部材としての巨視的な引張強度や弾性係数の複雑な挙動が表れているのである。

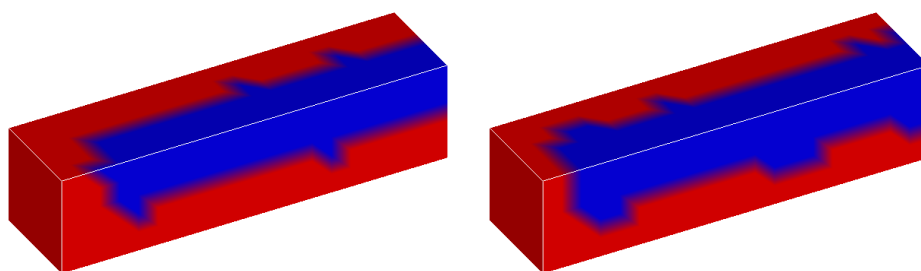


図 3.5.4 供試体のひび割れ発生状況（左：既存モデル，右：3.3 節）

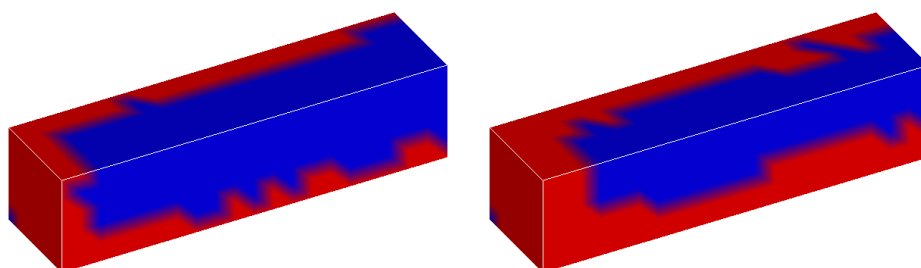


図 3.5.5 供試体のひび割れ発生状況（左：3.4 節，右：3.5 節）

本節までのまとめとして、既存モデルの乾燥養生と封緘養生、提案モデル（式(3.5.3)中の係数は 12.0）の乾燥養生と封緘養生の違いについて比較した結果を図 3.5.6 に示す。封緘養生の解析結果では、引張強度と弾性係数のどちらも既存モデルと提案モデルで差が生じていないことがわかる。一方、乾燥養生の解析結果では、引張強度と弾性係数のいずれも既存モデルより大きくなっている。すなわち、これまでに述べてきた表面近傍に発生するひび割れの抑制や局所的な引張強度の増加によって、解析の精度が改善されたためと考えられる。

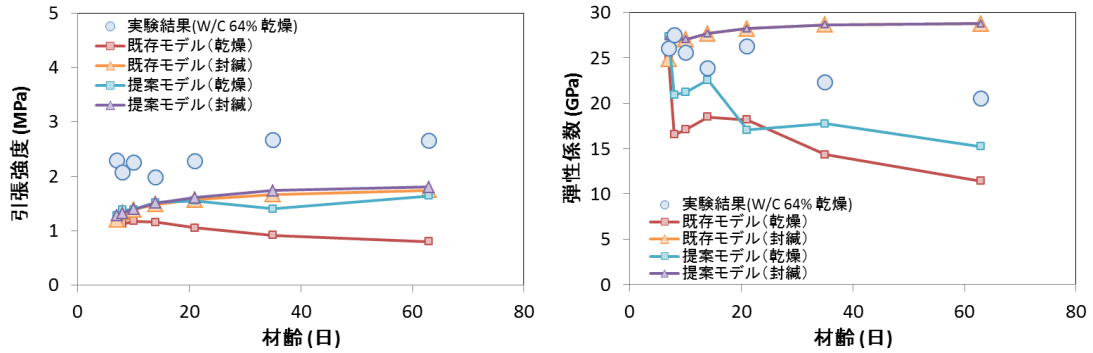


図 3.5.6 引張強度（左）および弾性係数（右）の乾燥養生と封緘養生の違い

なお、解析結果は、封緘養生においても引張強度が実験値より小さい傾向が見られるが、これは第 2 章で述べた式 (2.5.20) による圧縮強度の解析精度の影響と考えられる。本提案モデルの骨格部の引張強度は、圧縮強度の精度に依存する。図 3.5.7 に示す様に、解析は実験の圧縮強度よりも低めの結果となっており、これが引張強度を低く算出している原因として考えられる（圧縮強度の感度の影響については、付録 1 に記す）。なお、実験では、64%という高い水セメント比にも関わらず圧縮強度が 30MPa を超える強度に達している。この原因の詳細は不明であるが、セメントの品質がモデルの想定する平均的な品質のものよりも良好であったためと思われる。

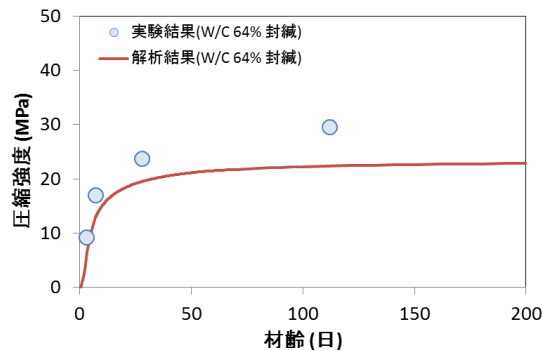


図 3.5.7 圧縮強度の比較

3.6 提案モデルの検証

3.6.1 引張強度

上田らの実験¹⁶⁾以外のケースとして、水セメント比 31%、42%、53%について、水中養生を基本として材齢 1、7、28 日に乾燥を開始した望月らによる実験⁴⁵⁾と解析の比較を示す(図 3.6.1～図 3.6.3)。既存モデルは、乾燥開始後に全て強度が低下している。提案モデルによる解析結果では、乾燥後に強度が増加する傾向が出ており、比較的实验の傾向を表現できていると考えられる。

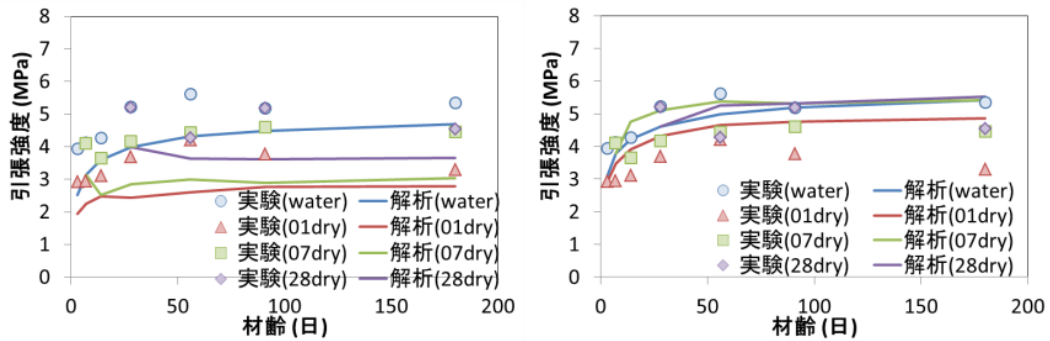


図 3.6.1 W/C 31%の引張強度の比較 (左: 既存モデル, 右: 提案モデル)

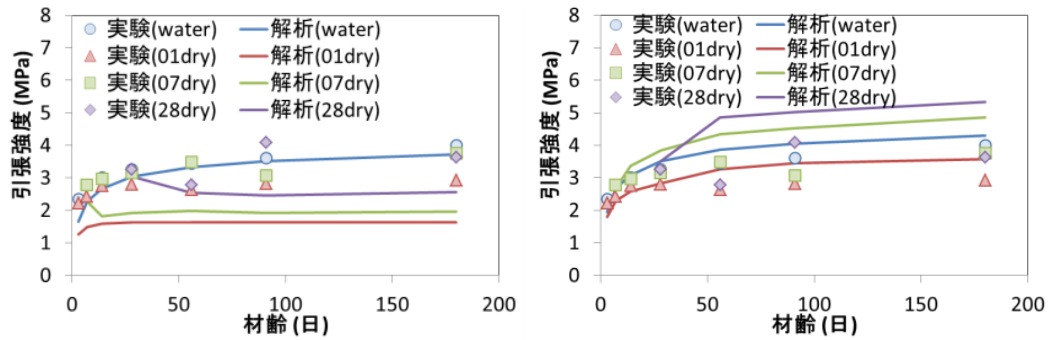


図 3.6.2 W/C 42%の引張強度の比較 (左: 既存モデル, 右: 提案モデル)

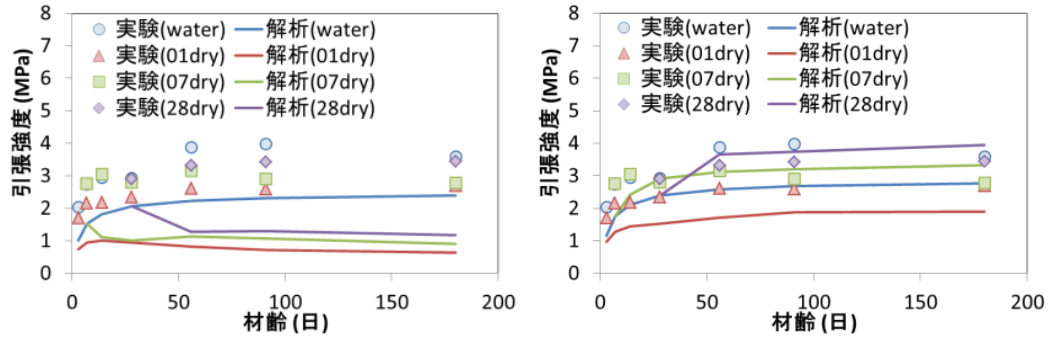


図 3.6.3 W/C 53%の引張強度の比較 (左: 既存モデル, 右: 提案モデル)

3.6.2 水分逸散量

これまで、DuCOM-COM3を用いたモルタルやコンクリートの供試体の水分逸散量は、様々な条件に対してその精度が検証されてきた^{13),15)}。そこで、表面近傍に微細ひび割れ発生後の水分流束の変化の影響を確認するため、既存モデルによる水分逸散量との比較を行った(図3.6.4~図3.6.5)。既存モデルによる解析では、微細き裂発生後も水分流束が変化しないため、高水セメント比の初期材齢に乾燥を開始したケースにおいて若干実験結果よりも小さい傾向を示している。

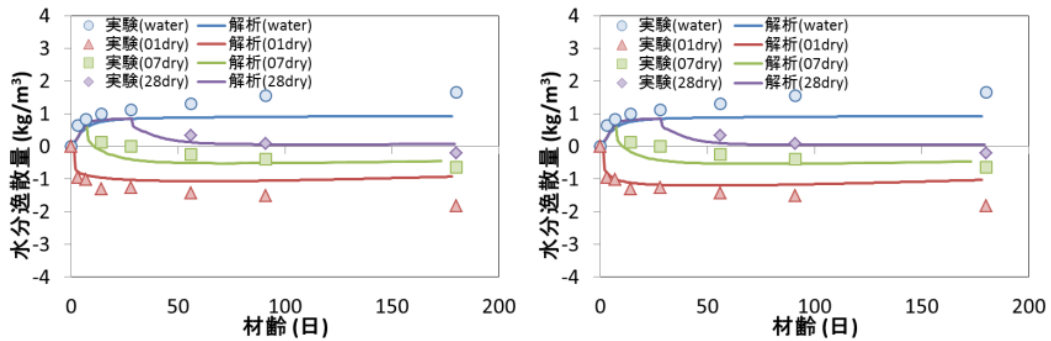


図 3.6.4 W/C 31%の水分逸散量の比較 (左：既存モデル, 右：提案モデル)

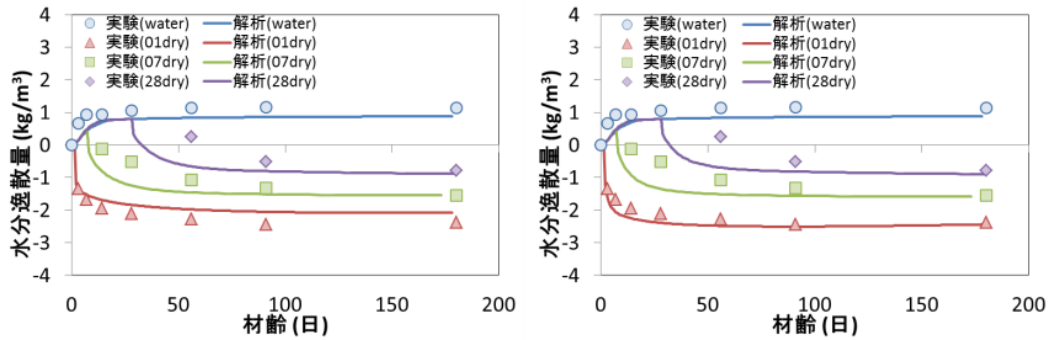


図 3.6.5 W/C 42%の水分逸散量の比較 (左：既存モデル, 右：提案モデル)

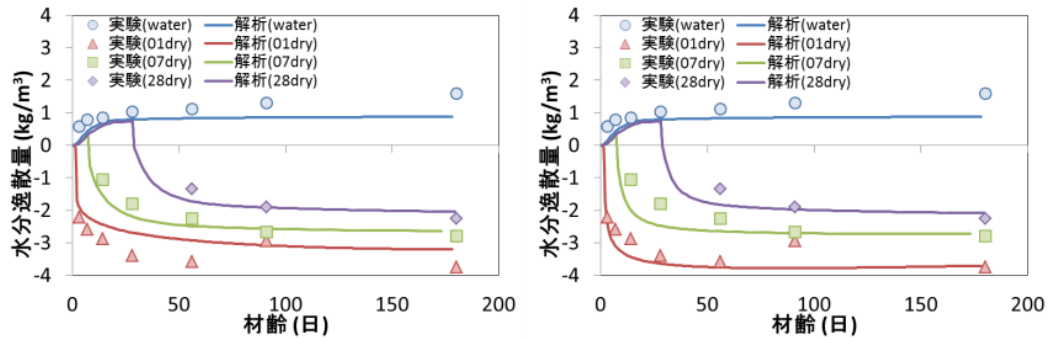


図 3.6.6 W/C 53%の水分逸散量の比較 (左：既存モデル, 右：提案モデル)

3.7 本章のまとめ

本章では，DuCOM-COM3 をフレームワークとして活用し，供試体としての引張強度，乾燥収縮，水分逸散量について検討を行った．

既存モデルをそのまま適用した場合，乾燥収縮ひび割れ発生とそれを含む供試体の挙動を解析で再現できないことを示した．

湿度勾配に伴う表面近傍の微細き裂の影響について，微視的メカニズムに基づいた収縮駆動力が巨視的なコントロールボリュームに対する収縮へ寄与できなくなることを考慮した有効収縮駆動力モデルを提案した．さらに，乾燥に伴う局所的な引張強度の増加と，ひび割れの発生による水分流束の変化を同時に考慮することにより，供試体としての巨視的な引張強度を良好に解析で再現できることが確認された．

第3章の参考文献

- 1) Wittmann, F. H. (三橋博三訳) : コンクリートの内部構造と力学的特性, コンクリート工学, Vol.21, No.3, pp.19-30, 1983.
- 2) J. Bisschop, J. G. M. van Mier : How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy?, *Cement and Concrete Research*, 32, pp.279-287, 2002.
- 3) 岡村甫, 前川宏一 : 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, 第360号/V-3, pp.3-12, 1985.8
- 4) 前川宏一, 長谷川俊明 : コンクリート構成則の研究動向と課題, コンクリート工学, Vol.32, No.5, pp.13-22, 1994.5
- 5) 樋口優香 : コンクリートの乾燥収縮とその力学的性質への影響に関する研究, 名城大学修士論文, 2013.2
- 6) Bazant, Z. P., Planas, J. : *FRACTURE AND SIZE EFFECT in Concrete and Other Quasibrittle Materials*, CRC Press, 1997.12
- 7) Bazant, Z. P., Lin, F. B. : Nonlocal Smeared Cracking Model for Concrete Fracture, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.114, No.11, pp.2493-2510, 1988.11
- 8) 吉川弘道, 西藤厚, 金刀督純 : 引張強度の空間的変動を考慮したコンクリートの FEM 破壊シミュレーション, コンクリート工学論文集, 第7巻, 第2号, pp.103-117, 1996.7
- 9) 松尾真紀, 恩田雅也, 二羽淳一郎 : ひずみの局所化領域を含むコンクリートの有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.151-156, 1999.
- 10) 権庸吉, 上田尚史, 中村光, 国枝稔 : 積分型非局所構成則の2次元RC部材への適用に関する基礎的研究, 応用力学論文集, Vol.8, pp.413-422, 2005.4
- 11) Okui, Y., Horii, H., Akiyama, N. : A continuum theory for solids containing microdefects, *Int. J. Eng. Sci.*, Vol.31, No.5, pp.735-749, 1993.
- 12) 車谷麻緒, 寺田賢二郎 : 材料内部の微細ひび割れ形成に着目した準脆性材料の寸法効果発現メカニズム, 土木学会論文集A, Vol.65, No.1, pp.-216-227, 2009.2
- 13) Maekawa, K., Chaube, R. and Kishi, T. : *Modeling of Concrete Performance*, E & FN SPON, 1999.
- 14) Maekawa, k., Okamura, H. : *Nonliner Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 1999.
- 15) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T. : *Multi-Scale Modeling of Structural Concrete*, Taylor & Francis, 2009.
- 16) 上田賢司, 佐藤嘉昭, 清原千鶴 : コンクリートの直接引張強度に及ぼす乾燥の影響に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No.51, pp.828-833, 1997.
- 17) 石田哲也, Yao LUAN : 水和収縮と細孔内水分の形態に立脚した収縮駆動モデルの再構築, 土木学会論文集, Vol.68, No.4, pp.422-436, 2012.12
- 18) 下村匠 : 細孔容積分布密度関数に基づくコンクリートの乾燥収縮モデル, 東京大学学位論文, 1993.9
- 19) Grasley, Z. C., Lange, D. A., D' Ambrosia, M. D. : Internal relative humidity and drying stress gradients in concrete, *Materials and Structures*, 39, pp.901-909, 2006.
- 20) Grasley, Z. C., Lange, D. A. : Thermal dilation and internal relative humidity of hardened cement paste, *Materials and Structures*, 40, pp.311-317, 2007.
- 21) 秋田宏, 藤原忠司, 尾坂芳夫 : 含水率分布にもとづいた乾燥収縮応力の評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.1, pp.403-408, 1991.6
- 22) 阿波稔, 大塚浩司, 今野洋一 : 乾燥によりコンクリート表面に発生する微細ひび割れの性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.1, pp.725-730, 1995.
- 23) 全振煥, 百瀬春基, 関田徹志, 三橋博三 : スマートマテリアル化した人工軽量骨材を用いた高耐久性コンクリートの開発, 鹿島技術研究所年報, 第57号, 2009.9
- 24) 池田翔大, 永井学志, 胡桃澤清文 : イメージベースモデリングによるセメントペーストの弾性係数推定に関する基礎的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.499-504, 2009.

- 25) C. -J. Haecker, E. J. Garboczi, J. W. Bullard, R. B. Bohn, Z. Sun, S. P. Shah, T. Vogt : Modeling the linear elastic properties of Portland cement paste, *Cement and Concrete Research*, 35, pp.1948-1960, 2005.
- 26) 平岩陸：コンクリートの収縮に及ぼす骨材の影響に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32, No.1, pp.419-424, 2011.7
- 27) 長谷川俊昭：数値解析手法の現状と課題，コンクリート工学，Vol.37, No.9, pp.34-45, 1999.9
- 28) Pijaudier-Cabot, G., and Bazant, Z. P. : Nonlocal damage theory, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.113, No.10, pp.1512-1533, 1987.10
- 29) 松尾真紀：局所挙動を表現する有限要素モデルを用いた RC 構造のひび割れ進展と付着性状評価，東京工業大学学位論文，2002.11
- 30) Geers, M. G. D., de Borst, R., and Peerlings, R. H. J. : Damage analysis of notched concrete beams loaded in four-point-shear, *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Proceedings of FRAMCOS-3, AEDIFICATIO Publishers, Germany, pp.981-992, 1998.
- 31) De Borst, R., and Muhlhaus, H. B. : Continuum models for discontinuous media, *Fracture Process in Concrete, Rock and Ceramics*, pp.601-618, 1991.
- 32) 岡島達雄：コンクリートの強度・ヤング係数水分の関係，コンクリート工学，Vol.32, No.9, pp.20-23, 1994.9
- 33) 岡島達雄：コンクリートの力学的性質と水分，セメント・コンクリート，No.464, pp.18-26, 1985.10
- 34) Biot, M. A. : General theory of three-dimensional consolidation, *J. Appl. Phys.* Vol.12, pp.155-164, 1941.
- 35) 徳永朋祥：準静的多孔質弾性論に基づく地盤・岩盤と間隙水の相互作用と地球科学的意義，*地学雑誌*，115(3), pp.262-278, 2006.
- 36) 愛知正温，徳永朋祥：多孔質弾性体中の二相流・変形連成過程の定式化，*地学雑誌*，121(1), pp.39-52, 2012.
- 37) 堀素夫：表面エネルギーから見たセメント硬化体の強さ，*窯業協会誌*，Vol.70, pp.54-59, 1962.
- 38) 松沢晃一，橘高義典：高温加熱の影響を受けたコンクリートの破壊特性に及ぼす材齢及び養生の影響，*日本建築学会構造系論文集*，第78巻，pp.1027-1034, 2013.6
- 39) 小林英男：破壊力学，共立出版株式会社，2009.9
- 40) 藤松進，徳富久二：コンクリートの破壊条件と Griffith 放物線，*日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）*，pp.53-54, 1971.11
- 41) 川畑三彦，徳富久二：コンクリート強度における Griffith の破壊条件について，*日本建築学会九州支部研究報告*，31号，pp.109-112, 1989.3
- 42) 浅本晋吾，石田哲也：微細空隙中の液体特性に着目したコンクリートの時間依存変形機構の検討，*土木学会論文集*，No.760, Vol.63, pp.159-172, 2004.5
- 43) Bazant, Z. P., Sener, S. and Kim, J. : Effect of Cracking on Drying Permeability and Diffusivity of Concrete, *ACI, Materials Journal*, No.84, pp.351-357, 1987.9.
- 44) 西利明，下村匠，佐藤博之：ひび割れを有するコンクリート中における水蒸気の拡散移動のモデル化，*コンクリート工学年次論文報告集*，Vol.21, No.2, pp.859-864, 1999.
- 45) 望月昭宏，澤本武博，飛内圭之，辻正哲，樋口正典：コンクリートの配合および初期の水中養生期間が強度特性に及ぼす影響，*ものづくり大学紀要*，第3号，pp.62-67, 2012.4

第4章

乾燥条件下における骨材とセメント硬化体の相互作用

4.1 はじめに

4.1.1 骨材収縮とセメント硬化体の相互作用

複合材料であるコンクリートは骨材の影響を大きく受けるものの、それらが乾燥収縮ひび割れに対してどのような影響を及ぼすのかについて、定量的に評価するに至っていない。第3章では、水分状態に応じたコンクリートの応力緩和や局所的な引張強度の増加、微細ひび割れ発生に伴う水分流束の変化といった影響について考察を行い、DuCOM-COM3のフレームワークに改良を行ってきた。ただし、前章までは、骨材とセメント硬化体の相互関係を無視できる条件に対象を絞り、主に供試体レベルの引張強度に着目して検証を行ってきたものである。

コンクリートが収縮する際、骨材とセメント硬化体の収縮差によって骨材周囲に微細き裂が多数発生し、それによって巨視的な収縮挙動に影響を及ぼすことは既に述べた¹⁾(第3章 図3.3.3)。また、骨材界面やセメント硬化体中に生じる微細き裂が、供試体の引張強度や質量減少率に影響を及ぼすことも報告されている²⁾。北口らは、石灰岩や砂岩といった骨材種の異なるコンクリートを用いて供試体断面の主ひずみ分布を計測している³⁾。図4.1.1に示す様に、骨材収縮の小さい石灰岩を用いた場合、供試体内部まで微細き裂が発生しているのに対し、骨材収縮の大きい砂岩と川砂利は、表面近傍付近に微細き裂が発生しているものの、供試体内部への微細き裂の進展は少ないことが報告されている。これは、骨材

の収縮量が多い場合、コンクリートとしての乾燥収縮量も増加し、内部と表面の収縮差による内部拘束によって表面近傍に微細ひび割れが発生する。一方、骨材の収縮量が小さい場合には、コンクリートとしての収縮は小さくなるがセメント硬化体の収縮が骨材から拘束される影響が大きくなるため、供試体内部にも微細き裂が発生することを示していると考えられる。従って、コンクリートの乾燥収縮ひび割れに影響を及ぼす力学特性を評価するためには、骨材とセメント硬化体の相互作用についても検討する必要があると考えられる。

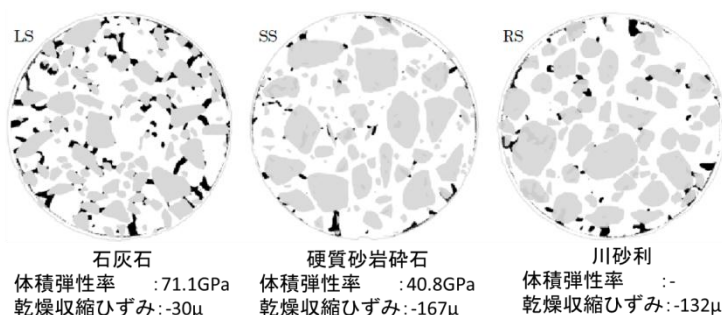


図 4.1.1 乾燥 44 日後の最大主ひずみ分布 (RH 60%)³⁾

4.1.2 本章の位置づけ

第3章で提案したモデルでは、乾燥条件下において骨材が収縮する等、骨材とセメント硬化体の相互作用による影響が大きく表れると考えられる状況については考慮されていない。近年、骨材事情の悪化等から収縮量の大きい低品質骨材を使わざるを得ない状況も生じており、実務への適用性の観点からも骨材収縮の影響が無視できないケースについて検討を進める必要があると考えられる。

第4章における本研究の特色は、第3章と同様に DuCOM-COM3 のフレームワークを基に、供試体よりも1オーダー小さい 10^{-2}m (1cm) のコントロールボリュームに着目し、乾燥条件下におけるコンクリートの骨材収縮の影響を考慮して、分散ひび割れモデルの構成則と統一的に扱う手法を構築することにある。すなわち、骨材とセメント硬化体の相互作用がコンクリートの挙動に及ぼす影響に着目する。そして、 10^{-1}m (10cm) 程度の寸法の供試体について、断面内の各位置における骨材収縮の影響を考慮し、骨材収縮の影響を無視できない乾燥条件下の引張強度を予測できるようにする。

4.2 第3章提案モデルによる骨材収縮を考慮した解析

4.2.1 解析概要

最初に、大野・魚本によって実施された実験^{4),5)}と、第3章の提案モデルを用いた解析の比較を行う。本実験は、「圧縮強度」、「引張強度」、「乾燥収縮ひずみ」、「JIS 1151 拘束されたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験」が同時に行われたものである。強度および乾燥収縮ひずみの解析メッシュは、第3章と同様に10×10×40cm 供試体の1/8の範囲を3次元にてモデル化し、1×1×1cmの要素寸法とした(図4.2.1左)。JISの乾燥収縮ひび割れ試験は、図4.2.1右に示す様に、拘束鋼材を含めて1/8の範囲を3次元でモデル化し、試験区間の要素寸法は1×1×1cmの立方体とした。コンクリートの配合と環境条件は、実験と同一の条件(温度20℃、湿度60%環境で材齢7日に乾燥開始)を与えた。

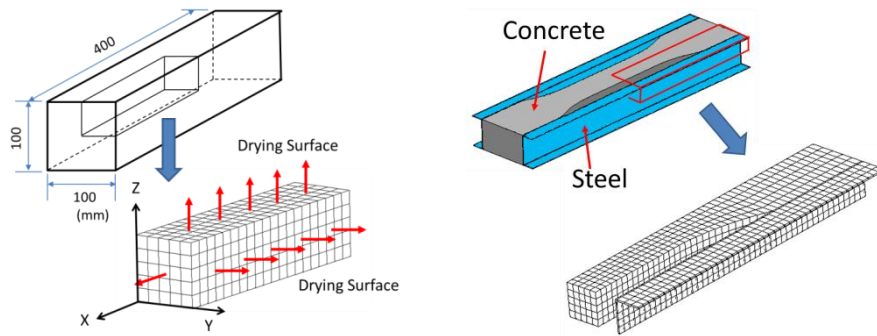


図4.2.1 解析メッシュ(左:10×10×40cm 供試体, 右: JIS 1151 乾燥収縮ひび割れ試験)

JIS 乾燥収縮ひび割れ試験の解析は、事前に図4.2.2に示す1/1のフル3次元モデルと上記1/8モデルで比較を行い、両者の差が小さいことを確認した。これは、1/1のフル3次元モデル(要素数:約12500)の計算時間短縮を目的としたためであるが、コンクリートの微細ひび割れ進展や拘束鋼材とのバランスによる応力再分配の影響がモデル化の違いによって現れないかどうかを事前に確認したためである。

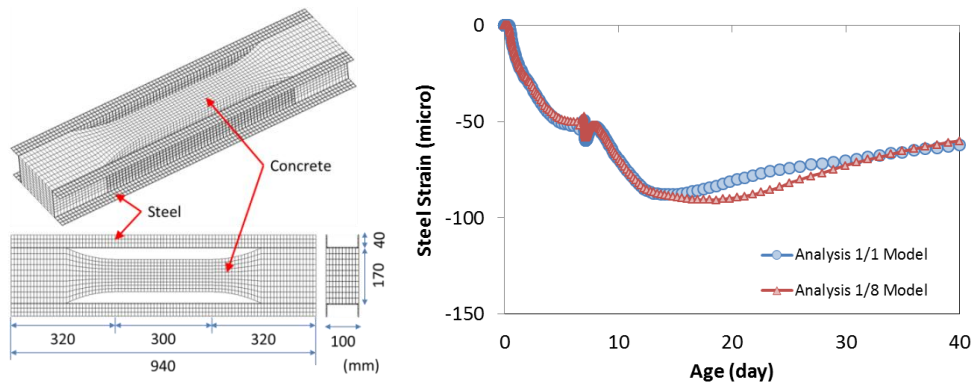


図4.2.2 1/1モデルと1/8モデルのメッシュ, 及び解析結果の比較(右: 拘束鋼材ひずみ)

4.2.2 第3章の提案モデルによる解析結果

(1) 圧縮強度

図4.2.3に圧縮強度に関する大野らの実験^{4),5)}と解析の比較を示す。実験で実施された水セメント比は、30%、45%、60%の3種類である。解析は、水セメント比30%のケースにおいて実験よりも若干高め、60%のケースにおいて低めの傾向と思われるが、おおよそ実験の傾向を再現できていると考えられる。

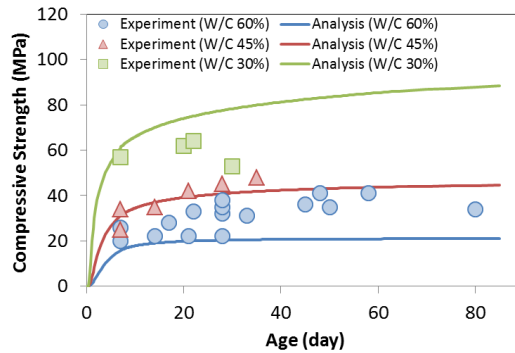


図 4.2.3 圧縮強度の実験と解析の比較

(2) 乾燥収縮ひずみ

第2章で述べた式(2.5.19)の絶乾時の最大骨材収縮量を 0μ と 650μ の2種類に変化させた $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体の乾燥収縮ひずみの解析結果を図4.2.4に示す。最大骨材収縮量を 0μ とした解析は、水セメント比に関わらず実験結果よりも明らかに小さい傾向を示している(図4.2.4左)。一方、最大骨材収縮量を 650μ とした解析では、水セメント比60%のケースにおいて乾燥収縮ひずみが実験よりも大きくなっているが、30%と45%のケースと合わせて総合的に見れば、おおよそ実験の傾向を表現できていると考えられる(図4.2.4右)。

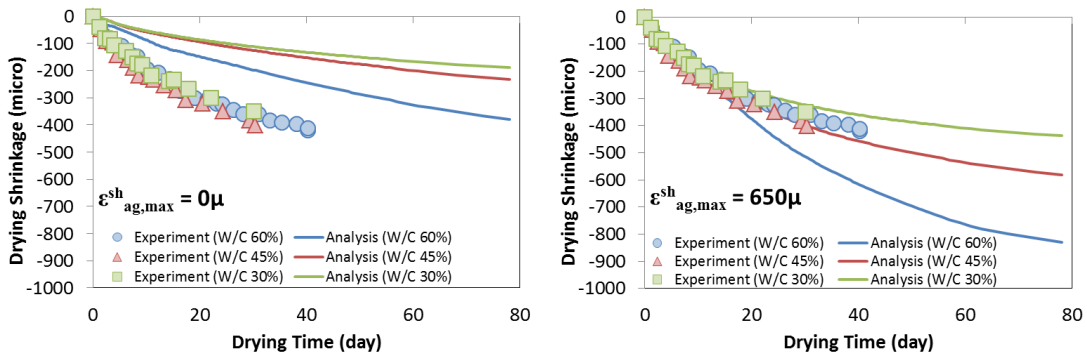


図 4.2.4 $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体の収縮ひずみ (左: 0μ , 右: 650μ)

図4.2.4で示した解析の差は、ひび割れの発生領域（軟化域に達した要素）による影響も考えられる。そこで、引張強度を十分に大きく設定することでコンクリートとして軟化しない（ひび割れが発生しない）と仮定した解析を図4.2.5に示す。図4.2.5に示す様に、たとえコンクリートにひび割れが発生しなかったとしても、骨材の収縮を考慮しなければ10×10×40cm 供試体の乾燥収縮ひずみを適切に表現できないケースであることがわかる。すなわち、本ケースは骨材収縮の影響を無視できないケースであると考えられる。

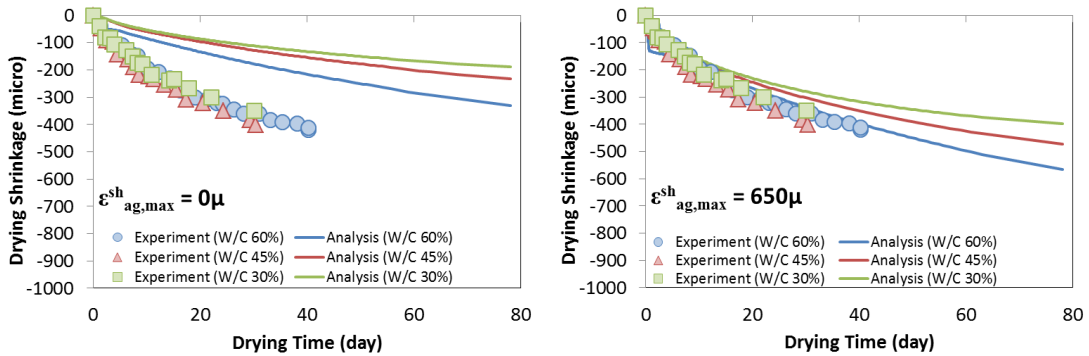


図4.2.5 軟化しない場合の10×10×40cm 供試体の収縮ひずみ（左：0μ，右：650μ）

(3) 引張強度

同様に、引張強度の実験と解析の比較を図4.2.6に示す。引張強度の解析は、第3章と同様に強制変位を軸引張方向に与え、最大荷重を断面積で除したものを引張強度とした。

最大骨材収縮量を0μとした引張強度の解析は、実験の傾向を比較的良く再現できていると考えられる（図4.2.6左）。一方、最大骨材収縮量を650μとした引張強度の解析では、いずれの水セメント比においても、明らかに実験よりも小さくなる傾向を示している（図4.2.6右）。先に述べた様に、乾燥収縮ひずみの解析では、骨材収縮を考慮しなければ実験の傾向を再現できなかった。しかし、引張強度の解析では、骨材収縮を考慮することによって実験結果から乖離する傾向となり、骨材収縮が解析精度に及ぼす影響が乾燥収縮ひずみと引張強度で逆になっている。

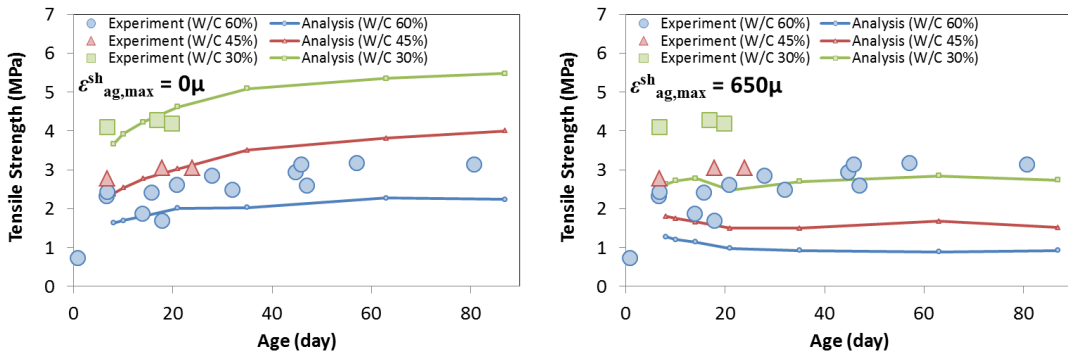


図4.2.6 引張強度の実験と解析の比較（左：0μ，右：650μ）

(4) JIS 乾燥収縮ひび割れ試験

次に、同時に実施された JIS 1151 乾燥収縮ひび割れ試験について、拘束鋼材に導入されたひずみの実験と解析の比較を図 4.2.7 に示す。実験では、材齢 20 日付近でいずれの水セメント比においてもコンクリートに貫通ひび割れが発生し、拘束鋼材のひずみが解放されている。また、水セメント比 30%の実験では、貫通ひび割れ発生前において微細ひび割れ発生の影響と思われる応力の再分配により、拘束鋼材のひずみが複雑な挙動を示している。

最大骨材収縮量を 0μ とした解析の場合、拘束鋼材に導入されるひずみは、なだらかに増加し続ける傾向となっている (図 4.2.7 左)。一方、最大骨材収縮量を 650μ とした解析では、貫通ひび割れの発生によって拘束鋼材のひずみが解放される傾向は表現できているものの、拘束鋼材のひずみは実験より小さい傾向となっている (図 4.2.7 右)。

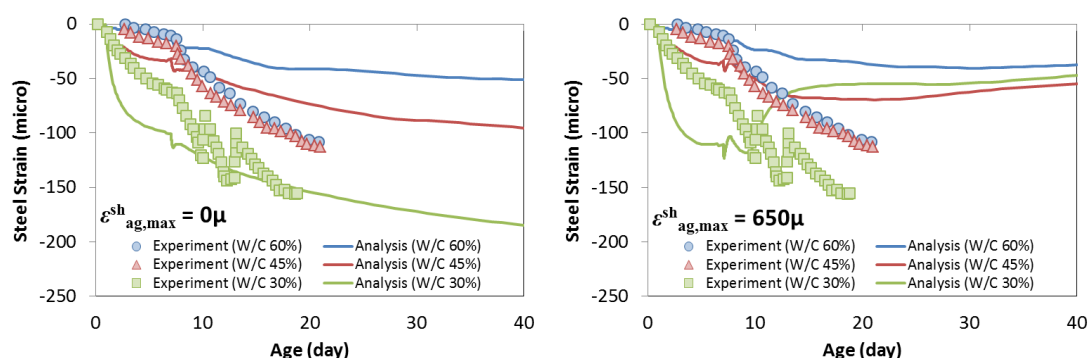


図 4.2.7 JIS 1151 乾燥収縮ひび割れ試験における拘束鋼材のひずみ

図 4.2.8 と図 4.2.9 にそれぞれの解析結果のひずみコンター図を示す。骨材収縮を無視した解析では、若干のひび割れ進展が見られるものの、水セメント比の違いに関わらず貫通ひび割れの成長には至っていない (図 4.2.8)。一方、骨材収縮を考慮した解析では、微細ひび割れの増加傾向と同時に、ひずみが集中化して貫通ひび割れへと進展している傾向が見られる (図 4.2.9)。このようなひずみ分布の傾向が、拘束鋼材に導入されるひずみの「なだらかに増加し続ける」「貫通ひび割れ発生によって解放される」といった挙動の違いとして現れたと考えられる。解析による JIS の乾燥収縮ひび割れ試験は、コンクリートの収縮挙動と引張強度が同時に影響するため、先に述べた乾燥収縮ひずみと引張強度の両方が適切でなければ、実験の傾向を表現できないと考えられる。

第4章 乾燥条件下における骨材とセメント硬化体の相互作用

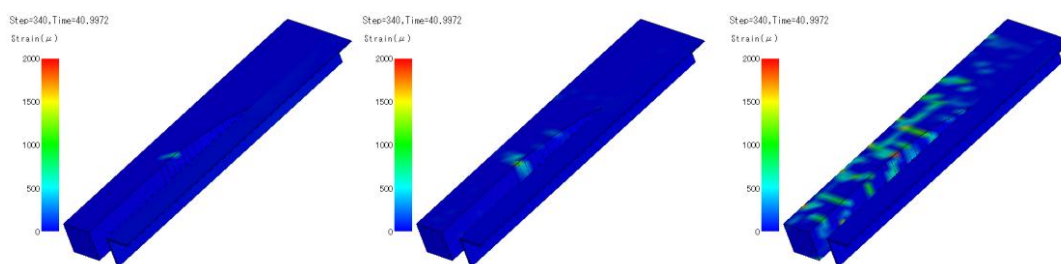


図 4.2.8 JIS 乾燥収縮ひび割れ試験の解析によるひずみコンター図
最大骨材収縮量 0μ ，材齢 40 日
(左 : W/C 35%，中 : W/C 42%，右 : W/C 50%)

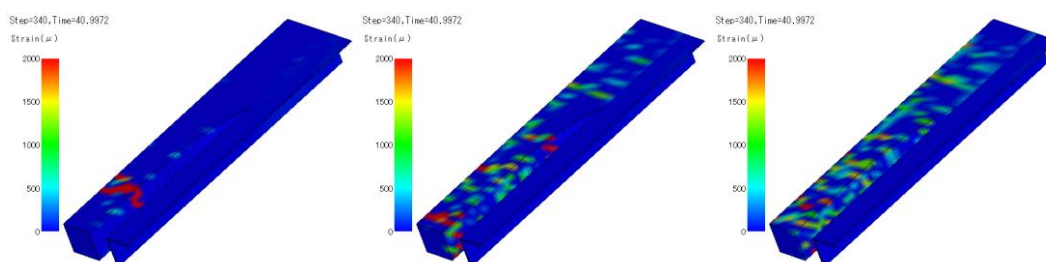


図 4.2.9 JIS 乾燥収縮ひび割れ試験の解析によるひずみコンター図
最大骨材収縮量 650μ ，材齢 40 日
(左 : W/C 35%，中 : W/C 42%，右 : W/C 50%)

4.3 骨材収縮の影響を考慮した準微細ひび割れモデル

4.3.1 骨材収縮の影響に関する課題

前節で述べた様に、乾燥収縮ひずみの解析では、骨材収縮の影響（最大骨材収縮量 650μ ）を考慮する必要があった。一方、引張強度の解析では、骨材収縮の影響を無視（最大骨材収縮量 0μ ）した方が実験の傾向と一致する結果となった。第3章で提案したモデルでは、乾燥収縮と引張強度に関して骨材収縮が解析精度に及ぼす影響が逆になっていることが確認された。この原因として、第3章までに考慮したこと以外の現象がモデルに反映されていないためと考えるのが自然である。

そこで、乾燥に伴う断面内の応力の分布について、骨材収縮によってどのように変化するかを調べた結果を図4.3.1に示す。図4.3.1は、前節4.2の $10\times 10\times 40\text{cm}$ 供試体の解析において、コンクリートは軟化しない（ひび割れが発生しない）と仮定した時、供試体断面で各材齢において供試体の軸方向に発生する応力(σ_x)の分布である。最大骨材収縮量を 0μ とした場合の表面近傍に発生する引張応力に対し、最大骨材収縮量が大きくなるほど、表面近傍に発生する引張応力が増加する傾向が見てとれる。すなわち、骨材収縮がコンクリートとしての収縮増大に寄与するため、コンクリート表面と内部の収縮差による内部拘束が増大し、表面近傍で発生するひび割れを過剰に評価している可能性が考えられる。

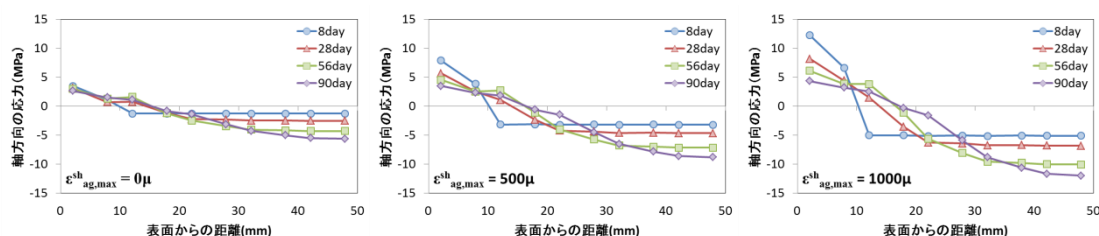


図 4.3.1 骨材収縮の違いによる断面内の応力分布
(最大骨材収縮量の入力値 左: 0μ , 中: 500μ , 右: 1000μ)

4.3.2 巨視的なコンクリートの引張応力発生に対する骨材の寄与

(1) 骨材中の水分と骨材収縮量

上記で述べた様に、骨材収縮を考慮した解析では、表面近傍に発生するひび割れを過剰に評価している可能性がある。この解析結果の原因の一つとして、乾燥に伴う表面近傍の湿度低下で骨材の収縮量が増加し、表面近傍のコンクリートとしての収縮量増加によって内部拘束を増大させる影響が考えられる。すなわち、既存モデルの骨材中の湿度と骨材収縮量の関係⁶⁾において、骨材収縮量を大きく見積もっている可能性である。しかし、既存モデルは、骨材単体としての湿度と収縮量の関係から定められたものであり、様々な収縮性状の骨材を用いたコンクリートとしての乾燥収縮についても適用性が検証されている⁶⁾。従

って、既存モデルの骨材中の湿度と骨材収縮量の関係以外に原因が存在していると考えられる。

(2) 骨材周囲に発生する微細き裂の影響

一般に骨材周囲には遷移帯やブリージングによって弱点部が形成される。図 4.3.2 の様にコンクリートとしての引張応力条件下において骨材が収縮する場合、セメント硬化体と骨材の剥離等を促進することが予想され、実験においてもセメント硬化体中や骨材とセメント硬化体界面に剥離や微細き裂の発生が観察されている^{1),7)}。セメント硬化体と骨材の剥離（界面の微細き裂発生）がコンクリートとしての挙動に与える影響を定量的に評価することは困難である。しかし、コンクリートの乾燥進行過程において湿度勾配による内部拘束が生じ、表面近傍で骨材とセメント硬化体の両方が引張応力を負担する状況を想定した時、骨材界面の剥離によって定性的にはコンクリートの引張応力発生に対する骨材の寄与が小さくなると考えられる。

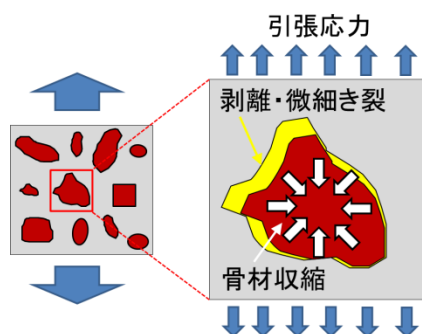


図 4.3.2 骨材周囲の剥離・微細き裂発生イメージ

2.1 節の式(2.1.8)～式(2.1.12)で示した 2 相系による既存の時間依存構成モデルは、骨材とセメント硬化体が完全に一体化しているとの仮定でコンクリートの応力を算出しているため、上記で述べた骨材とセメント硬化体の剥離の影響は考慮されていない。従って、本節(1)の解析で検討を行った表面近傍のひび割れを過剰に評価しているのは、乾燥による湿度勾配環境下において、表面近傍の引張応力算出時に骨材の剥離や骨材周囲の微細き裂発生を考慮していないことが原因の一つとして推測される。しかし、2 相系材料の応力のやり取りを骨材界面の剥離の影響を含めてモデル化することは容易ではない。さらに、既存の時間依存構成モデルに修正を行うと、これまでに検証が行われてきたクリープ挙動にも影響を及ぼし、骨材とセメント硬化体界面の剥離の影響に着目することが難しくなる。そこで、本研究では、骨材とセメント硬化体が完全に一体化しているとの仮定を基にして構築された既存の時間依存構成モデルに修正を加えずに、骨材界面の剥離や微細き裂の影響を表現することを試みる。

2相系で表現されるコンクリートの体積応力 σ_0 は、式(2.1.8)で示した様に、骨材の応力とセメント硬化体の応力の和として表現されている。また、図4.3.3に示す様に、骨材の応力とセメント硬化体の応力は、式(2.1.10)および式(2.1.13)より求められる。

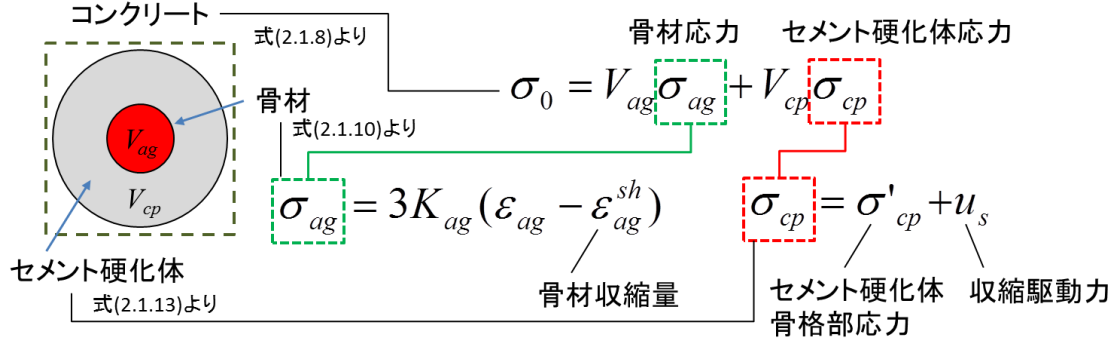


図4.3.3 2相系モデルによる応力

ここで、セメント硬化体骨格部の応力 σ'_{cp} は、仮想水和殻の応力と仮想水和殻の厚さ（水和度の増分 $\Delta\psi$ ）の積を加算したもので表される⁸⁾。

$$\sigma'_{cp} = \sum(\sigma_{ly} \cdot \Delta\psi) \quad (4.3.1)$$

2.5節で述べた仮想水和殻のレオロジーモデルによる応力 σ_{ly} は、時間領域に関して離散化することで、セメント硬化体のひずみの関数として表現される⁸⁾。

$$\sigma'_{cp} = D\varepsilon_{cp} + C \quad (4.3.2)$$

ここで、 D 、 C ：時間領域に関して離散化されたレオロジーモデルの弾性、粘弾性、粘塑性、塑性の力学情報に関わるものである。本稿で D と C の詳細⁸⁾は省略するが、 D と C を係数と見なして式(4.3.2)および式(2.1.8)～式(2.1.12)を ε_{ag} と ε_{cp} について解くと次式が得られる。

$$\varepsilon_{ag} = \frac{(D+4G_{cp})\varepsilon_0 + V_{cp}(C-u_s + 3K_{ag}\varepsilon_{ag}^{sh})}{(3K_{ag} + 4G_{cp})V_{cp} + (D+4G_{cp})V_{ag}} \quad (4.3.3)$$

$$\varepsilon_{cp} = \frac{(3K_{ag} + 4G_{cp})\varepsilon_0 - V_{ag}(C-u_s + 3K_{ag}\varepsilon_{ag}^{sh})}{(3K_{ag} + 4G_{cp})V_{cp} + (4G_{cp} + D)V_{ag}} \quad (4.3.4)$$

上式で示した様に、 D と C を係数とすれば、骨材とセメント硬化体の応力は、それぞれのひずみを介して骨材の体積剛性 K_{ag} 、骨材のせん断剛性 G_{ag} 、セメント硬化体の体積剛性 K_{cp} 、セメント硬化体のせん断剛性 G_{cp} 、収縮駆動力 u_s 、骨材収縮量 ε_{ag}^{sh} 、コンクリートのひ

ずみ ε_0 によって求められることがわかる。ここで、コンクリートのひずみ ε_0 は入力値であり、収縮駆動力 u_s はセメント硬化体の収縮駆動力であるため、骨材とセメント硬化体の剥離の影響を考慮するものではない。骨材とセメント硬化体の剥離によるコンクリートとしての応力変化は、それぞれの剛性または骨材収縮量の変化によって表現できると考えられるが、剛性は体積剛性とせん断剛性の関係までを決定しなければならないのに対し、骨材収縮量は 1 変数のみである。そこで、本研究では、骨材収縮量を骨材とセメント硬化体の剥離の影響を表現する変数として採用することとした。これは、巨視的なコンクリートとしての引張応力発生に対し、骨材とセメント硬化体界面の剥離によって骨材の寄与が減少する影響を、見かけ上骨材収縮量が減少するとして表現したものである。

乾燥の進行によって表面近傍のコンクリートが引張応力状態となるのに対し、内部のコンクリートは圧縮状態となるため、骨材とセメント硬化体は密着すると考えられる。また、湿度勾配が生じない程度に極めてゆっくりとコンクリートが乾燥する場合においても、表面近傍には内部拘束によるコンクリートとしての引張応力は発生せず、収縮量の大きいセメント硬化体には引張応力が、相対的に収縮量の小さい骨材には圧縮応力が作用し、セメント硬化体と骨材はより密着すると考えられる (図 4.3.4)。この様な、骨材とセメント硬化体が密着する条件は、既存の 2 相系モデルの仮定に近づくものである。

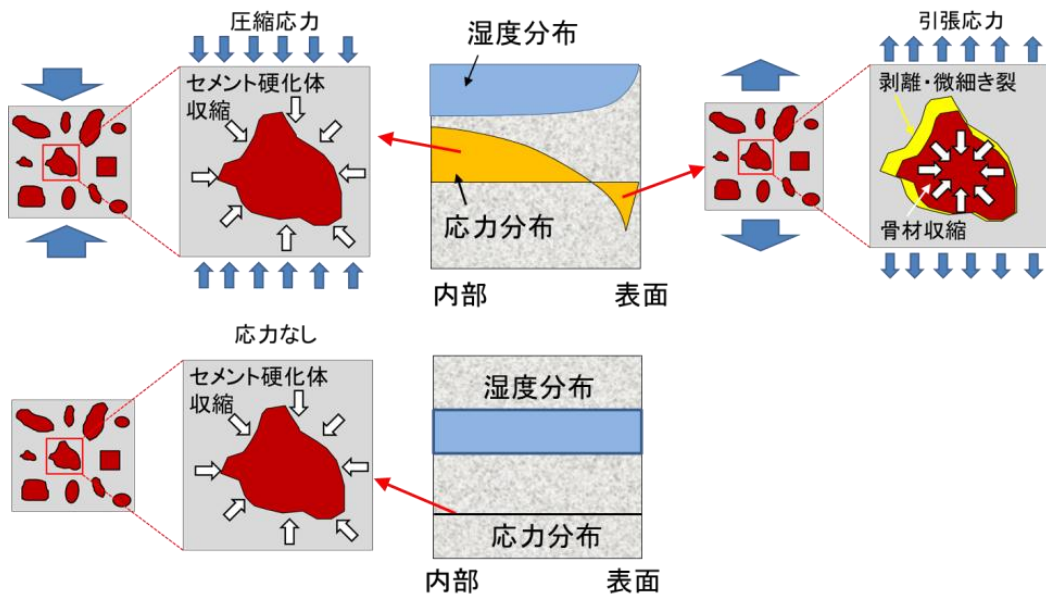


図 4.3.4 湿度勾配による骨材とセメント硬化体間の剥離と密着の影響

第 3 章で検討した様な骨材収縮の影響を無視できる条件では、当然ながら表面近傍のコンクリートに骨材収縮による剥離の影響が現れないため、骨材が収縮するケースと比較して既存の 2 相系モデルの仮定に近くなっていると考えられる。これは、骨材収縮を無視できる条件では、コンクリートとしての引張応力条件下においてもセメント硬化体の収縮が

卓越し、骨材とセメント硬化体が密着すると仮定していることに相当する。

以上の様な考察に関して、乾燥によって表面近傍に高い引張応力が作用する際には骨材収縮量が見かけ上減少する、極めてゆっくり乾燥する場合や封緘条件のような場合には既存の骨材収縮量と一致する、骨材収縮量が0の時には0のままとなる（骨材が収縮側から膨張側には転じない）ような関数形およびパラメータとして、第3章で述べた湿度勾配から求められる特性寸法を援用することとした。式(4.3.5)の様に、湿度勾配に応じて骨材収縮量を低減する形で見かけの骨材収縮量を簡易に表現し、第2章にて述べた式(2.1.10)を式(4.3.6)の様に見かけの骨材収縮量を用いる形に修正することとした。

$$\varepsilon_{ag-n}^{sh} = \varepsilon_{ag}^{sh} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{0.7Q}{G_{max}}\right) \right\} \quad (4.3.5)$$

$$\varepsilon_{ag} = \frac{\sigma_{ag}}{3K_{ag}} + \varepsilon_{ag-n}^{sh} \quad (4.3.6)$$

ここで、 ε_{ag}^{sh} ：骨材の収縮量、 Q ：特性寸法、 G_{max} ：骨材の最大寸法、 ε_{ag} ：骨材の体積ひずみ、 σ_{ag} ：骨材の体積応力、 K_{ag} ：骨材の体積剛性である。

湿度勾配に伴う骨材収縮量の低減についても、第3章と同様に最大骨材寸法で湿度勾配から求めた特性寸法を除することとした。これは、骨材寸法が大きくなるほどブリージングの影響が骨材界面に生じやすくなることや、骨材自体または骨材周囲の遷移帯等が母材としてのセメント硬化体の初期欠陥となり、応力集中の影響を増加させることを考慮したためである。実際に、最大骨材寸法が大きくなるほどセメント硬化体と骨材の界面に剥離や微細き裂が多く発生することが実験でも確認されており¹⁾、さらに骨材寸法によってコンクリートの引張強度や弾性係数も影響を受けることが報告されている^{1),9)}。

式(4.3.5)および式(4.3.6)は、既存の骨材中の湿度と骨材収縮量の関係を湿度勾配に応じて低減するものであり、既存の時間依存構成モデル自体には変更を加えていない（時間依存構成モデルに引き渡すパラメータとしての骨材収縮量を変更したものである）。そして、ここでの湿度勾配が意味する現象は、表面近傍のコンクリートとしての引張応力作用条件下における骨材界面の剥離や微細き裂の発生であり、湿度勾配が生じない条件においては、既存の骨材収縮量と一致する解析となるものである。

(3) 提案モデルによる再解析結果

以上の湿度勾配による骨材収縮の低減を考慮した断面内の応力分布について、再解析結果を図4.3.5に示す。図4.3.1と比較して、解析における最大骨材収縮量の入力値が増加しても表面近傍に発生する引張応力の増加が抑えられていることがわかる。

第4章 乾燥条件下における骨材とセメント硬化体の相互作用

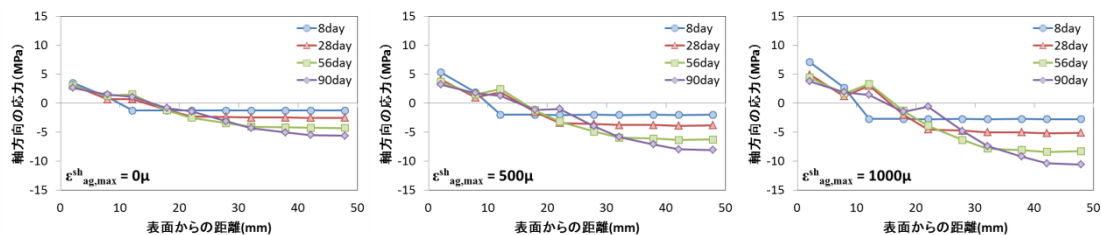


図 4.3.5 骨材収縮の違いによる断面内の応力分布
(最大骨材収縮量の入力値 左 : 0μ , 中 : 500μ , 右 : 1000μ)

上図は式(4.3.5)中の係数を 0.7 としたものであるが、係数を 0.4, 0.7, 1.0 とした場合の引張強度と乾燥収縮ひずみの比較を図 4.3.6 と図 4.3.7 に示す。式(4.3.5)中の係数は、大きくなるほど湿度勾配に伴う骨材収縮量も大きくなる(第 3 章の提案モデルのみで解析した結果に近づく)。従って、解析による供試体としての引張強度は係数が小さくなるほど大きくなり、実験結果に近づく傾向を示している。しかし、係数が小さくなると図 4.3.7 に示す様に骨材収縮量が減少するため、当然ながら乾燥収縮ひずみは実験結果から乖離する方向に変化する。すなわち、湿度勾配に伴う骨材収縮量低減を考慮した解析のみでは、引張強度と乾燥収縮を同時に満足させることはできないと考えられる。本研究では、引張強度の改善効果は低いものの、乾燥収縮ひずみが良好な範囲と考えられる係数として 0.7 を採用することとした。すなわち、第 3 章で考慮した有効収縮駆動力と、ここで考慮した湿度勾配に応じた骨材収縮の低減について、特性寸法が異なるとした。

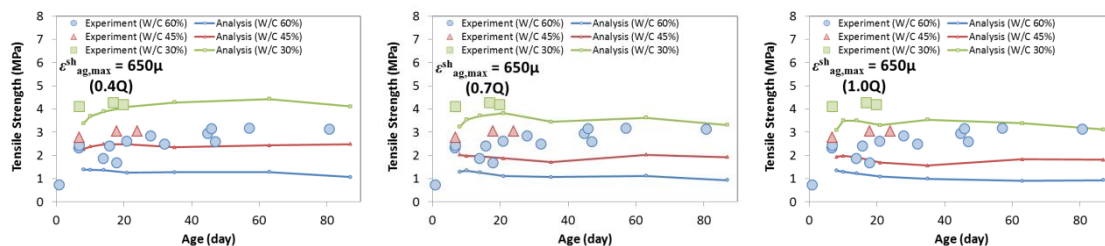


図 4.3.6 係数を変化させた引張強度の比較
(左 : 0.4, 中 : 0.7, 右 : 1.0)

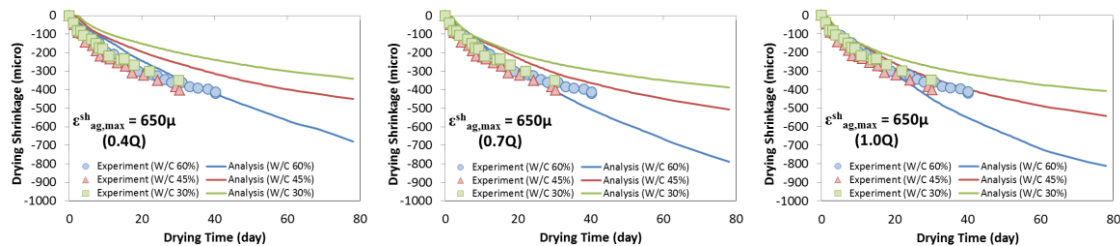


図 4.3.7 係数を変化させた収縮ひずみの比較
(左 : 0.4, 中 : 0.7, 右 : 1.0)

4.3.3 骨材収縮によるコンクリートの見かけの引張強度増加

これまでに述べてきた引張強度と乾燥収縮の関係は、局所的な引張強度に骨材収縮の影響を考慮する必要性を示唆しているものと推測される。骨材の収縮がコンクリートの引張強度に及ぼす影響は不明な点も多く研究も少ないが、骨材が収縮することで単純に引張強度が減少することではなく、むしろ骨材収縮によって引張強度が増加する例¹⁰⁾も報告されている。すなわち、骨材収縮の影響を無視できないケースに対するこれまでの解析は、コンクリートとしての局所的な引張強度を過小評価していると考えられる。

一般に、乾燥に伴うセメント硬化体の収縮量は骨材よりも大きいため、セメント硬化体の収縮が骨材に拘束されることによって、骨材界面や骨材周囲のセメント硬化体には微細き裂が生じる⁷⁾。このセメント硬化体中の微細き裂は、引張強度に影響を及ぼすことが報告されている²⁾。微細き裂の発生につながるセメント硬化体の引張応力は、骨材が収縮するほど緩和すると考えられる。従って、骨材が破壊に至らない普通コンクリートにおいて、骨材の収縮はコンクリートとしての見かけの引張強度を増加させるように作用すると考えられる。

本来、このような巨視的なコンクリートとしての引張強度の特性は、骨材とセメント硬化体の相互作用を厳密に考慮しなければならないと考えられるが、本研究では骨材が収縮する際の局所的な引張強度について、次式のように簡易に骨材収縮量に応じた局所引張強度の増加として表現することとした。

$$f_{t_local} = f_{ske} + \alpha V_{cp} u_{ps} + f(\varepsilon_{ag_n}^{sh}) \quad (4.3.7)$$

ここで、 f_{ske} ：コンクリート骨格部の引張強度、 α ：プレストレス効果の有効率、 V_{cp} ：セメント硬化体の体積率、 u_{ps} ：収縮駆動力によるプレストレス、 $\varepsilon_{ag_n}^{sh}$ ：骨材の収縮ひずみである。

一般に骨材はセメント硬化体よりも剛性が高いため、セメント硬化体の変形を拘束する効果や、微細き裂の進展を防ぐ効果といったプラスの影響と、セメント硬化体の収縮を拘束してセメント硬化体に引張応力を生じさせるマイナスの影響^{7),11)}の両方の性質を持つ。すなわち、第2章の式(2.1.12)で示した骨材とセメント硬化体の応力とひずみが並列的挙動と直列的挙動が複合している様に、引張強度においても並列的挙動と直列的挙動が複合的に影響を及ぼしていると考えられる。従って、骨材の収縮がセメント硬化体と全く同じ挙動を示す仮想的な骨材が存在するとすれば、骨材量が多いほど、骨材の剛性が高いほど、コンクリートとしての引張強度は高くなると考えられる。一方、骨材の収縮が小さくなるほど、セメント硬化体には引張応力が導入されることになり、上記の様なコンクリートの引張強度に対するプラスの効果を打ち消すことになる。この様な影響を厳密に考慮するためには、骨材とセメント硬化体の個々の応力状態を常に考慮すると同時に、セメント硬化体に生じる微細き裂や骨材とセメント硬化体間の付着、遷移帯や骨材周囲の応力分布など

非常に複雑である。そこで、本研究では第 3 章の様な骨材収縮を無視できる時（骨材収縮が 0 の時）、骨材のプラスの効果は全て打ち消きされていると簡易に仮定することとした。すなわち、骨材収縮が 0 の時に見かけの引張強度の増加が 0、骨材量が 0 の時に骨材収縮に伴う見かけの引張強度の増加が 0 となる条件を仮定したものである。

上記では骨材の効果について着目してきたが、セメント硬化体の弾性係数も当然ながら変化する。極端な例として、セメント硬化体と骨材の剛性が逆転するようなケースにおいては、骨材がセメント硬化体を補強する効果として寄与できなくなるはずである。

以上の様な考察に基づき、式(4.3.7)の骨材収縮による見かけの引張強度増加の関数を以下の様に表現することとした。

$$f(\varepsilon_{ag_n}^{sh}) = 1.25\phi_{cp}V_{ag}E_c\varepsilon_{ag_n}^{sh} \quad (4.3.8)$$

ここで、 ϕ_{cp} ：セメント硬化体中の毛細管空隙率、 V_{ag} ：骨材容積率、 E_c ：コンクリートの弾性係数[MPa]、 $\varepsilon_{ag_n}^{sh}$ ：骨材の収縮ひずみである。

コンクリートの引張強度は、遷移帯や骨材による応力の乱れ、付着など上記で考慮していない影響も多く含まれると同時に、骨材自体も非常にばらつきの大きい材料である。そこで、骨材剛性の影響は、簡易にコンクリートの弾性係数で代表させることとした。また、セメント硬化体の弾性係数は、セメント硬化体中の空隙率に依存することから毛細管空隙率で代表させることとした。

4.3.4 骨材収縮によるコンクリートの見かけの引張強度増加の影響

先に実施した大野・魚本による実験^{4),5)}について、本章 4.3.2 節と 4.3.3 節で提案したモデルを用いた再解析結果を図 4.3.8 と図 4.3.9 に示す。解析の最大骨材収縮量は、先ほどと同じ 650 μ を設定した。本章の提案モデルによる圧縮強度の解析については、表面近傍の微細ひび割れ発生状況の違いによる水分流束の変化と、それによる水和進行・空隙構造形成の変化から若干の差が生じるが、先の解析結果からの変化は鈍感である（図 4.3.8 左）。一方、引張強度は第 3 章提案モデルによる解析結果（図 4.2.5 右）から大きく改善し、比較的实验の傾向を表現できていると考えられる（図 4.3.8 右）。乾燥収縮は、湿度勾配によって骨材収縮量を低減したため、第 3 章提案モデルによる解析（図 4.2.4 右）と比較して若干小さめの結果となっている。ただし、実験との比較では、良好な範囲と思われる（図 4.3.9 左）。JIS の乾燥収縮ひび割れ試験についても実験との差はまだ見られるが、第 3 章提案モデルによる解析結果（図 4.2.6 右）と比較して改善の傾向が見られる（図 4.3.9 右）。

引張強度や JIS の乾燥収縮ひび割れ試験の解析結果から、式(4.3.7)と式(4.3.8)で示した骨材収縮に伴う見かけの引張強度増加に関する係数 1.25 は、若干大きくする余地があると思われる。しかし、現時点では安全側としてこの値を採用することとした。従って、実験よりも少し早い材齢 15 日付近で貫通ひび割れが発生し、拘束鋼材のひずみが解放されたと考えられる。

第4章 乾燥条件下における骨材とセメント硬化体の相互作用

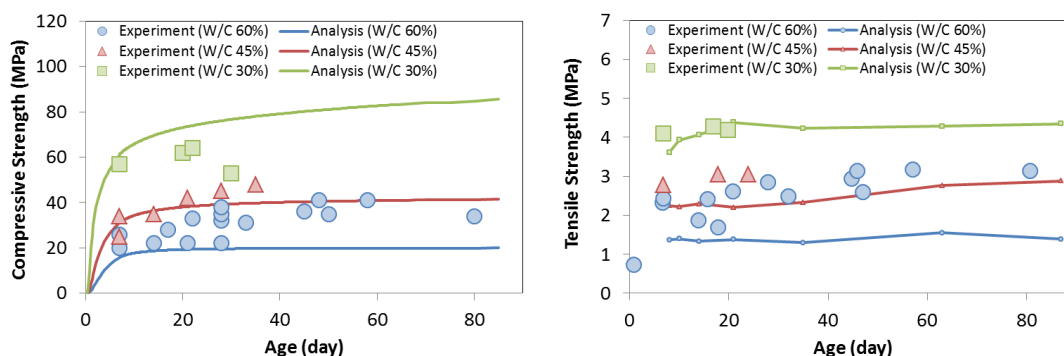


図 4.3.8 提案モデルによる最大骨材収縮量 650μ の解析結果 1

(左：圧縮強度, 右：引張強度)

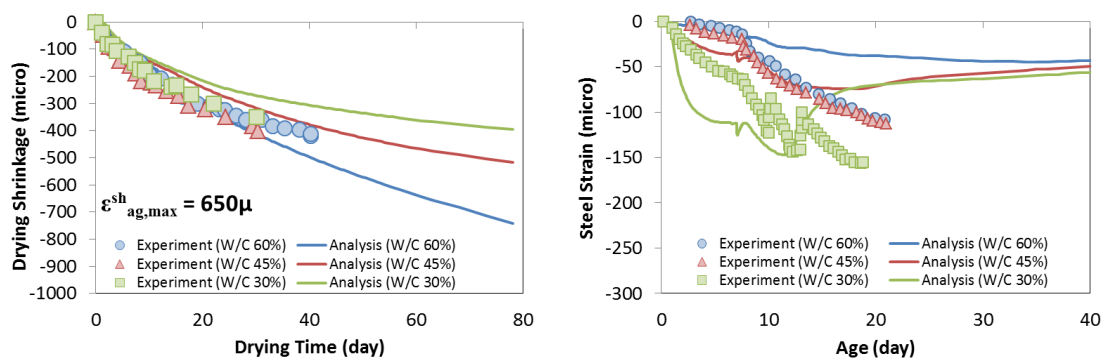


図 4.3.9 提案モデルによる最大骨材収縮量 650μ の解析結果 2

(左：収縮ひずみ, 右：JIS 乾燥収縮ひび割れ試験)

図 4.3.10 に JIS 乾燥収縮ひび割れ試験の解析結果のひずみコンター図を示す。解析結果では、表面から発生した微細ひび割れ（ひずみの集中化）の進展が途中で止まり、貫通に至らない微細ひび割れが発生している。実際の実験においても、拘束状態にあるにも関わらず、局所的にひずみが大小する複雑な挙動を示すことが報告されている^{4),5)}。解析においても、このような現象が現れているものと考えられる。

第4章 乾燥条件下における骨材とセメント硬化体の相互作用

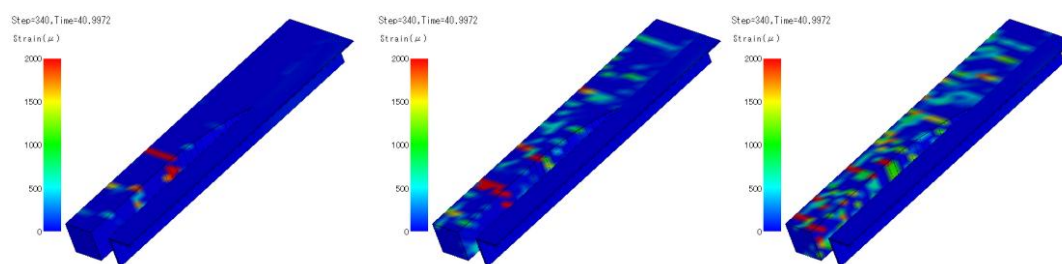


図 4.3.10 JIS 乾燥収縮ひび割れ試験の解析結果（ひずみ）
（左：W/C 35%，中：W/C 42%，右：W/C 50%）

4.4 提案モデルの検証

大野・魚本の実験^{4),5)}は、同種の骨材で水セメント比を変化させたものである。一方、神田らは、同一の水セメント比で収縮量の異なる骨材を用いた JIS の乾燥収縮ひび割れ試験を実施している¹⁰⁾。本実験は、実際の骨材収縮量は不明であるが、図 4.4.1 右に示すように同一の水セメント比でも最大骨材収縮量を 500, 800, 1000, 1200 μ として大きな最大骨材収縮量を設定しなければ、10 \times 10 \times 40cm 供試体の乾燥収縮ひずみを適切に解析で表現できないケースである。解析の圧縮強度は、図 4.4.1 左に示す様に比較的良好な結果であると考えられる。

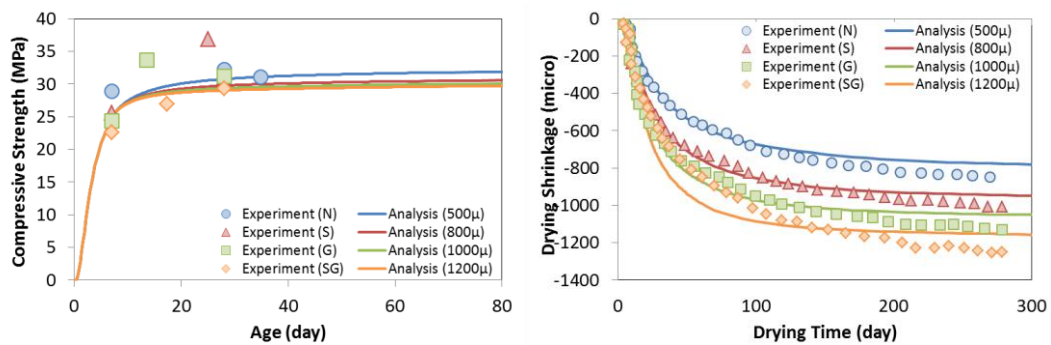


図 4.4.1 骨材収縮量を変化させた第4章の提案モデルによる解析と実験の比較
(左：圧縮強度，右：乾燥収縮ひずみ)

第3章提案モデルによる解析は、骨材収縮量が多いケースにおいて材齢の進行とともに引張強度が減少する傾向となっている(図 4.4.2 左)。実際現象として、乾燥条件下かつ骨材収縮量の大きいケースといえども、材齢の進行とともに引張強度が減少する傾向は適切でないと思われる。本章で提案したモデルによる引張強度の解析結果では、最大骨材収縮量の設定値に関わらず、若干ではあるが材齢の進行とともに強度が増加する傾向となっている(図 4.4.2 右)。

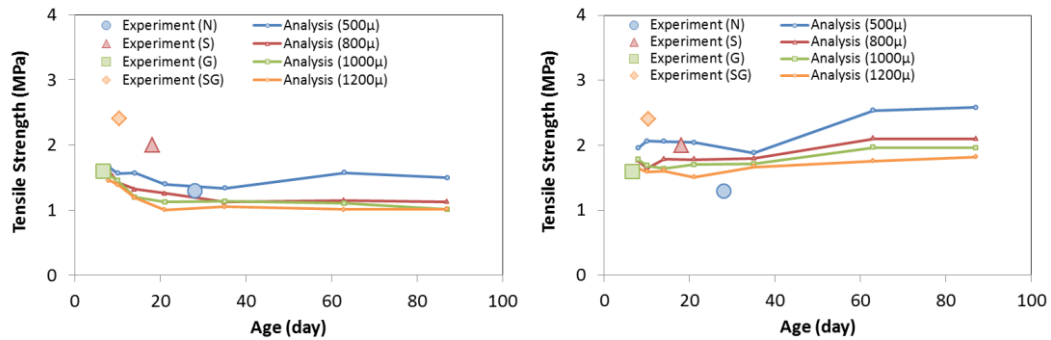


図 4.4.2 骨材収縮量が異なる引張強度の比較
(左：第3章提案モデル，右：第4章提案モデル)

神田らによる JIS 乾燥収縮ひび割れの実験と解析の比較は、拘束鋼材のひずみから求めたコンクリート部の平均応力として表現したものである (図 4.4.3)。骨材収縮による見かけの引張強度増加を考慮していない第 3 章提案モデルによる解析では、実験よりも大幅に小さい結果となっている (図 4.4.3 左)。湿度勾配による見かけの骨材収縮低減と骨材収縮に伴う見かけの引張強度増加を考慮した本章の提案モデルによる解析結果では、まだ実験よりも小さいものの、改善する傾向が見られる (図 4.4.3 右)。

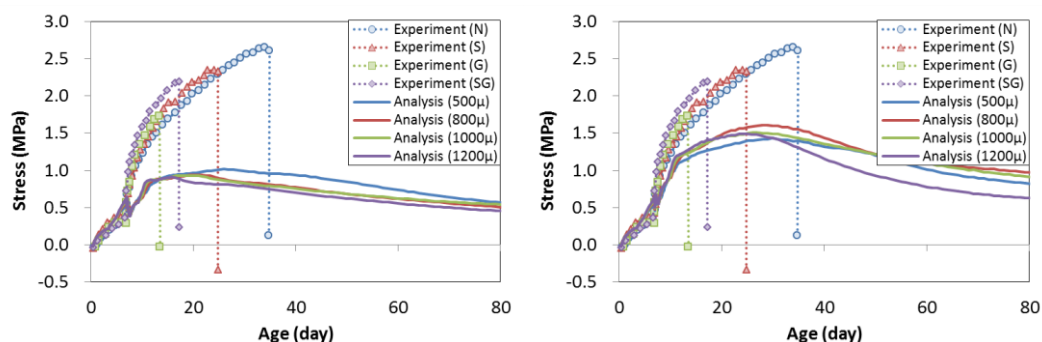


図 4.4.3 骨材収縮量が異なる JIS 乾燥収縮ひび割れ試験の拘束鋼材ひずみの比較
(左：第 3 章提案モデル，右：第 4 章提案モデル)

図 4.4.4～図 4.4.7 に上記の JIS 乾燥収縮試験のひずみコンター図を示す。ひずみコンター図においては、いずれの骨材収縮量のケースにおいても第 3 章提案モデルと本章提案モデルで大きな違いは見られない。本解析の結果からも、先に述べた式(4.3.4)の係数 1.25 を増加させる余地は存在すると思われるが、次章に述べる部材挙動等のバランスを考慮したこと、本提案モデル自体が骨材とセメント硬化体の相互作用の影響をコンクリートとしての局所的な引張強度の増加として簡易に表現していること等を考慮し、安全側としてこの値を採用することとした。

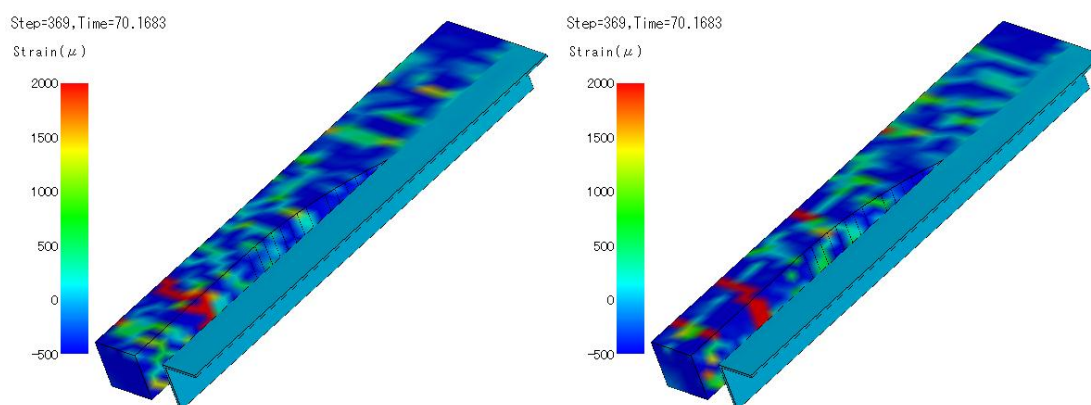


図 4.4.4 JIS 乾燥収縮ひび割れ試験のひずみコンター図 (最大骨材収縮量 500μ)
(左：第 3 章提案モデル，右：第 4 章提案モデル)

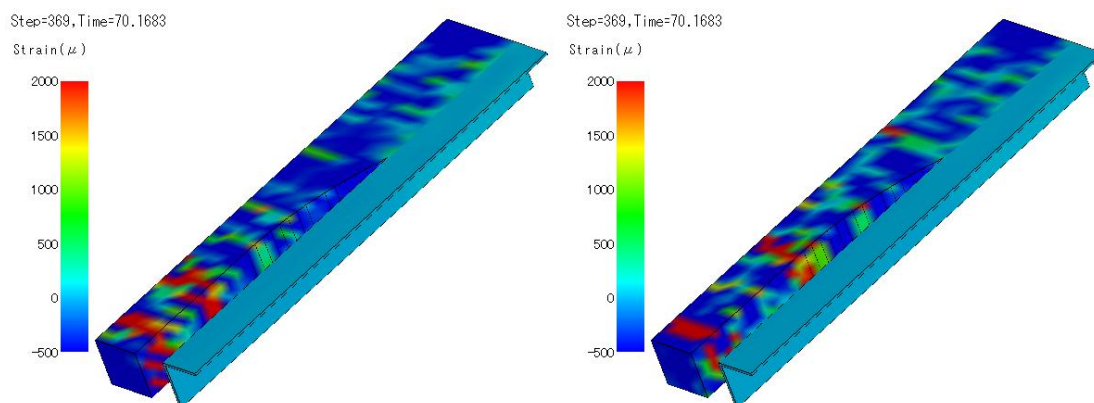


図 4.4.5 JIS 乾燥収縮ひび割れ試験のひずみコンター図 (最大骨材収缩量 800μ)
(左: 第3章提案モデル, 右: 第4章提案モデル)

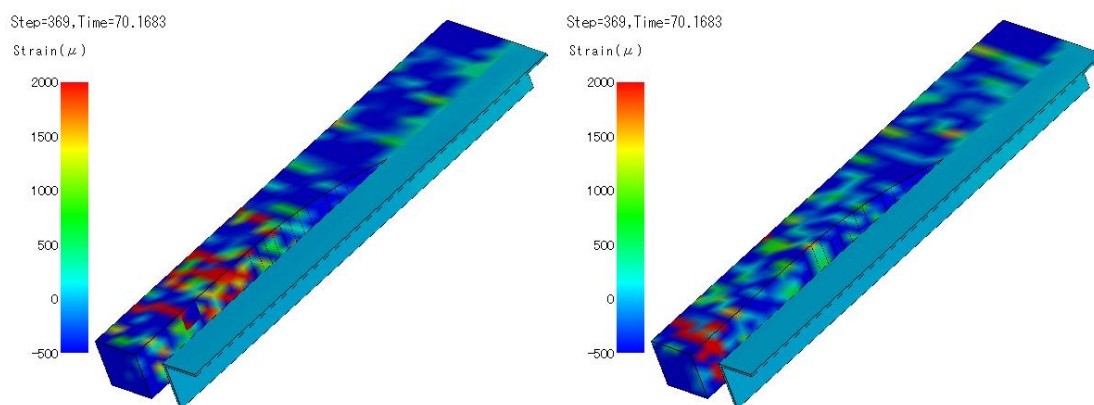


図 4.4.6 JIS 乾燥収縮ひび割れ試験のひずみコンター図 (最大骨材収缩量 1000μ)
(左: 第3章提案モデル, 右: 第4章提案モデル)

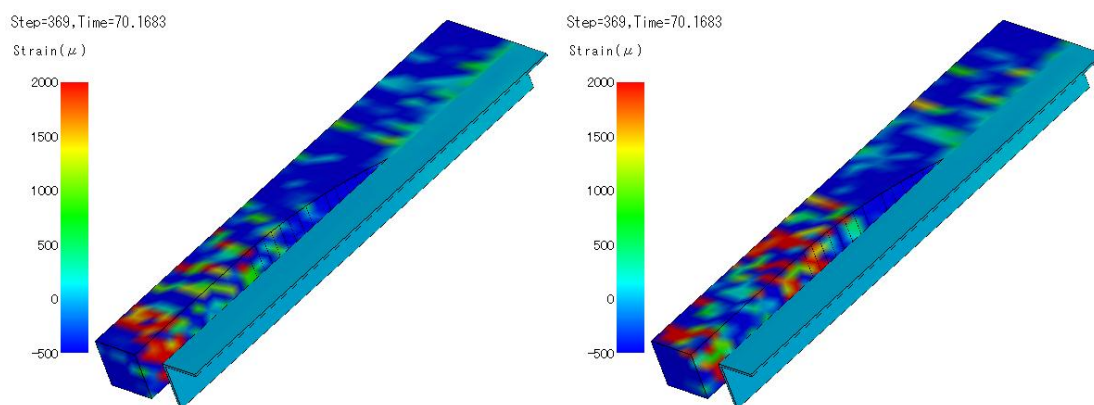


図 4.4.7 JIS 乾燥収縮ひび割れ試験のひずみコンター図 (最大骨材収缩量 1200μ)
(左: 第3章提案モデル, 右: 第4章提案モデル)

4.5 本章のまとめ

第3章にて提案した乾燥に伴う表面近傍に発生する微細き裂の影響を考慮した有効収縮駆動力，乾燥による局所的な引張強度増加，微細ひび割れ発生による水分流束増加の影響を考慮したのみでは，骨材が収縮するケースにおいて，供試体の引張強度や乾燥収縮ひずみを解析で表現できないことを示した．

そこで，本章では骨材とセメント硬化体の相互作用に着目し，骨材とセメント硬化体界面の剥離によって，コンクリートの引張応力発生に対して骨材の寄与が小さくなる影響を湿度勾配に応じた見かけの骨材収縮量の低減として表現した．また，骨材の収縮によってセメント硬化体中に発生する引張応力が減少する影響を考慮し，コンクリートとしての見かけの局所的な引張強度上昇に関するモデルの提案を行った．

提案モデルについて DuCOM-COM3 へ改良を行い，供試体の引張強度試験や JIS の乾燥収縮ひび割れ試験との比較を通じて解析精度の改善効果を確認した．

第4章の参考文献

- 1) 樋口優香：コンクリートの乾燥収縮とその力学的性質への影響に関する研究，名城大学修士論文，2013.2
- 2) 伊藤充希，篠野宏，丸山一平：乾燥収縮により生じる微細ひび割れが割裂引張強度に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.373-378，2013.
- 3) 北口将広，篠野宏，丸山一平：コンクリートの乾燥ひび割れ発生プロセスにおける骨材の役割，日本建築学会大会(北海道)学術講演会・建築デザイン発表会，pp.21-22，2013.8
- 4) 大野俊夫，魚本健人：コンクリートの収縮ひび割れ発生予測に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.662/V-49，pp.29-44，2000.11
- 5) 大野俊夫：コンクリートの体積収縮ひび割れの発生予測に関する基礎研究，東京大学学位論文，2002.6
- 6) 浅本晋吾，石田哲也，前川宏一：骨材特性との連関を考慮した複合構成モデルによるコンクリートの収縮解析，土木学会論文集 E，Vol.63，No.2，pp.327-340，2007.6
- 7) 篠野宏，堀口直也，丸山一平：コンクリートの乾燥により生じるひずみ分布と微細ひび割れ性状の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，pp.454-459，2012.
- 8) 朱銀邦，石田哲也，前川宏一：細孔内水分の熱力学的状態量に基づくコンクリートの複合構成モデル，土木学会論文集，No.760，V-63，pp.241-260，2004.5
- 9) 川上英男：コンクリートの引張強度に及ぼす粗骨材の影響，福井大学工学部研究報告，pp.31-38，1971.10
- 10) 神田麻衣子，田中泰司，下村匠：収縮性骨材を用いたコンクリートのひび割れ抵抗性，土木学会関東支部新潟会研究調査発表会論文集，No.28，Vol.1，pp.304-307，2010.11
- 11) 藤田嘉夫，佐伯昇：コンクリートのひび割れ発生・伝播について，コンクリート工学，Vol.16，No.11，pp.1-9，1978.11

第 5 章

部材挙動の解析

5.1 はじめに

第 3 章では，乾燥に伴う表面近傍の微細き裂を考慮した有効収縮駆動力，水分状態に応じた局所的な引張強度の増加，ひび割れの発生による水分流束の増加の影響を考慮したモデルについて提案を行った．第 4 章では，骨材とセメント硬化体の相互作用について考察を行い，骨材界面の剥離の影響を考慮した見かけの骨材収縮量の低減と，骨材収縮に伴う見かけの引張強度増加に関するモデルについて提案を行った．

ただし，前章までは $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体の乾燥収縮，引張強度，水分逸散，JIS の乾燥収縮ひび割れ試験といった比較的小さい供試体について検討を行ったものである．本章では，部材レベルの試験体を対象に，提案モデルの検証を進める．

5.2 乾燥条件下における RC 梁部材の曲げ変形挙動

5.2.1 RC 梁部材の曲げ変形挙動に関する実験の目的

ここでは，乾燥収縮ひび割れを含む梁部材の実験を比較対象として，提案モデルの精度について検証を行う．乾燥収縮ひび割れを含むコンクリート梁部材の挙動を一気通貫で精度良く予測するためには，自己収縮，乾燥収縮，クリープ，強度発現，微細ひび割れの発

生・進展，水分移動・逸散等の影響を正しく考慮することが重要である．そこで，砂岩を用いた水セメント比 40%の配合で図 5.2.1 に示す形状の梁試験体を作成し，複雑な温度・湿度の環境履歴と載荷履歴においてたわみの計測を行い，提案モデルによる解析と比較を行った（実験の詳細は付録 2 を参照）．

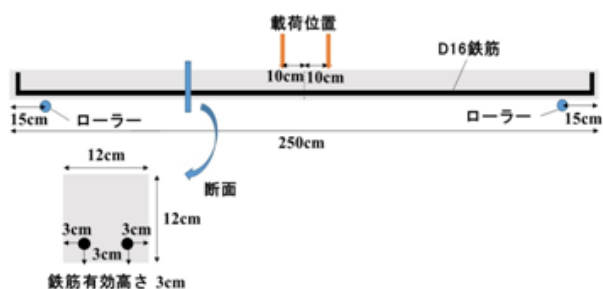


図 5.2.1 梁試験体の形状・寸法

梁試験体と同じ骨材を用いた $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体の乾燥収縮ひずみの実験値と解析値の比較を図 5.2.2 に示す．図 5.2.2 に示す様に，骨材の最大収縮量として 500μ 程度を考慮しなければ，乾燥収縮挙動を適切に表現できないケースである．

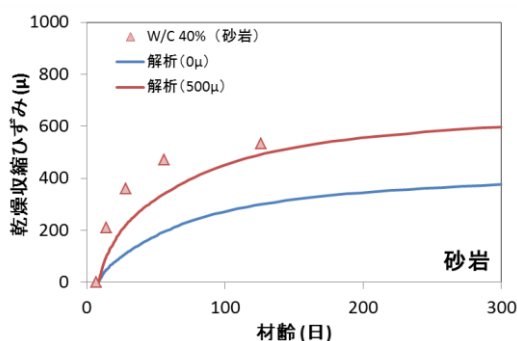


図 5.2.2 $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体の乾燥収縮ひずみの実験値と解析値

5.2.2 実験の概要

梁試験体はコンクリート打設後，材齢 7 日まで封緘養生を行い，乾燥を開始させた．材齢 8 日に梁中央のたわみ計測を開始し，1 枚 63kg の鉄板 6 枚（合計 3704N）を材齢 21, 28, 35 日の 3 回（1235N/回）に分けて載荷した．曲げひび割れ発生後のたわみ進行への影響を確認するため，載荷重量は計算上の曲げひび割れ発生荷重である 3596N を超えるように設定した．実験を通して試験体は実験室にて保管し，実験室の温度履歴と湿度履歴を計測し，解析においても実際の温度履歴と湿度履歴を与えた（図 5.2.3）．

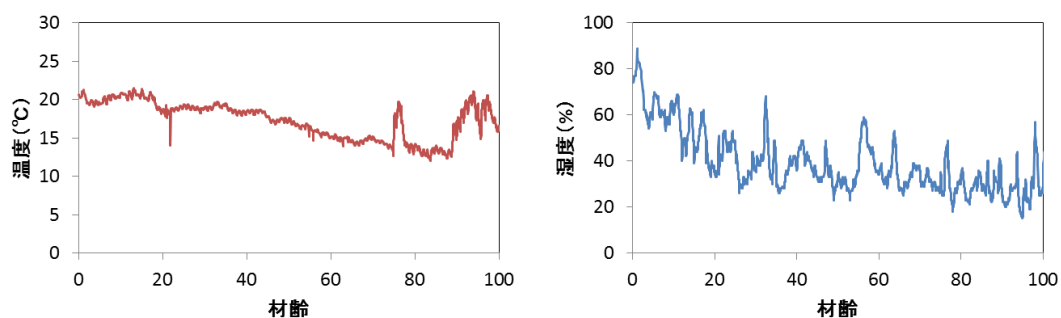


図 5.2.3 温度履歴と湿度履歴（左：実験室の気温，右：実験室の湿度）

5.2.3 実験と解析の比較

実験結果と解析結果の比較を図 5.2.4 に示す。解析は、第 3 章提案モデルと第 4 章で提案したモデルの両方を合わせて比較した。図 5.2.4 に示す様に、実験は梁の乾燥収縮によって荷重載荷前からたわみが進行し、材齢 21, 28, 35 日に荷重を載荷したタイミングで、それぞれたわみが増加している。

第 4 章の提案モデルによる解析は、3 回の載荷によるたわみ量の増加傾向を良好に表現している。ただし、材齢 60 日以降においては、材齢が進むほどたわみ量を過剰に評価する傾向が見られる。これは、図 5.2.3 の湿度履歴で示した様に、比較的高湿度な時期に載荷を開始し、徐々に実験室の湿度が低下したことが原因と思われる。特に、20%に達するほどの低湿度域での本モデルの検証は少ないため、低湿度域でのひび割れ発生基準（局所的なコンクリートの引張強度）または時間依存構成モデルに改良の余地が残されていると考えられる。

第 3 章提案モデルにおいても比較的良好な結果と考えられるが、第 4 章提案モデルと比較すると 3 回目載荷以降におけるたわみの進行をさらに過剰評価する結果となっている。本実験は、骨材収縮量として 500 μ 程度の考慮が必要なケースであり、骨材収縮の影響を考慮した第 4 章で提案したモデルの有効性が確認されたと考えられる。

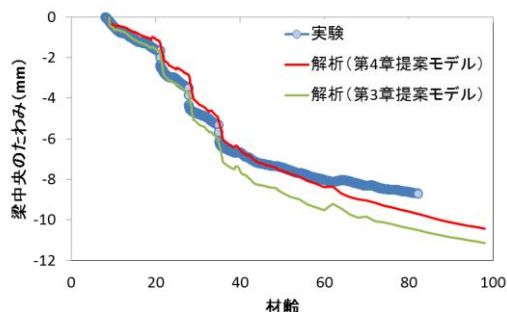


図 5.2.3 梁試験体のたわみの比較

5.3 乾燥収縮による RC 梁部材のせん断耐力低下

5.3.1 解析条件

鉄筋コンクリート部材のせん断耐力は、コンクリートの自己収縮や乾燥収縮によって低下することが報告されている^{1),2),3)}。そこで、これまでに提案した湿度勾配に伴う骨材収縮低減や、骨材収縮によるコンクリートの見かけの引張強度増加を考慮した提案モデルについて、梁曲げ試験を対象に検証を行う。比較対象は、三谷らによって実施された梁のせん断破壊実験とした³⁾。梁試験体の有効高さは、250、500、1000mm の 3 種類 (図 5.3.1)、養生方法は封緘および乾燥条件 (材齢 7 日乾燥開始、平均温度 15.2℃、平均湿度 46.1%) である。

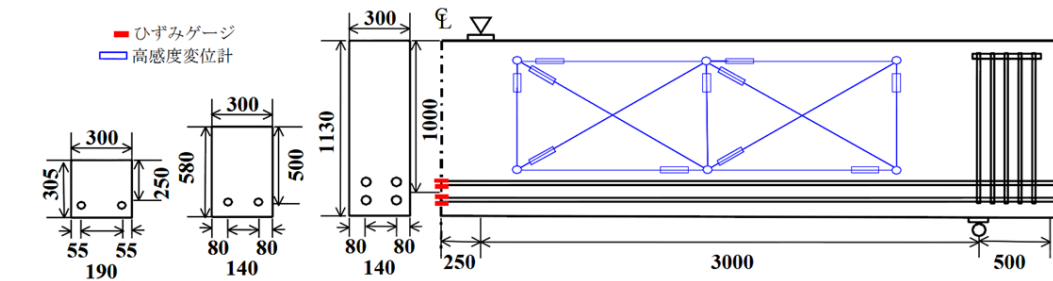


図 5.3.1 RC はり試験体の概要 (単位 mm)³⁾

解析メッシュは、梁の表裏で 1/2 とした範囲を 3 次元にてモデル化した。図 5.3.2 に解析メッシュを示す。実験と同じ位置の要素に同じ鉄筋量を設定した。解析は、既往の構造解析手法である COM3 単独で実施したケースと、第 3 章と第 4 章の提案モデルを実装した DuCOM-COM3 による連成解析を実施したケースの 2 種類とした。

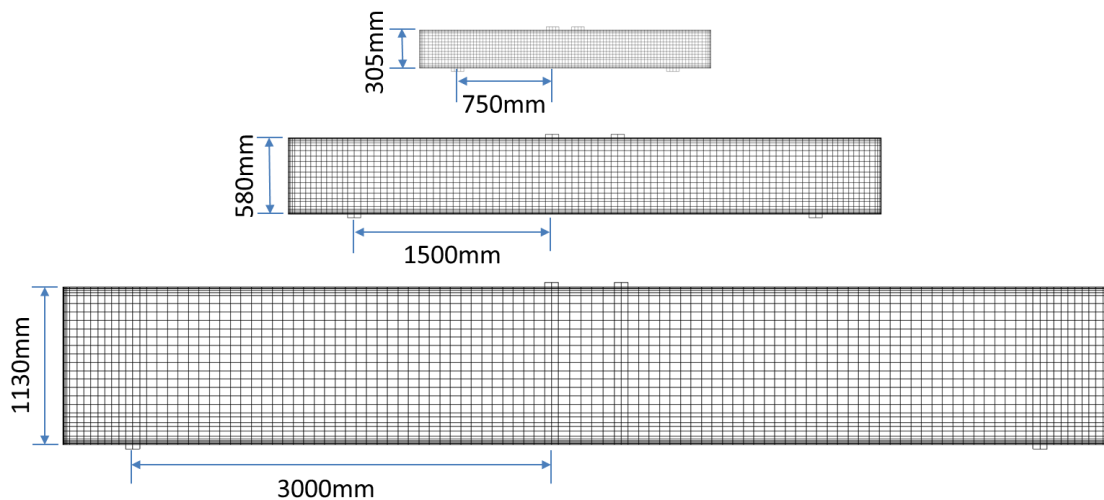


図 5.3.2 RC 梁試験体の解析メッシュ

5.3.2 COM3 単独解析の結果

(1) 荷重-変位関係

図 5.3.3～図 5.3.5 に、既往の手法である COM3 単独で解析した結果と、乾燥・封緘養生それぞれの実験結果との比較を示す。また、二羽式⁴⁾とコンクリート標準示方書⁵⁾のせん断耐力式による計算結果を併せて示す。既往の構造解析においては、見かけの引張強度としてシリンダー試験で求めた引張強度を低減したものを入力値として用いている。これは、構造体中の見かけの引張強度は、鉄筋拘束などによって乾燥収縮による内部応力が生じ、シリンダー試験から求めた引張強度より小さくなることが知られているためである^{6),7)}。今回、解析の入力値である引張強度は、シリンダーの割裂試験より求められた引張強度 3.30MPa を基本とし、2.50MPa と 1.65MPa と 2 種類に引張強度を低減したケースについても併せて比較した。

解析結果では、いずれの有効高さの梁においても、引張強度の入力値を低減するほどせん断耐力と曲げ剛性が低下する傾向が見られる。

封緘養生のケースでは、解析にシリンダーの割裂試験より求めた引張強度である 3.30MPa を用いても、曲げ耐力、曲げ剛性ともに実験に近い結果となっている。d=500mm の実験の曲げ剛性が解析結果よりも若干小さい傾向が見られるが、シール面の精度によって乾燥が若干生じていたことが想像される。

乾燥養生とした実験は、載荷前の養生期間中にたわみの進行とひび割れが生じるため、曲げ剛性とせん断耐力が低下し、部材寸法が大きくなるほどその影響も大きくなることが報告されている²⁾。引張強度を 3.30MPa とした解析では、乾燥養生した有効高さ d=250mm と d=500mm のケースにおいてせん断耐力はおおよそ一致しているものの、d=1000mm のケースではせん断耐力を若干高く評価している。曲げ剛性についても、d=500mm と d=1000mm のケースにおいて実験より高く評価している。引張強度の入力値を低減した解析では、曲げ剛性は乾燥養生の実験に近づく傾向となるが、同時に解析のせん断耐力も低下するため、乾燥養生の実験をより安全側に評価する傾向となっている。

封緘養生とした実験のせん断耐力は、いずれの梁寸法においても、ほぼ二羽式と一致している。乾燥養生とした d=1000mm の実験結果は、二羽式よりも明確に低い結果となっているが、安全側の計算結果を与えるコンクリート標準示方書のせん断耐力式には達している。

以上より、既往の手法に基づいた COM3 単独の構造解析は、乾燥・封緘いずれのケースに対しても曲げ剛性が一致する引張強度を入力値とすることによって、安全側の結果を得ることができる。

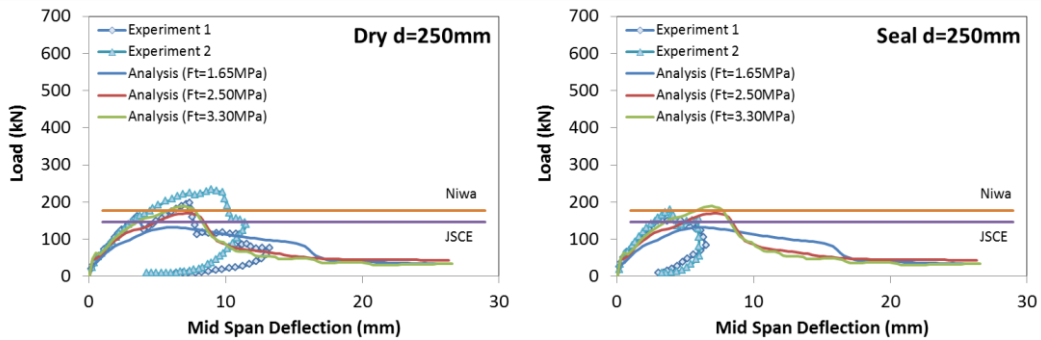


図 5. 3. 3 d=250mm の梁試験体の比較（左右の解析結果は同一）

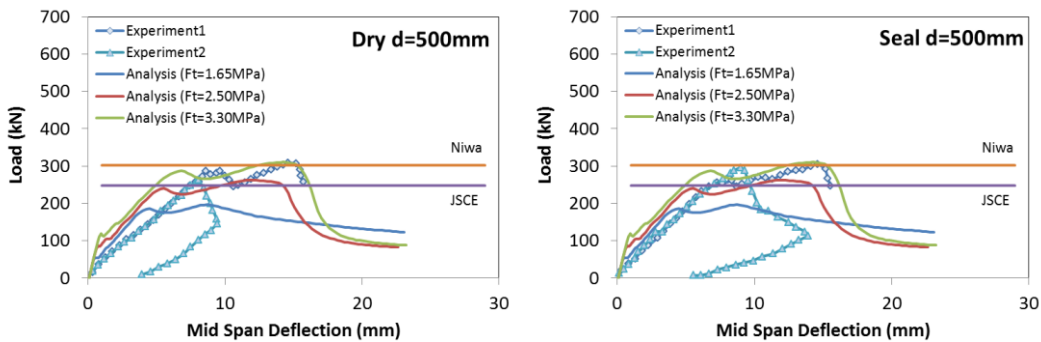


図 5. 3. 4 d=500mm の梁試験体の比較（左右の解析結果は同一）

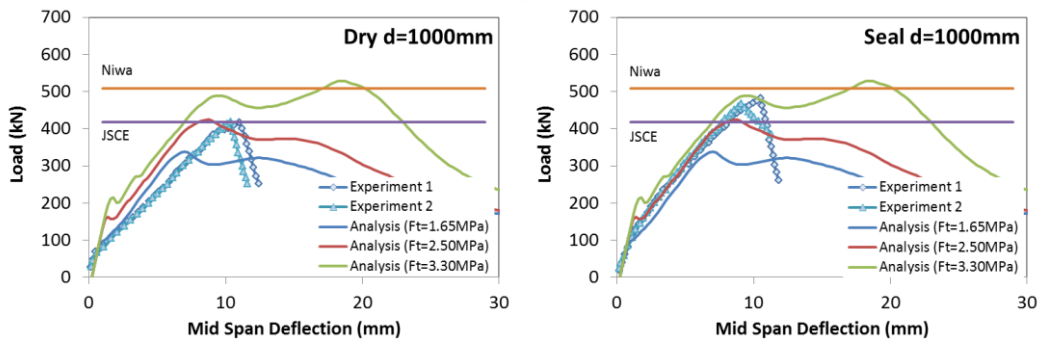


図 5. 3. 5 d=1000mm の梁試験体の比較（左右の解析結果は同一）

(2) ひび割れ発生状況

図 5. 3. 6～図 5. 3. 8 に、上記の COM3 単独で解析した破壊時のひび割れ発生状況を示す。コンクリートの引張強度の入力値を変化させることによって、ひび割れの発生状況に変化が生じていることがわかる。特に $d=250\text{mm}$ の梁のケースでは、引張強度が高い場合 ($F_t=3.30\text{MPa}$) のケースで曲げひび割れが卓越し、せん断ひび割れが明確に表れない結果となっている。一方、 $F_t=1.65\text{MPa}$ としたケースではせん断ひび割れが現れているが、図

5.3.3に示した荷重変位関係で示した様に剛性や最大荷重が明らかに減少しており，引張強度の入力値を小さくしすぎていると考えられる．他の寸法の梁の解析では，いずれの引張強度の入力値においてもせん断ひび割れが卓越する状況であったが，引張強度の入力値が増加するほど若干中心方向にせん断ひび割れが近づく傾向となっている．

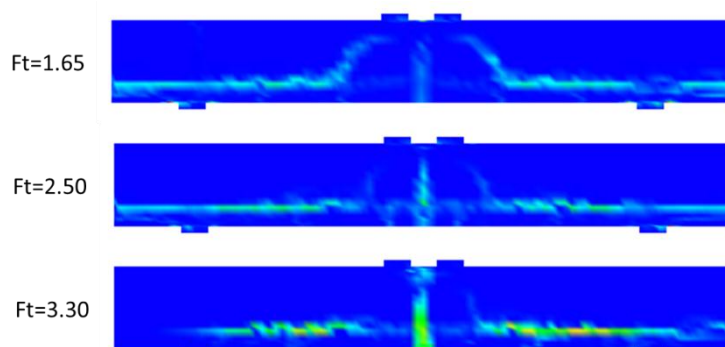


図 5.3.6 d=250mm の梁試験体のひび割れ状況（ひずみコンター図）

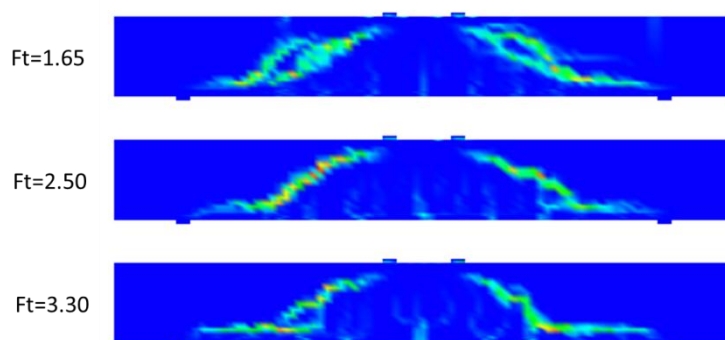


図 5.3.7 d=500mm の梁試験体のひび割れ状況（ひずみコンター図）

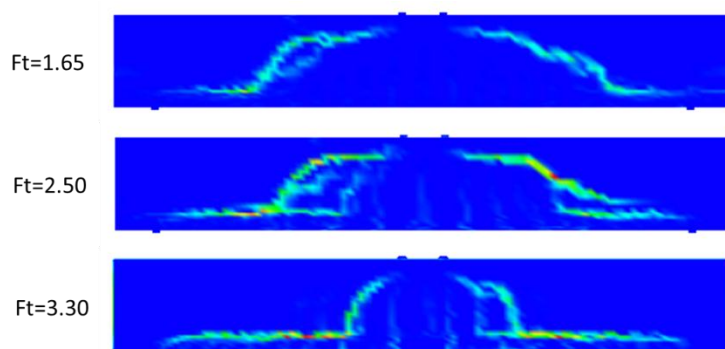


図 5.3.8 d=1000mm の梁試験体のひび割れ状況（ひずみコンター図）

5.3.3 DuCOM-COM3 連成解析の結果

(1) 圧縮強度と乾燥収縮ひずみ

先に述べた様に、既往の構造解析手法においても、封緘・乾燥養生のいずれに対しても安全側の結果を得ることは可能である。ただし、より合理的な解析結果を得るためには、DuCOM-COM3 による連成解析が必要と考えられる。そこで、第4章で提案したモデルを実装した DuCOM-COM3 を用い、先ほどと同じ三谷らによる実験³⁾について再解析を行った。解析では、実験と同じコンクリートの配合、構造諸元、環境条件を与えた。

図 5.3.9 に圧縮強度と乾燥収縮ひずみの実験と解析結果の比較を示す。圧縮強度の解析結果は、比較的实验に近い結果であったことから、実験で使用された水セメント比 50%をそのまま解析に用いている。骨材収縮を無視した場合、乾燥収縮ひずみが大幅に実験結果より小さくなることから、解析における最大骨材収縮量を 900μ に設定した。本実験も骨材収縮を無視できないケースである。

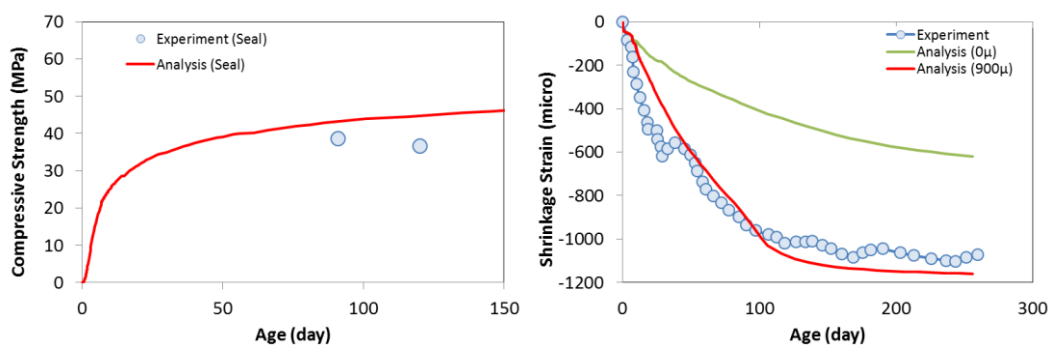


図 5.3.9 圧縮強度と乾燥収縮ひずみの比較

(2) 荷重-変位関係

図 5.3.10～図 5.3.12 に第4章で提案したモデルを実装した DuCOM-COM3 の連成解析結果と、乾燥・封緘養生それぞれの実験結果との比較を示す。また、骨材収縮の影響を考慮する前の第3章提案モデルについても併せて比較を行った。

封緘養生としたケースでは、第3章提案モデルと第4章で提案したモデルの差は小さい。これは、湿度勾配が無く骨材収縮量も小さいため、第4章で提案したモデルの影響が現れないためである。いずれの梁寸法の解析においても、曲げ剛性とせん断耐力は比較的实验結果と一致していると考えられる。

乾燥養生としたケースでは、事前の引張強度の低減等の操作無しに自動的に曲げ剛性とせん断耐力の低下が解析で表現されている。ただし、第3章提案モデルの解析結果は、第4章提案モデルの解析結果および実験結果と比較して、若干曲げ剛性とせん断耐力を過少評価する結果となっており、第4章で提案した骨材収縮の影響を考慮する有効性を示してい

ると考えられる。

コンクリートの配合，構造諸元，環境条件といった基本的情報の設定のみにも関わらず，第 4 章で提案したモデルによる連成解析が乾燥養生・封緘養生の違いの傾向を表現できているということは，乾燥によって発生する内部応力，微細き裂・ひび割れとその進展や骨材収縮の影響の評価が間接的に証明できているためと考えられる。

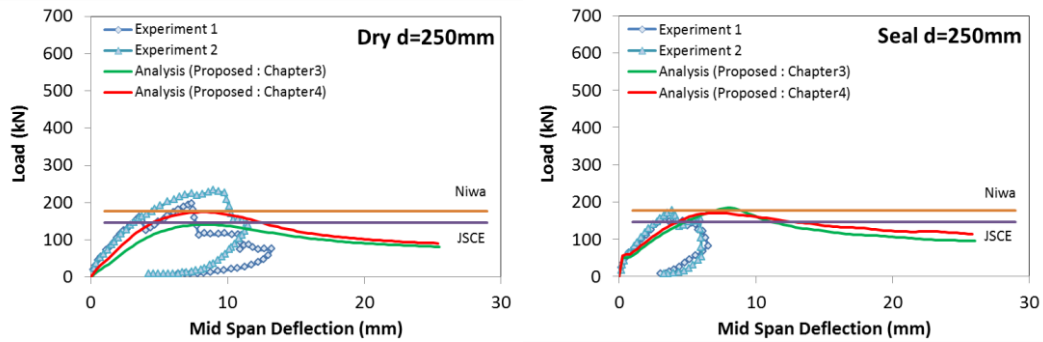


図 5.3.10 d=250mm の梁試験体の実験と解析の比較

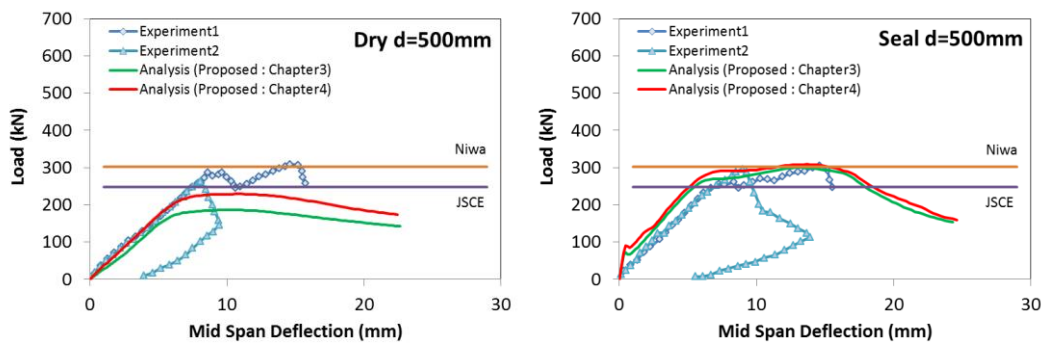


図 5.3.11 d=500mm の梁試験体の実験と解析の比較

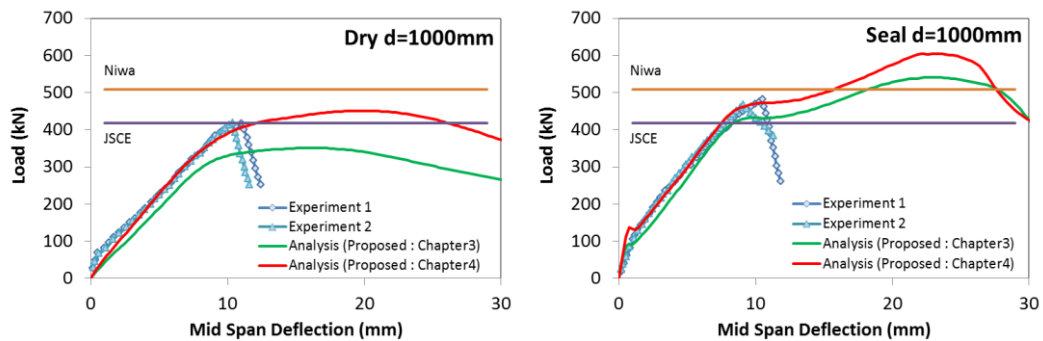


図 5.3.12 d=1000mm の梁試験体の実験と解析の比較

(2) 荷重-変位関係

図 5.3.13~図 5.3.14 に上記の DuCOM-COM3 連成解析結果の破壊時のひび割れ発生状況を示す。比較のため、既存モデル、第 3 章提案モデル、第 4 章提案モデルについて、乾燥養生と封緘養生ごとに結果を示した。

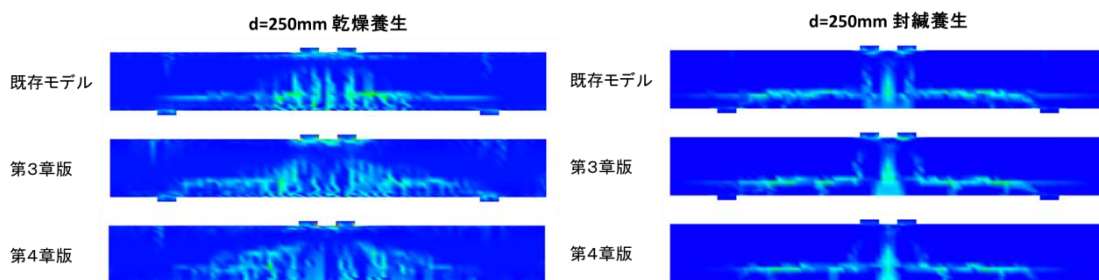


図 5.3.13 d=250mm の梁試験体のひび割れ状況（ひずみコンター図）
左：乾燥養生，右：封緘養生

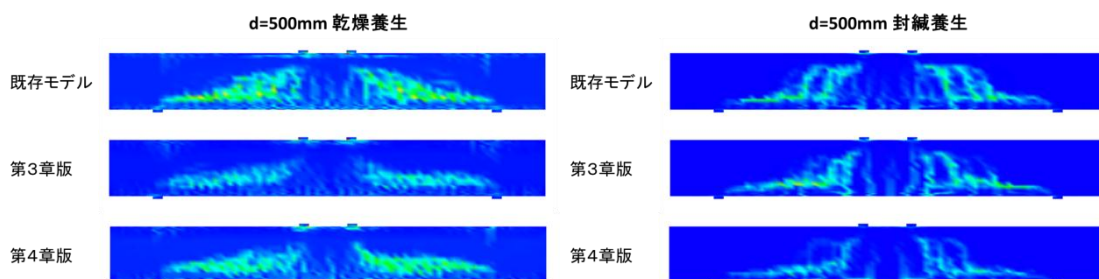


図 5.3.14 d=500mm の梁試験体のひび割れ状況（ひずみコンター図）
左：乾燥養生，右：封緘養生

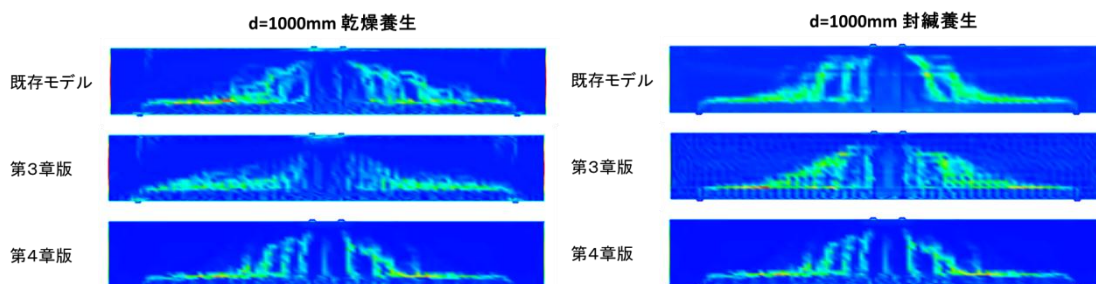


図 5.3.15 d=1000mm の梁試験体のひび割れ状況（ひずみコンター図）
左：乾燥養生，右：封緘養生

いずれの解析結果においても、COM3 単独の解析結果と比較して曲げひび割れの発生が大きく現れていることがわかる。これは、DuCOM-COM3 の連成解析によって自己収縮・乾燥収縮に伴う初期応力が導入され、曲げひび割れが発生しやすくなったためと考えられる。DuCOM-COM3 連成解析の荷重変位関係において、引張強度の入力値の低減なしに初期の曲げ剛性の低下を表現できる理由は、この様な曲げひび割れが発生しやすくなった影響を考慮できているためと考えられる。

d=250mm の封緘養生のケースについては、乾燥に伴う初期応力導入の影響が小さいことや、封緘養生によってコンクリートの強度発現が良好であること等の理由により、引張強度の入力値を低減していない COM3 単独の解析と同様の曲げひび割れが卓越する結果となっている。ただし、実際の実験のひび割れの発生状況が不明であるため、今後複数の実験との比較がさらに必要と考えられる。d=250mm の乾燥養生のケースでは、第4章提案モデルの場合にはせん断ひび割れの進展が見られるが、既存モデルや第3章提案モデルでは曲げひび割れの影響が大きい様に見える。

d=500mm および d=1000mm のケースでは、DuCOM-COM3 連成解析の既存モデル、第3章提案モデル、第4章提案モデルで若干のひび割れ発生状況の変化は見られるものの、大きな傾向の変化は無いと考えられる結果となった。これは、第3章、第4章で検討してきた供試体レベルの寸法と比較して、この部材レベルの寸法であれば乾燥に伴う表面近傍の微細ひび割れ等の影響が比較的小さくなるためと考えられる。

本研究では、細かい要素寸法を用いて解析を行ってきた。すなわち、部材レベルの鉄筋コンクリートとしての解析において、既往の分散ひび割れモデルが想定する複数のひび割れを含む鉄筋コンクリートとしての巨視的なモデルから、コンクリートや鉄筋を個別にモデル化した解析に近づくことになる。従って、ボンド要素等を用いて鉄筋とコンクリート間の付着の影響等についても検討が必要になってくるはずである。この様な影響については、コンクリートの収縮やひび割れによって鉄筋や周囲のコンクリートに初期応力・初期ひずみが生じて付着の影響が間接的に表れてくるため、小さな要素寸法を用いたとしても特別にボンド要素等を用いずに上記の解析結果が得られたと考えられる。今後、コンクリートの収縮量、鉄筋比、要素寸法の影響などを総合的に評価していきたいと考えている。

5.4 本章のまとめ

本章では、第3章と第4章で提案したモデルを用いて、部材レベルの梁試験体を対象に検証を行った。

乾燥条件で曲げひび割れを有する持続荷重下のたわみ進行について、実際の複雑な温度履歴・湿度履歴を与えた解析によって、比較的良好にたわみの進行を追跡できることを示した。今後、低湿度域での精度向上が課題として考えられる。

乾燥養生と封緘養生の梁試験体のせん断破壊実験を対象に、提案モデルによる解析を行った。提案モデルによる解析によって、乾燥条件下における剛性とせん断耐力の低下が自然に表現されることを示した。

第5章の参考文献

- 1) Esayas, G., Maekawa, K. : Numerical Simulation on Shear Capacity and Post-Peak Ductility of Reinforced High-Strength Concrete Coupled with Autogenous Shrinkage, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.9, No.1, pp.73-88, 2011.2
- 2) Sato, R., Kawakane, H. : A New Concept for the Early Age Shrinkage Effect on Diagonal Cracking Strength of Reinforced HSC Beams, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 6(1), pp.45-67, 2008.
- 3) 三谷昂大, 兵頭彦次, 太田光貴, 佐藤良一 : 収縮による普通強度 RC はりのせん断強度低下とその評価, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.33, No.2, pp.721-726, 2011.
- 4) 土木学会 : *コンクリート標準示方書 設計編*, 土木学会, 2013.3
- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫 : せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, *土木学会論文集*, 第372号, V-5, pp.167-176, 1986.8
- 6) 福浦尚之, 前川宏一 : 非直交する独立4方向ひび割れ群を有する平面 RC 要素の空間平均化構成則, *土木学会論文集*, No.634, Vol.45, pp.177-195, 1999.11.
- 7) 前川宏一, 福浦尚之 : 多方向ひび割れを考慮した RC 構成則の部材・構造挙動からの検証, *土木学会論文集*, No.634, Vol.45, pp.209-225, 1999.11.

第6章

打設管理記録を活用した実構造物のひび割れ解析

6.1 はじめに

6.1.1 ひび割れ抑制への取り組み

温度ひび割れや乾燥収縮ひび割れは、材料選定や施工時の対策だけでなく、クーリングや目地の導入といった設計段階からの対策も必要となる。この様にひび割れの発生原因とその対策は、設計、材料選定、コンクリート製造、施工、維持・管理など各段階に跨るものである。また、プロジェクトの各段階で様々な組織や人間が関与するため、責任の所在が曖昧になりやすく、ひび割れ発生原因の特定に必要な情報伝達も困難になりやすい。コンクリート構造物のひび割れ挙動を定量的に予測して適切な対策を講じていくためには、初期の計画段階から長期の維持・補修までを含めた全体のマネジメントシステムを構築することが重要である。

以上の様な背景より、山口県では「ひび割れ抑制システム」と呼ばれるマネジメントシステムを構築し（図 6.1.1）、コンクリート構造物に生じるひび割れの抑制に取り組んでいる¹⁾。これは、図 6.1.2 に示す「打設管理記録」を施工時に作成し、データベースとして収集・整理したものをプロジェクト関係者で共有すると同時に、インターネットを通じて一般にも公開しているものである。

第1章で述べた様に、コンクリートのひび割れ発生原因は様々であり、施工状況やひび割れ発生・進展状況に関する各種情報は、その後の対策や改善を進める上で重要な判断材

第6章 打設管理記録を活用した実構造物のひび割れ解析

料となる。また、統一的に整理されたデータベースの公開は、納税者である一般市民による事業への関心を高めるだけでなく、様々な研究者や事業者による研究開発や応用利用にも活用されることが期待される。

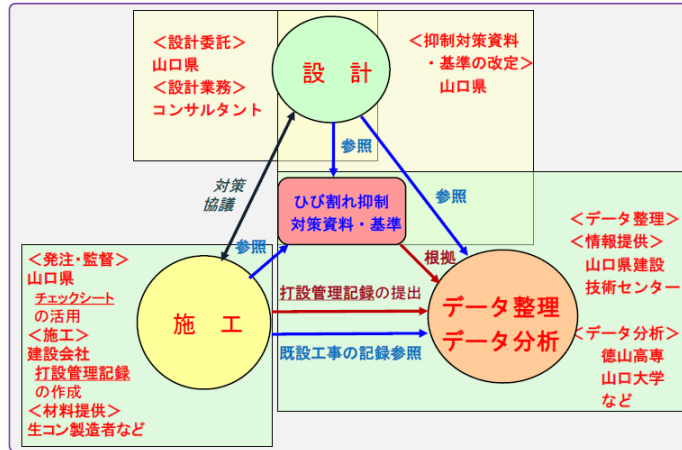


図 6.1.1 ひび割れ抑制システム¹⁾

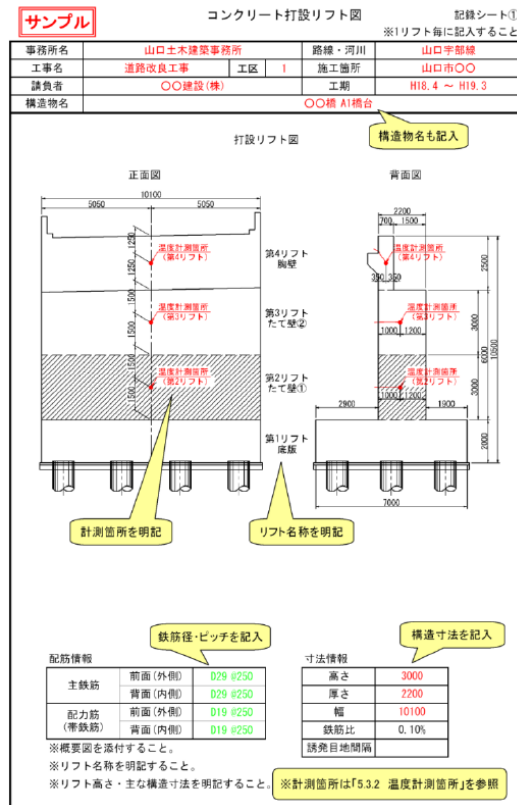


図 6.1.2 打設管理記録の例¹⁾

蓄積された打設管理記録のデータベースは、構造物の設計に際して貴重な参考資料となる。図6.1.3のフローに示す様に、施工後の観察・調査結果を設計の改善に反映させるPDCAサイクルを推進することで、山口県ではひび割れ抑制対策を施工時だけでなく、設計段階から考慮できるようにしている²⁾。

このような山口県の取り組みは、設計由来のひび割れと施工由来のひび割れを区別するのに有効なだけでなく、施工者の品質に関する意識向上にも寄与している。実際に山口県では、施工に由来するひび割れの発生件数がひび割れ抑制システム導入後に大幅に減少していることが報告されている³⁾。しかしながら、ひび割れ抑制システム導入後においても、コンクリート構造物に発生するひび割れを完全に抑制するには至っていない。この一因として、ひび割れの挙動を統一的手法によって定量的に予測することの難しさが挙げられる。特に、コンクリートの乾燥収縮ひび割れは、ひび割れの発生に影響を及ぼす要因が多岐にわたると同時に、収縮やクリープ、強度、弾性係数といった個別の要因でさえも、計測の難しさや現象の複雑さから様々な理論や仮説が提案されている。従って、構造物にひび割れが発生した場合に、「何がひび割れの発生原因で、どのような対策を実施すればそのひび割れの発生を抑制できるのか」といったことを定量的に判断することが困難であり、過去の経験等から定性的に対処せざるを得ない。このように、乾燥収縮ひび割れの挙動を定量的に予測することの難しさが、ひび割れ抑制システムにおけるPDCAサイクル(図6.1.3)推進のボトルネックになっていると考えられる。

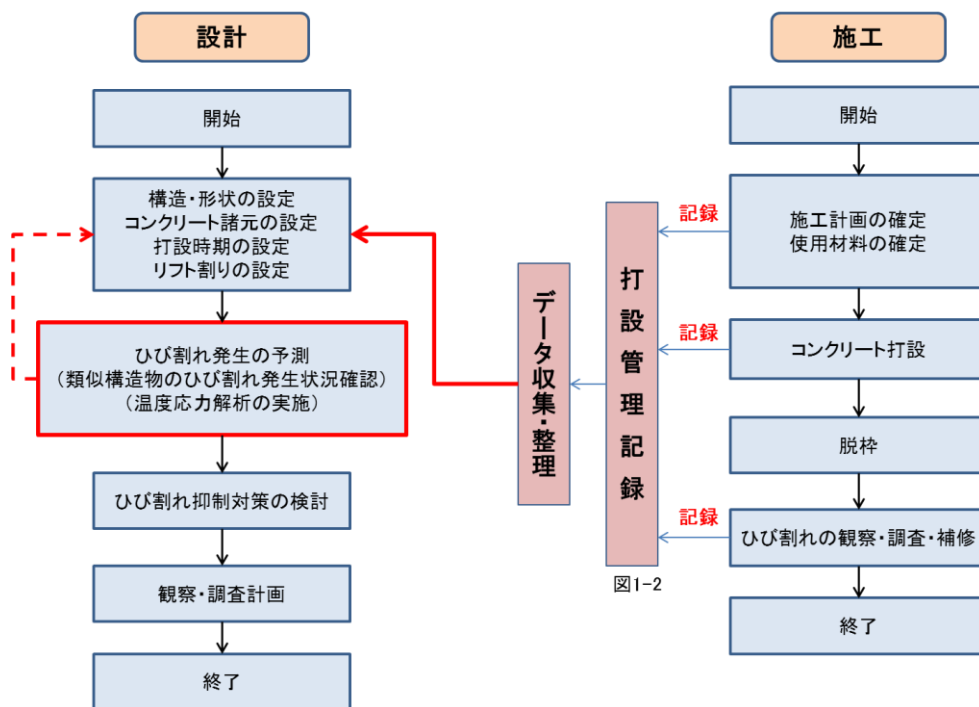


図 6.1.3 ひび割れ抑制システムのフロー²⁾

6.1.2 本章の位置づけ

山口県では、各種ひび割れ抑制対策に関する効果を比較するため、材料の変更、補強鉄筋の配置の変更など、その効果の検証を目的とした様々な施工を実施している。しかし、実構造物を対象とした様々な対策効果を定量的に評価するためには、実環境下ではあまりにも変動要因が多く、また費用や労力の面でも困難が伴う。従って、これまでの様々なひび割れ抑制対策は、定性的・経験的に実施されることが多く、山口県が実施している施工後の観察・調査結果を次の設計の改善に反映させるひび割れ抑制システムの PDCA サイクル（図 6.1.3）においても、構造形式や実環境の条件の違いから実構造物のひび割れの発生を完全に抑制するには至っていない³⁾。一方、解析では、実構造物規模であっても様々なひび割れ抑制対策の個々の効果を容易に比較・検証することが可能である。本研究では第 3 章および第 4 章にて、この様な用途を念頭に乾燥環境下におけるコンクリート部材の挙動の予測精度向上について検討を行ってきた。すなわち、DuCOM-COM3 の高精度化は、解析によって構造形式や環境条件の異なるコンクリート構造物の状態・応答・性能を定量的に評価し、様々なひび割れ抑制対策の効果を定量的に判断することに資することを念頭に行ってきたものである。

第 6 章では、これまでに検討を行ってきた DuCOM-COM3 を用い、任意の配合、構造形式、養生条件、環境条件に置かれる実際の構造物に対し、そのひび割れ挙動を時空間上で再現し、ひび割れ発生原因の推定と抑制対策の効果について定量化を試みるものである。対象とする構造物は、山口県のひび割れ抑制システムに記録されるデータベースに基づき、実際にひび割れの発生した構造物を対象とした。本研究の特色は、実構造物のひび割れ発生状況を再現し、各種抑制対策の効果について比較・検証を行うところにある。

6.2 解析対象構造物

6.2.1 対象構造物

美祢土木事務所 国道490号美東大田道路橋梁 金田ため池橋

6.2.2 工期

平成18年9月20日～平成19年3月24日

6.2.3 施工場所

山口県美祢市（旧美祢郡美東町）

6.2.4 形状及び打設リフト

- | | |
|---------------------|------------------------|
| 1 リフト目打設 不明 | コンクリート温度 不明 |
| 2 リフト目打設 2007年2月7日 | コンクリート温度 13.0℃ & 17.0℃ |
| 3 リフト目打設 2007年5月9日 | コンクリート温度 20.0℃ & 25.0℃ |
| 4 リフト目打設 2007年6月29日 | コンクリート温度 28.0℃ |

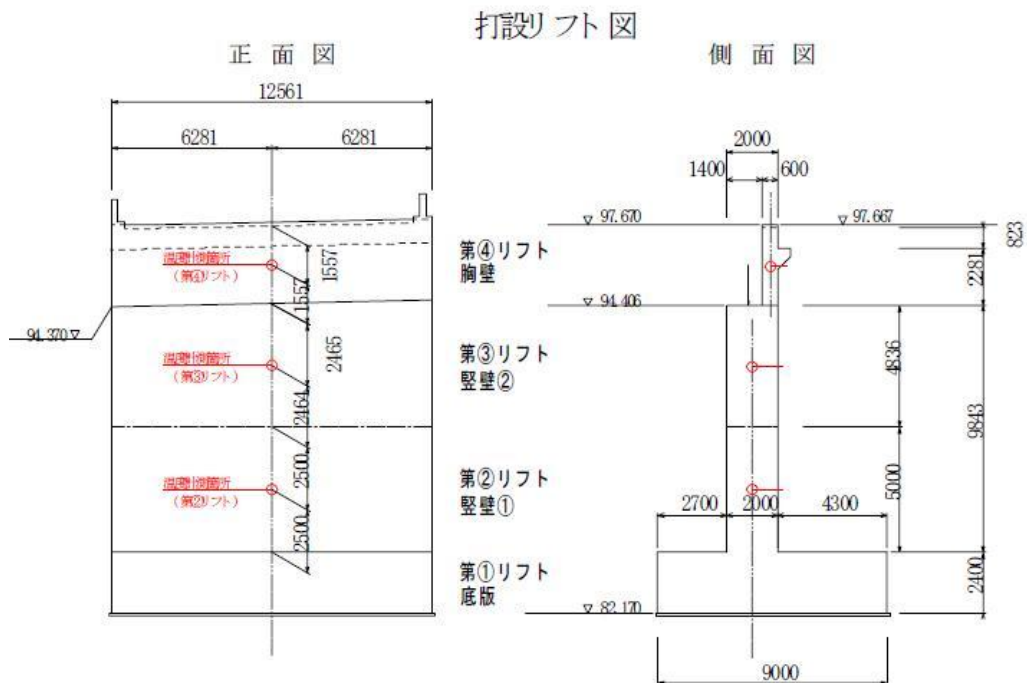


図 6.2.1 形状および打設リフト⁵⁾

6.3 解析条件

6.3.1 解析モデル

図 6.3.1 に解析モデルの全体図を示す。解析モデルは、地盤を含む実構造物の 1/2 モデルとした。地盤は弾性要素，コンクリート部は RC 要素と無筋コンクリート要素とした。

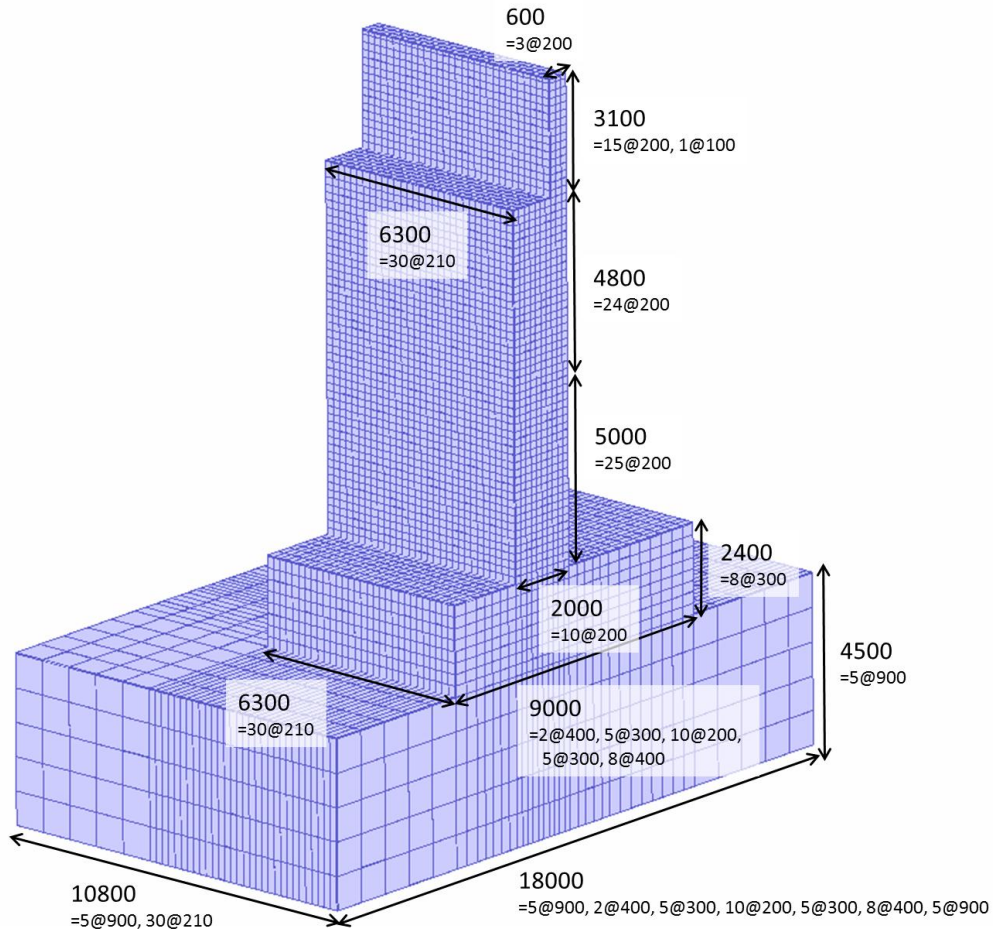


図 6.3.1 解析モデルの要素分割（メッシュ寸法、単位 mm）

6.3.2 境界条件

(1) 地盤部分

図 6.3.2 に地盤部分の境界条件を示す。地盤の底面は固定温度境界，側面は断熱温度境界，上面は熱伝達境界とした。地盤の温度は，山口県のひび割れ抑制システムのデータベースに無い情報である。そこで，気象庁のデータベースより，山口市の 1966 年～2010 年までの平均気温（15.2℃）を与えることとした（図 6.3.3）。

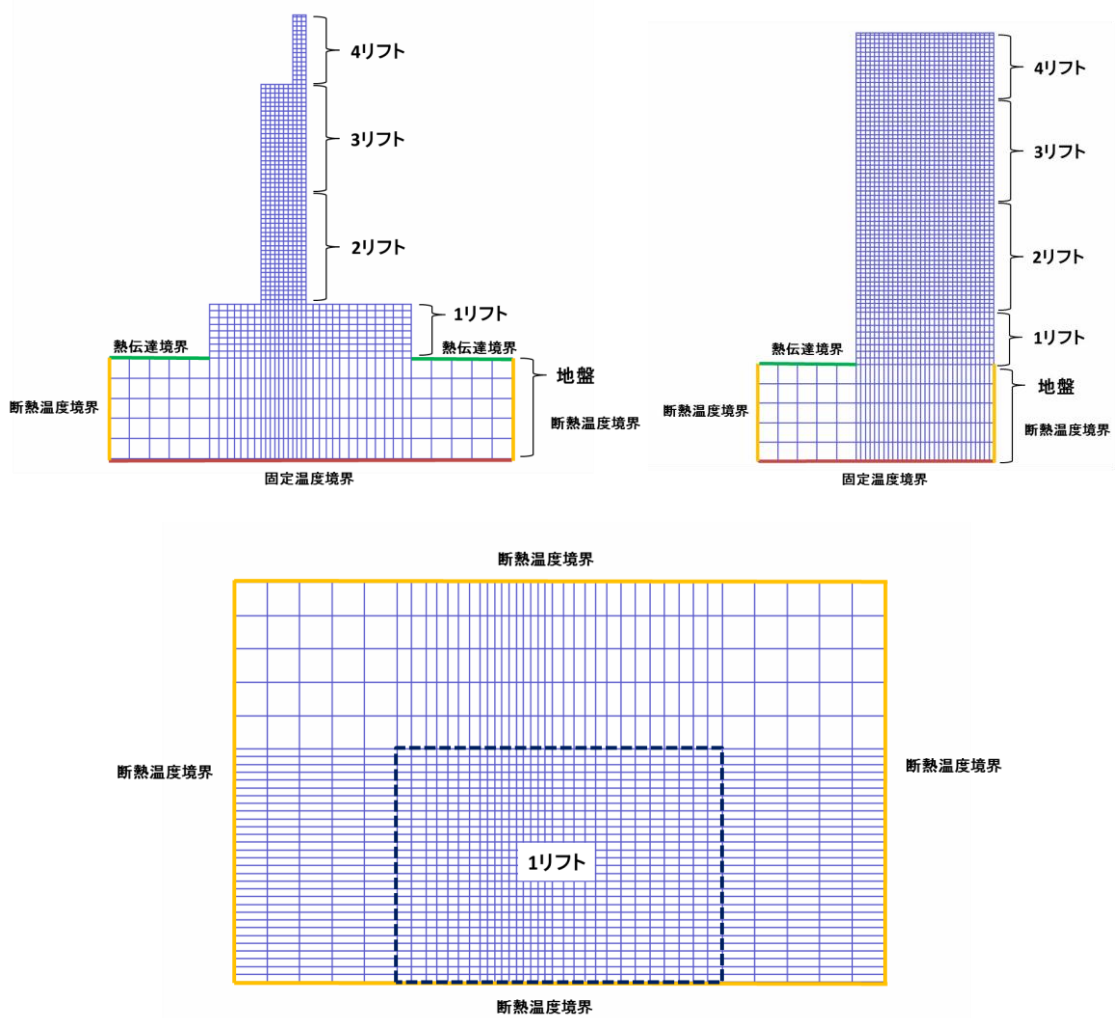


図 6.3.2 解析モデルの要素分割と地盤の境界条件

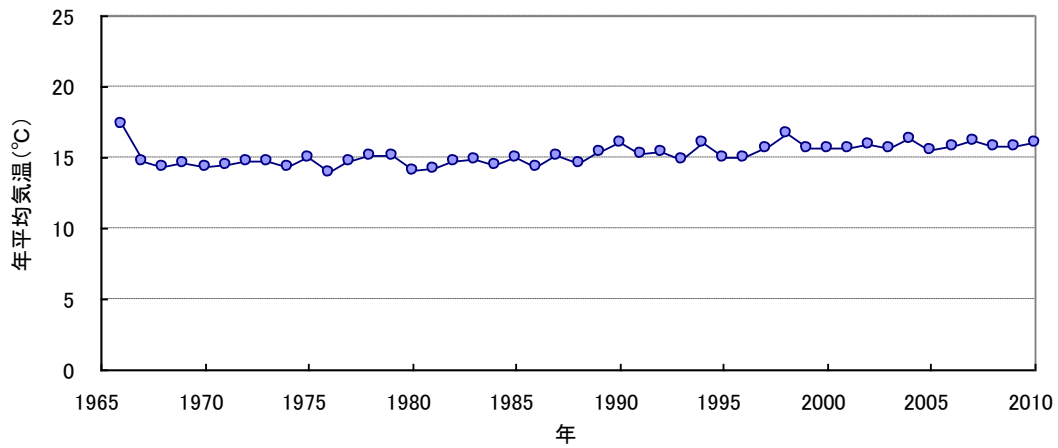


図 6.3.3 山口市の年平均気温 (気象庁 DB より)

(2) コンクリート部分

図 6.3.4 にコンクリート部の境界条件を示す。コンクリート部は、ダミー要素を用いることで1~4リフト目までの打設リフトを模擬し、施工状況に応じて熱伝達係数を変更した。また、型枠の有無により水分移動境界の有効・無効を切り替えた。打ち継ぎ面においても熱伝達境界と水分移動境界を設定し、上リフトの打設完了後に無効化している。

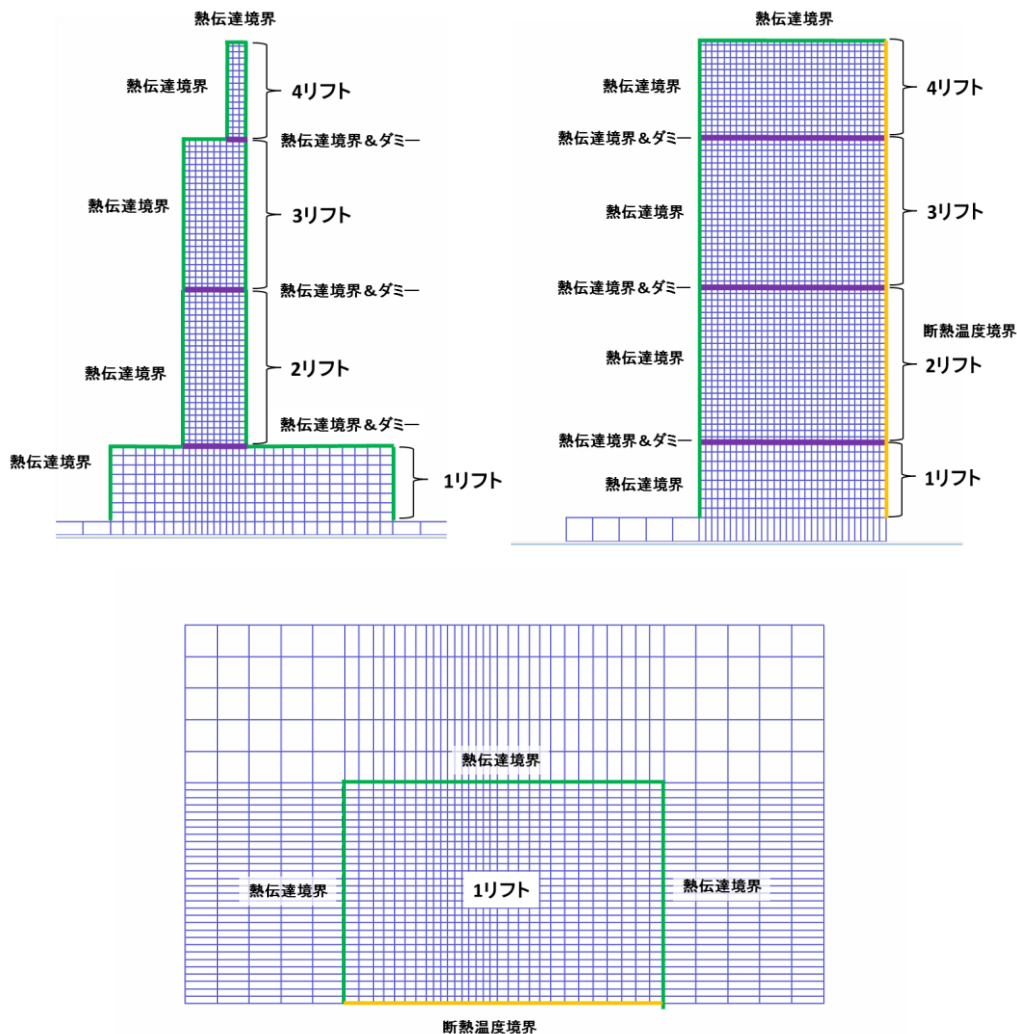


図 6.3.4 コンクリートの境界条件

表 6.3.1 に境界条件の設定一覧を示す。養生期間中については、外部との水分移動を制限した。熱伝達率は、養生中の型枠面と打設面、脱型後のコンクリート面を考慮した。なお表中の()内の数値は、熱伝達率の $[W/(m^2 \cdot ^\circ C)]$ の単位系の値である。また、一般的な温度応力解析で用いられている熱伝達率の参考値を表 6.3.2 に示す。

表 6.3.1 境界条件の設定一覧

	養生中(湿度移動なし)			湿度移動
	期間 日	型枠面 kcal/(m ² ・day・°C)	打設面 kcal/(m ² ・day・°C)	脱型後 kcal/(m ² ・day・°C)
地盤表面	-	248 (12)		
1リフト目	14	83 (4)	103 (5)	289 (14)
2リフト目	14	83 (4)	103 (5)	289 (14)
3リフト目	10	124 (6)	103 (5)	289 (14)
4リフト目	8	124 (6)	103 (5)	289 (14)

表 6.3.2 熱伝達率の参考値⁴⁾

熱伝達率			
	マスコン指針 W/(m ² ・°C)	ひび割れ制御指針 W/(m ² ・°C)	DuCOM単位 kcal/(m ² ・day・°C)
メタルフォーム	14	11~14	227~289
散水養生	14	13~15	268~310
湛水養生	8~14	11~14	227~289
合板	8	6~8	124~165
シート	6	4~6	83~124
養生マット	5	5	103
発泡スチロール	2	2	41
コンクリート・地盤・岩盤の表層	14	10~14	207~289

(3) 拘束条件

図 6.3.5 に解析モデルの拘束条件を示す。

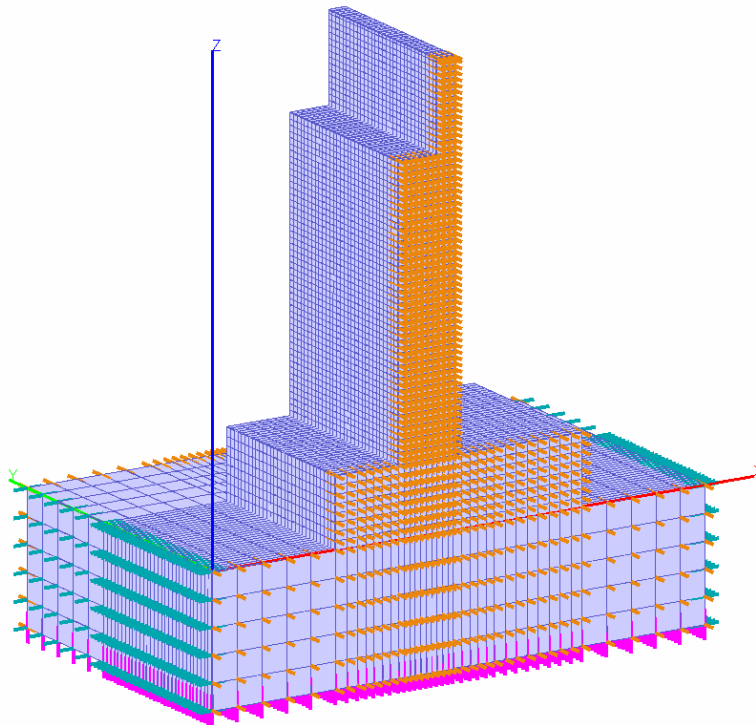


図 6.3.5 モデルの拘束条件

6.3.3 コンクリートの設定

図6.3.6にコンクリート部分の要素設定を示す。1リフトは基礎部分であり、データベースに詳細が記載されていないため、全てRC要素と仮定した。2~4リフトについては、データベースに記載の配筋情報に従った。

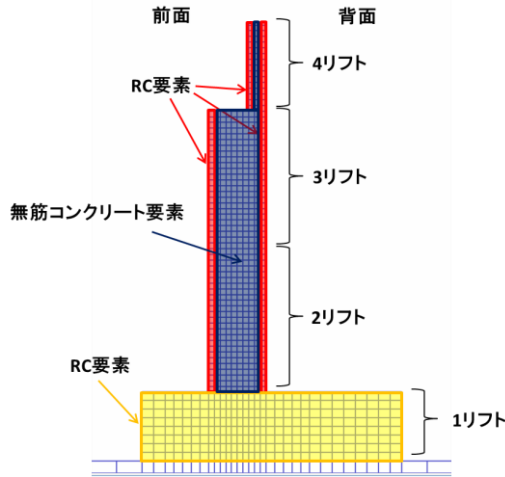


図 6.3.6 コンクリート部分の要素設定

1リフト目の鉄筋比と配筋状況は不明であるため、xyz軸の全方向に対して鉄筋比0.5%を仮定して設定した。2~4リフト目は、前面および背面の鉄筋比を山口県のデータベースに従って設定した。なお、主筋および配力筋が存在する範囲は、コンクリート表面の1要素分(20cm)と仮定した。表6.3.3と表6.3.4に設定した鉄筋比の一覧を示す。

表 6.3.3 前面側鉄筋比

	(x軸)	主筋(z軸)				配力筋(y軸)			
	鉄筋比 %	配置 -	本数 本	対象面積 cm ²	鉄筋比 %	配置 -	本数 本	要素面積 cm ²	鉄筋比 %
1リフト目	0.50	不明	不明	不明	0.50	不明	不明	不明	0.50
2リフト目	0.00	D32@250	50×(1/2)	630×20	1.58	D16@125	78	980×20	0.79
3リフト目	0.00	D32@250	50×(1/2)	630×20	1.58	D16@125	78	980×20	0.79
4リフト目	-	-	-	-	-	-	-	-	-

表 6.3.4 背面側鉄筋比

	(x軸)	主筋(z軸)				配力筋(y軸)			
	鉄筋比 %	配置 -	本数 本	対象面積 cm ²	鉄筋比 %	配置 -	本数 本	要素面積 cm ²	鉄筋比 %
1リフト目	0.50	不明	不明	不明	0.50	不明	不明	不明	0.50
2リフト目	0.00	D32@125	100×(1/2)	630×20	3.15	D19@125	78	980×20	1.14
3リフト目	0.00	D32@125	100×(1/2)	630×20	3.15	D19@125	78	980×20	1.14
4リフト目	0.00	D22@250 D22@250	50×(2/2)	630×20	1.54	D16@250 D16@250	12×2	310×20	0.77

6.3.4 イベントおよびステップ

解析時のイベントを図6.3.7に示す。1リフト目打設時のデータが山口県のデータベースに存在しないため、2リフト目打設の28日前に1リフト目打設日を仮定した。他のリフトの打設日および脱型までの養生日数は、山口県のデータベースの記述内容に従った。表6.3.5に各イベントとステップ、熱伝達率の対応を示す。

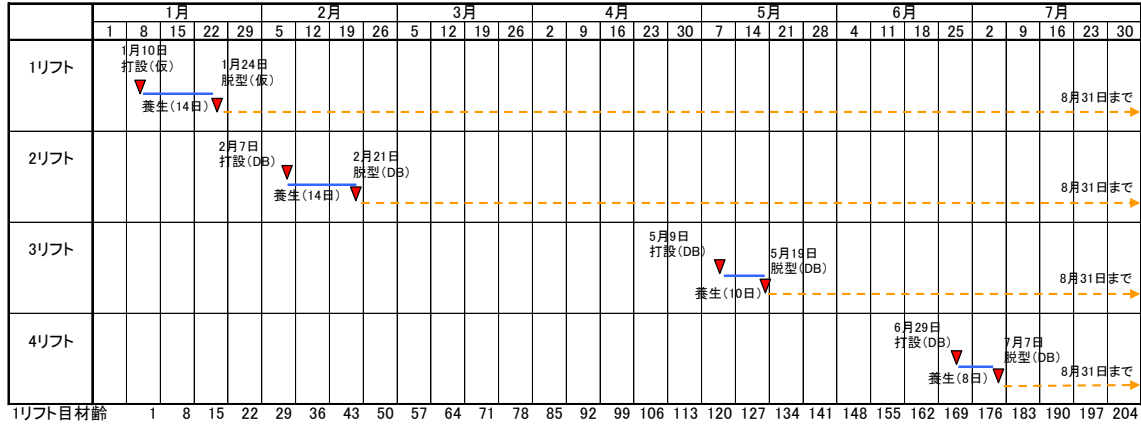


図 6.3.7 解析時のイベント設定

表 6.3.5 STEP-イベント-熱伝達率設定値の関係

リスタート	月日	ステップ	材齢 [day]	対象	熱伝達率[kcal/(m ² ·day·°C)]			リスタート	月日	ステップ	材齢 [day]	対象	熱伝達率[kcal/(m ² ·day·°C)]			
					型枠面	打設面	脱型後						型枠面	打設面	脱型後	
1	2011/1/10	1	0.0020	1リフト目	83 (4)	103 (5)	-	7	2011/5/9	1329	119.0020	1リフト目	-	-	289 (14)	
	?	?	?	2リフト目	-	-	-		?	?	?	?	2リフト目	-	-	289 (14)
	?	?	?	3リフト目	-	-	-		?	?	?	?	3リフト目	124 (6)	103 (5)	-
2	2011/1/11	98	0.9891	4リフト目	-	-	-	8	2011/5/10	1426	119.9891	4リフト目	-	-	-	
	2011/1/11	99	1.0020	1リフト目	83 (4)	103 (5)	-		?	?	?	?	2リフト目	-	-	289 (14)
	?	?	?	2リフト目	-	-	-		?	?	?	?	3リフト目	124 (6)	103 (5)	-
3	2011/1/24	332	13.9286	4リフト目	-	-	-	9	2011/5/19	1633	128.9675	4リフト目	-	-	-	
	2011/1/24	333	14.0020	1リフト目	-	-	289 (14)		2011/5/19	1634	129.0020	1リフト目	-	-	289 (14)	
	?	?	?	2リフト目	-	-	-		?	?	?	?	2リフト目	-	-	289 (14)
4	2011/2/7	572	27.9440	4リフト目	-	-	-	10	2011/6/29	1977	169.9187	4リフト目	-	-	-	
	2011/2/7	573	28.0020	1リフト目	-	-	289 (14)		2011/6/29	1978	170.0020	1リフト目	-	-	289 (14)	
	?	?	?	2リフト目	83 (4)	103 (5)	-		?	?	?	?	2リフト目	-	-	289 (14)
5	2011/2/8	670	28.9891	4リフト目	-	-	-	11	2011/6/30	2075	170.9891	4リフト目	124 (6)	103 (5)	-	
	2011/2/8	671	29.0020	1リフト目	-	-	289 (14)		2011/6/30	2076	171.0020	1リフト目	-	-	289 (14)	
	?	?	?	2リフト目	83 (4)	103 (5)	-		?	?	?	?	2リフト目	-	-	289 (14)
6	2011/2/22	904	41.9286	4リフト目	-	-	-	12	2011/7/7	2265	177.9467	4リフト目	124 (6)	103 (5)	-	
	2011/2/22	905	42.0020	1リフト目	-	-	289 (14)		2011/7/7	2266	178.0020	1リフト目	-	-	289 (14)	
	?	?	?	2リフト目	-	-	289 (14)		?	?	?	?	2リフト目	-	-	289 (14)
	2011/5/9	1328	118.5283	4リフト目	-	-	-		2011/8/31	2644	232.6890	4リフト目	-	-	289 (14)	

6.3.5 環境条件

(1) 外気温

山口県のデータベースの計測値は、日中（8時～17時）のデータであり、夜間の温度が不明であること、1リフト目～4リフト目までの連続した外気温データが存在しないことから、気象庁のデータベースから山口市の日平均気温を与えることとした。解析では、1日の間の温度は一定（日平均気温）とした。

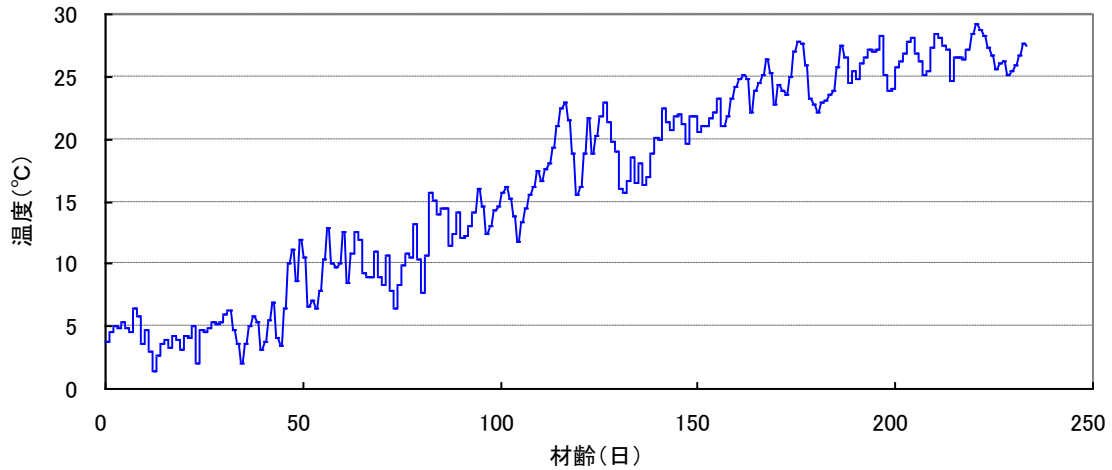


図 6.3.8 解析に用いる外気温の設定値（1月10日～8月31日：233日間）

(2) 湿度

山口県のデータベースには、湿度のデータが無いので、外気温と同様に気象庁の山口市DBを用いる。

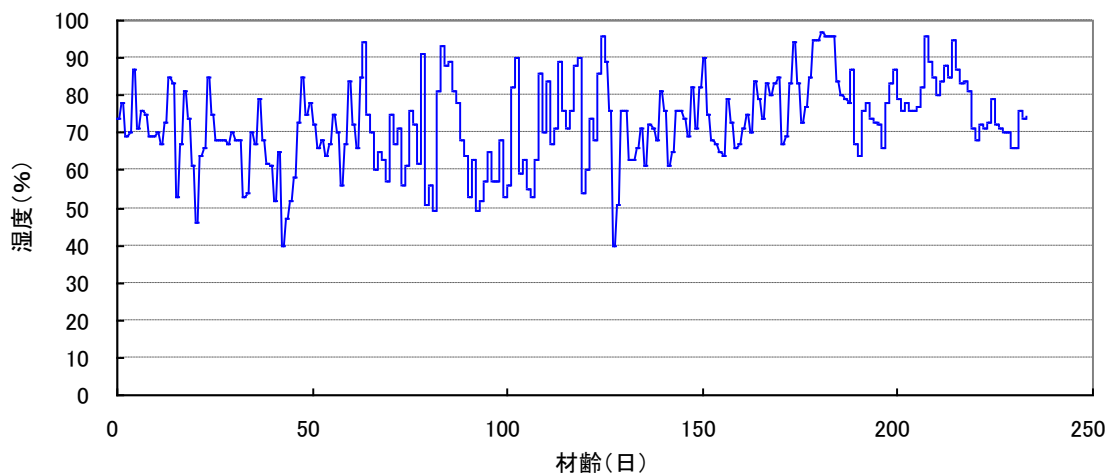


図 6.3.9 解析に用いる相対湿度の設定値（1月10日～8月31日：233日間）

6.3.6 初期条件

(1) コンクリートの打設温度

表 6.3.6 にコンクリートの初期温度（打設温度）設定値一覧を示す。なお、初期温度は、データベースの 150m³ 打設時を基本とした、1 リフト目については、1 月の平均気温+8°C の丸い数値として 12°C、4 リフト目については、打設開始時の計測値 28°Cを用いた。

表 6.3.6 コンクリートの打設温度

	山口県DB		解析使用値
	打設開始時	150m ³ 打設時	
1リフト目	無し	無し	12°C
2リフト目	13°C	17°C	17°C
3リフト目	20°C	25°C	25°C
4リフト目	28°C	無し	28°C

(2) コンクリートの材料設定

表 6.3.7~表 6.3.10 にコンクリートの材料設定値一覧を示す。山口県 DB は、配合に関する記載がセメント種類，W/C，空気量のみである。したがって、不明な部分の値には、DuCOM のデフォルト値である下記表の値を設定した。また、セメント化学成分については、JCI マスコン指針⁴⁾に従うものとする（表 6.3.11）。

表 6.3.7 1 リフト目材料設定値 (MTRL1)

単位体積重量(配合) unit weight						
WG	WS	WL	WP	Fag	Ragg	Vair
粗骨材	細骨材	粉体	W/C	粗骨材の平均間隙率	実績率	空気量
kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	%	m ³ /m ³	-	%
1000	850	0	54.0	0.0	0.6	5.00

粉体置換率 weight percent of powder							ブレン比表面積 blaine specific surface area			
PPC	PSG	PFA	BLN	BLNSG	BLNFA	BLNLS	ポルトランドセメント	高炉スラグ微粉末	フライアッシュ	石灰石微粉末
%	%	%	cm ² /g	cm ² /g	cm ² /g	cm ² /g	%	%	%	%
100	0	0	3380	3300	3280	7000				

セメント化学成分重量パーセント weight percent of mineral compounds					
P3A	P3S	P4AF	P2S	PPOSZH	SUM
C3A	C3S	C4AF	C2S	石膏	合計
%	%	%	%	%	%
8.0	55.0	10.0	19.0	3.4	95.4

比重 specific gravity					
SPGRG	SPGRS	SPGRC	SPGRSG	SPGRFA	SPGRLM
粗骨材	細骨材	セメント	スラグ	フライアッシュ	石灰石微粉末
g/g	g/g	g/g	g/g	g/g	g/g
2.65	2.58	3.15	2.9	1.93	2.1

表 6.3.8 2 リフト目材料設定値 (MTRL2)

単位体積重量(配合) unit weight						
WG	WS	WL	WP	Fag	Ragg	Vair
粗骨材	細骨材	粉体	W/C	粗骨材の平均間隙率	実績率	空気量
kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	%	m ³ /m ³	-	%
1000	850	0	54.0	0.0	0.6	5.15

粉体置換率 weight percent of powder							ブレン比表面積 blaine specific surface area			
PPC	PSG	PFA	BLN	BLNSG	BLNFA	BLNLS	ポルトランドセメント	高炉スラグ微粉末	フライアッシュ	石灰石微粉末
%	%	%	cm ² /g	cm ² /g	cm ² /g	cm ² /g	%	%	%	%
100	0	0	3380	3300	3280	7000				

セメント化学成分重量パーセント weight percent of mineral compounds					
P3A	P3S	P4AF	P2S	PPOSZH	SUM
C3A	C3S	C4AF	C2S	石膏	合計
%	%	%	%	%	%
8.0	55.0	10.0	19.0	3.4	95.4

比重 specific gravity					
SPGRG	SPGRS	SPGRC	SPGRSG	SPGRFA	SPGRLM
粗骨材	細骨材	セメント	スラグ	フライアッシュ	石灰石微粉末
g/g	g/g	g/g	g/g	g/g	g/g
2.65	2.58	3.15	2.9	1.93	2.1

表 6.3.9 3 リフト目材料設定値 (MTRL3)

単位体積重量(配合) unit weight						
WG	WS	WL	WP	Fag	Ragg	Vair
粗骨材	細骨材	粉体	W/C	粗骨材の 平均間隙率	実績率	空気量
kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	%	m ³ /m ³	-	%
1000	850	0	54.0	0.0	0.6	4.85

粉体置換率 weight percent of powder						
PPC	PSG	PFA	BLN	BLNSG	BLNFA	BLNLS
ポルトランド セメント	高炉スラグ 微粉末	フライ アッシュ	ポルトランド セメント	高炉スラグ 微粉末	フライ アッシュ	石灰石 微粉末
%	%	%	cm ² /g	cm ² /g	cm ² /g	cm ² /g
100	0	0	3380	3300	3280	7000

セメント化学成分重量パーセント weight percent of mineral compounds						
P3A	P3S	P4AF	P2S	PPCS2H	SUM	
C3A	C3S	C4AF	C2S	石膏	合計	
%	%	%	%	%	%	%
8.0	55.0	10.0	19.0	3.4	95.4	

比重 specific gravity						
SPGRG	SPGRS	SPGRC	SPGRSG	SPGRFA	SPGRLM	
粗骨材	細骨材	セメント	スラグ	フライ アッシュ	石灰石 微粉末	
E/g	E/g	E/g	E/g	E/g	E/g	E/g
2.65	2.58	3.15	2.9	1.93	2.1	

表 6.3.10 4 リフト目材料設定値 (MTRL4)

単位体積重量(配合) unit weight						
WG	WS	WL	WP	Fag	Ragg	Vair
粗骨材	細骨材	粉体	W/C	粗骨材の 平均間隙率	実績率	空気量
kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	%	m ³ /m ³	-	%
1000	850	0	54.0	0.0	0.6	4.30

粉体置換率 weight percent of powder						
PPC	PSG	PFA	BLN	BLNSG	BLNFA	BLNLS
ポルトランド セメント	高炉スラグ 微粉末	フライ アッシュ	ポルトランド セメント	高炉スラグ 微粉末	フライ アッシュ	石灰石 微粉末
%	%	%	cm ² /g	cm ² /g	cm ² /g	cm ² /g
100	0	0	3380	3300	3280	7000

セメント化学成分重量パーセント weight percent of mineral compounds						
P3A	P3S	P4AF	P2S	PPCS2H	SUM	
C3A	C3S	C4AF	C2S	石膏	合計	
%	%	%	%	%	%	%
8.0	55.0	10.0	19.0	3.4	95.4	

比重 specific gravity						
SPGRG	SPGRS	SPGRC	SPGRSG	SPGRFA	SPGRLM	
粗骨材	細骨材	セメント	スラグ	フライ アッシュ	石灰石 微粉末	
E/g	E/g	E/g	E/g	E/g	E/g	E/g
2.65	2.58	3.15	2.9	1.93	2.1	

表 6.3.11 ポルトランドセメントの鉱物組成の例 (JCI マスコン指針 2008) ⁴⁾

	鉱物組成 (%)			
	C3S	C2S	C3A	C4AF
普通	55	19	8	10
中庸熱	40	39	4	11
低熱	25	56	3	10
早強	63	12	9	8

6.4 解析によるひび割れ発生状況の再現

6.4.1 温度履歴

山口県の打設管理記録には、コンクリートの温度履歴が施工者によって記録されている。各施工リフトの温度履歴の計測位置を図6.4.1に示す。解析によるひび割れ発生状況の再現に際し、コンクリートの温度履歴についても合わせて検証を行った。

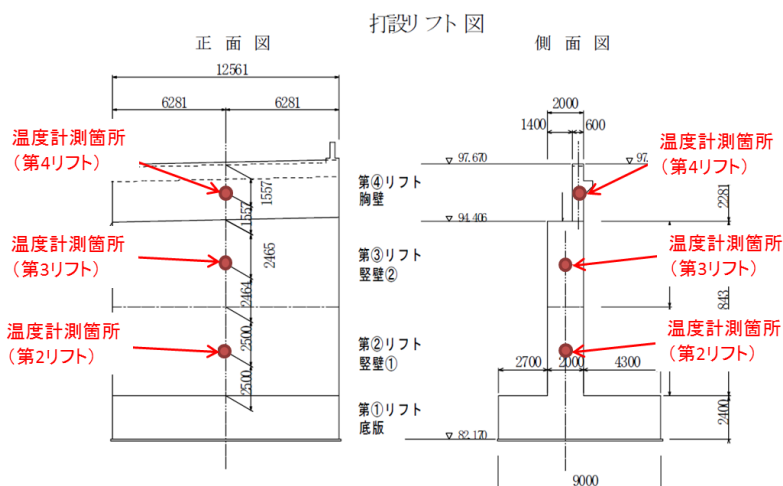


図6.4.1 温度履歴の計測位置⁵⁾

図6.4.2～図6.4.4に第2リフト～第4リフトの温度履歴の実測値と解析値の比較を示す。基礎部分の第1リフトについては、打設管理記録データベースに記録が存在しないため、比較は行っていない。解析による温度履歴の結果は、いずれのリフトにおいても比較的良く実測値を再現できていると考えられる。

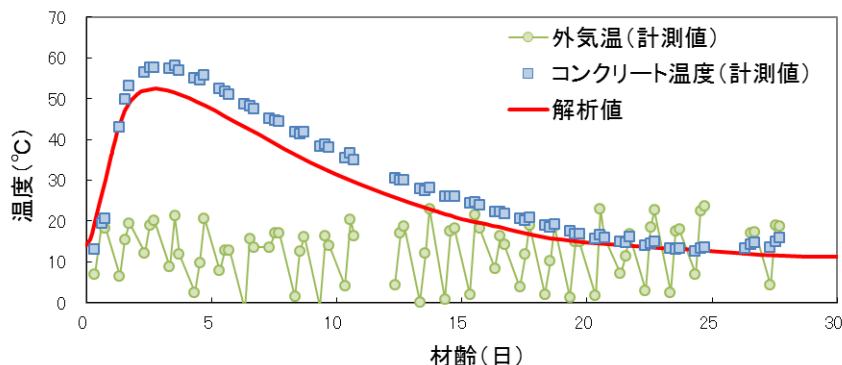


図6.4.2 第2リフトの温度履歴の実測値と解析値の比較

第6章 打設管理記録を活用した実構造物のひび割れ解析

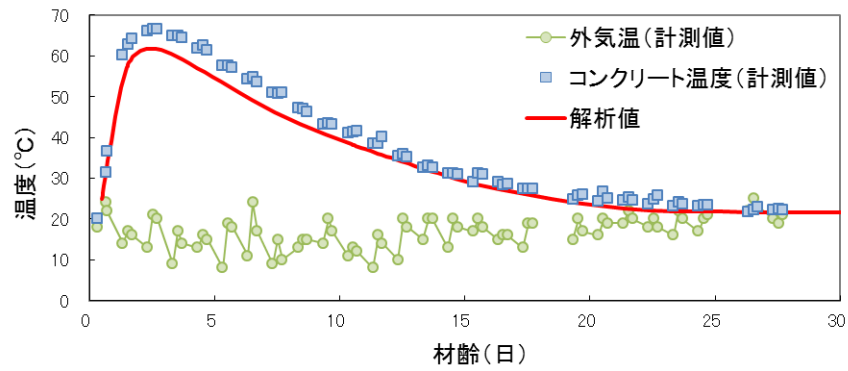


図 6.4.3 第3リフトの温度履歴の実測値と解析値の比較

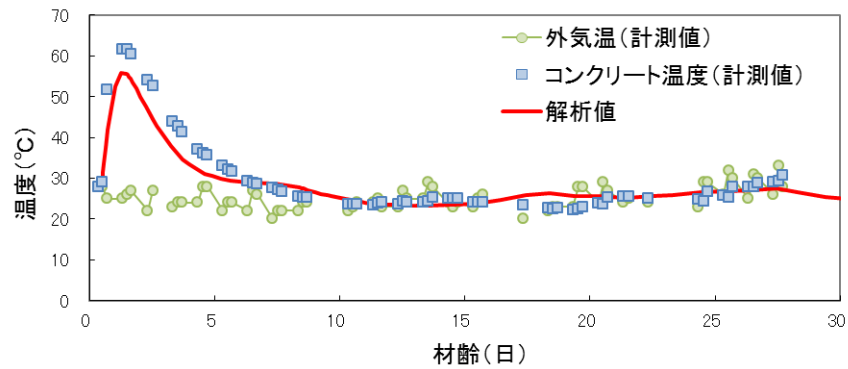


図 6.4.4 第4リフトの温度履歴の実測値と解析値の比較

6.4.2 実構造物と解析の比較（2リフト目）

山口県のDBには、骨材の収縮量に関する情報は記載されていない。また、供試体レベルにおける乾燥収縮量についても不明である。そこで、最初に最大骨材収縮量 0μ , 100μ , 250μ , 500μ について解析を実施し、DBのひび割れ状況と比較することで骨材収縮量を推定することとした。

金田ため池橋の橋台たて壁の第2リフトは、2007年2月7日に打設され、7日間の散水養生が行われ、合計14日間の型枠残置期間を経て、2月21日に脱型されている。ひび割れは、打設から17日経過後の2月24日、さらに3月3日に発見された。ひび割れは部材中央付近の2箇所垂直に貫通している。ひび割れの発生原因は、基礎の第1リフトによる外部拘束と推定される。図6.4.5にDBのひび割れ記録を示す。

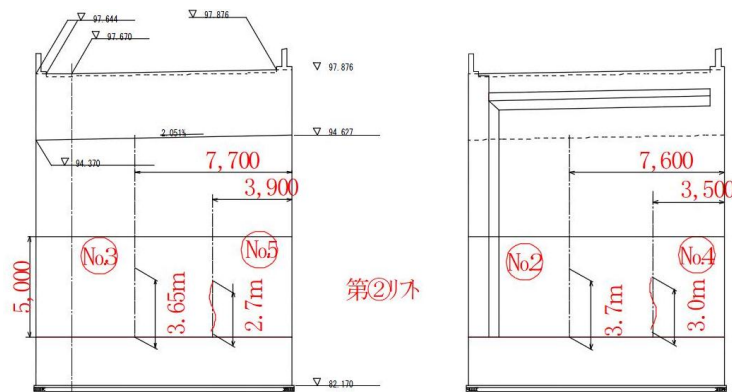


図 6.4.5 山口県DBの第2リフトのひび割れ記録⁵⁾

図6.4.6～図6.4.9に示す様に、表面近傍は全てのケースでひび割れが発生（軟化域に達したと判定）している。また、断面中央までの貫通ひび割れも発生している（各図の右）。しかし、いずれのケースにおいても差は小さいと思われる。

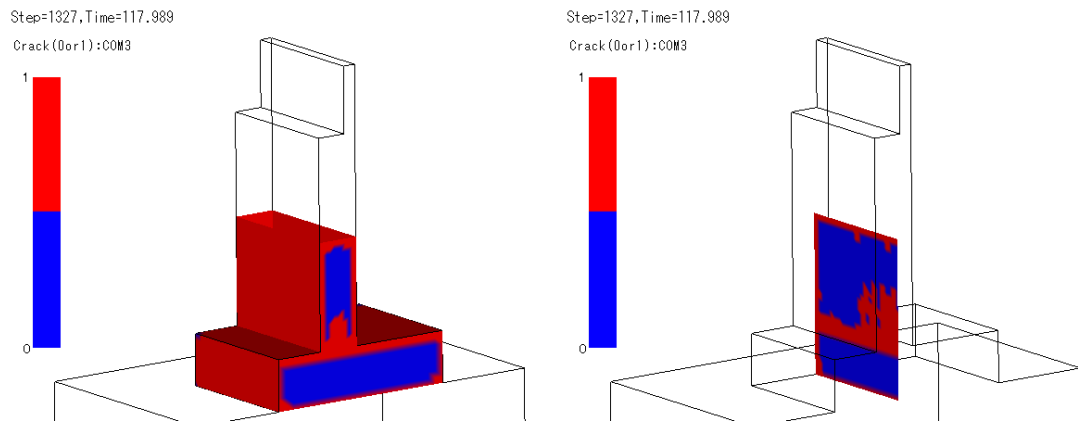


図 6. 4. 6 最大骨材収縮量 0μ 設定時の 2 リフト目ひび割れ状況 (左 : 表面, 右 : 内部)

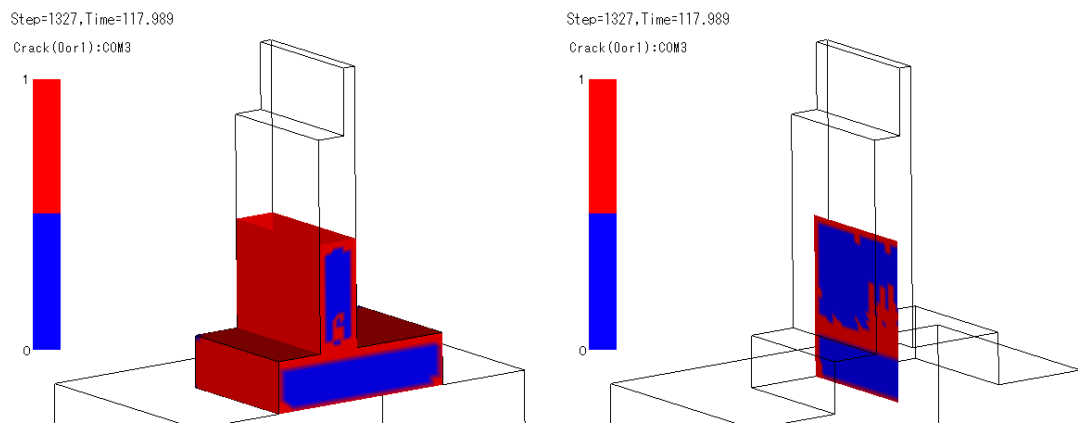


図 6. 4. 7 最大骨材収縮量 100μ 設定時の 2 リフト目ひび割れ状況 (左 : 表面, 右 : 内部)

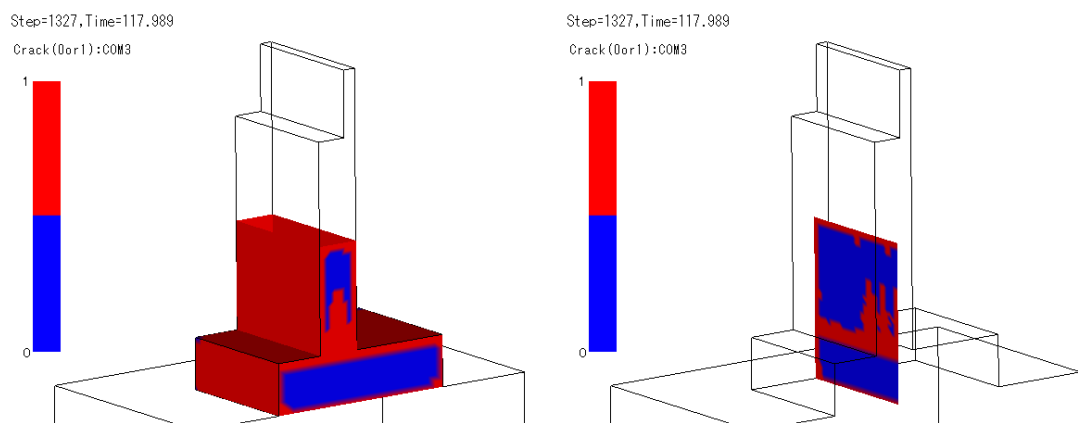


図 6. 4. 8 最大骨材収縮量 250μ 設定時の 2 リフト目ひび割れ状況 (左 : 表面, 右 : 内部)

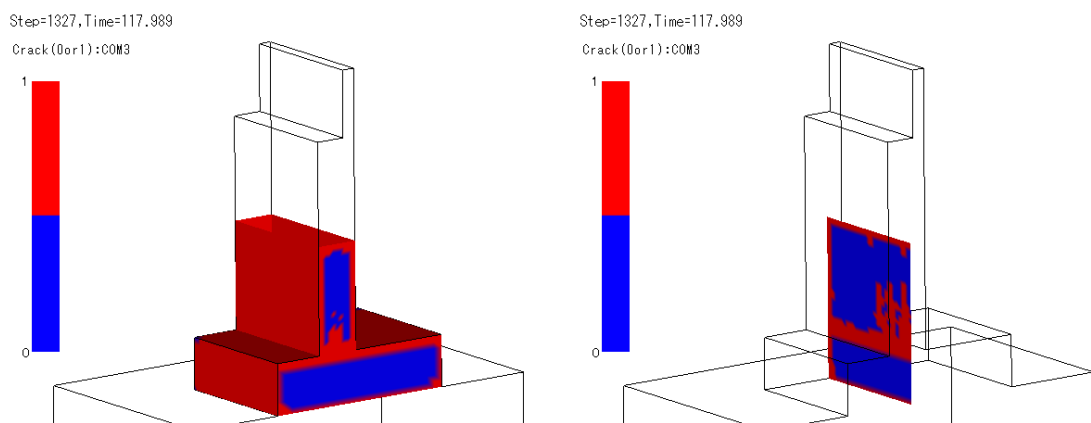


図 6. 4. 9 最大骨材収縮量 500μ 設定時の 2 リフト目ひび割れ状況 (左 : 表面, 右 : 内部)

6.4.3 実構造物と解析の比較（3 リフト目）

金田ため池橋の橋台たて壁の第 3 リフトは、2007 年 5 月 9 日に打設されて 9 日間の散水養生後、10 日目に脱型されている。脱型時の初期観察ではひび割れは認められていない。その後、16 日間に渡って側面を日よけ目的で細目ネットによって覆ったとの記録が残されている。ひび割れは、5 月 26 日（打設から 17 日目）に確認されたと記録されているものの、ひび割れの位置や長さに関する記録は残っていない。これは、貫通する様な明確なひび割れではなく、表面近傍に現れた微細ひび割れのことを指していると推測される。

図 6.4.10～図 6.4.13 に示す様に、第 2 リフトと同様、第 3 リフトも表面近傍は全てのケースで微細ひび割れが発生している。一方、第 3 リフトの解析では、いずれの最大骨材収縮量の設定においても断面中央までの貫通ひび割れが発生していない。これは、山口県の DB の記録通りの挙動と思われる。

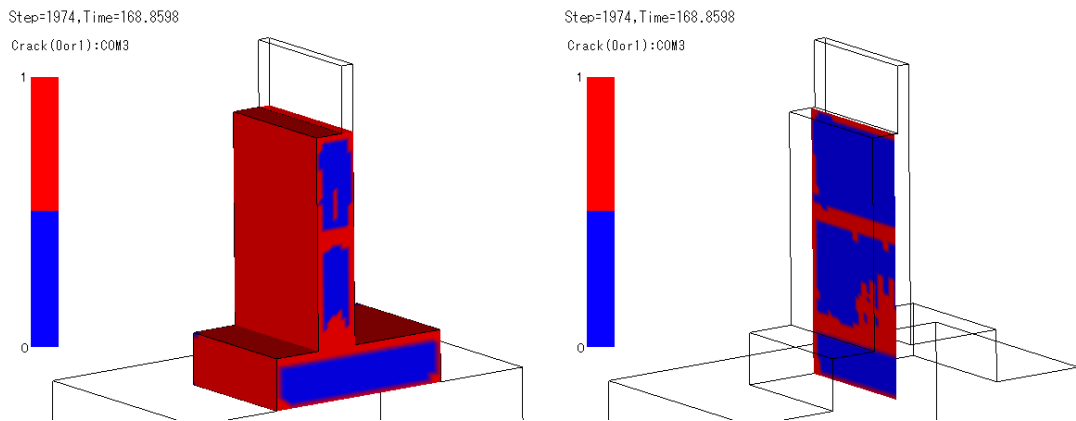


図 6.4.10 最大骨材収縮量 0 μ 設定時の 3 リフト目ひび割れ状況（左：表面，右：内部）

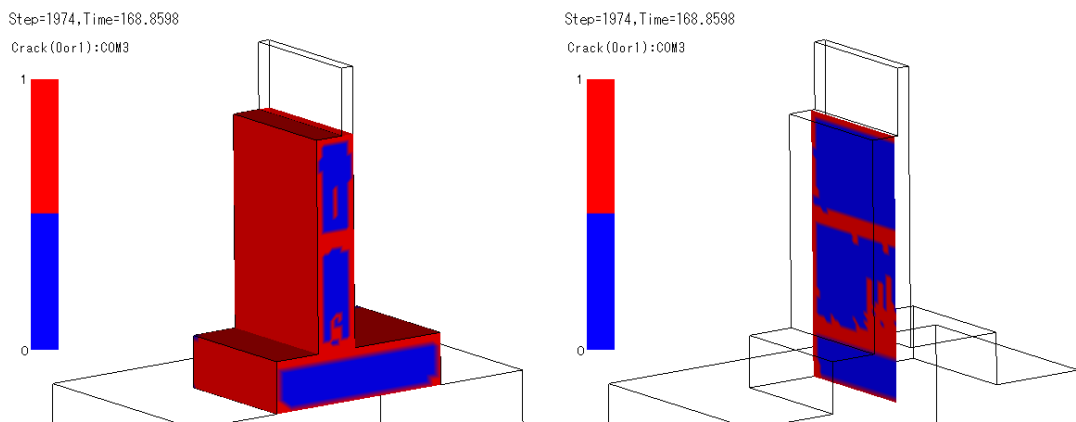


図 6.4.11 最大骨材収縮量 100 μ 設定時の 3 リフト目ひび割れ状況（左：表面，右：内部）

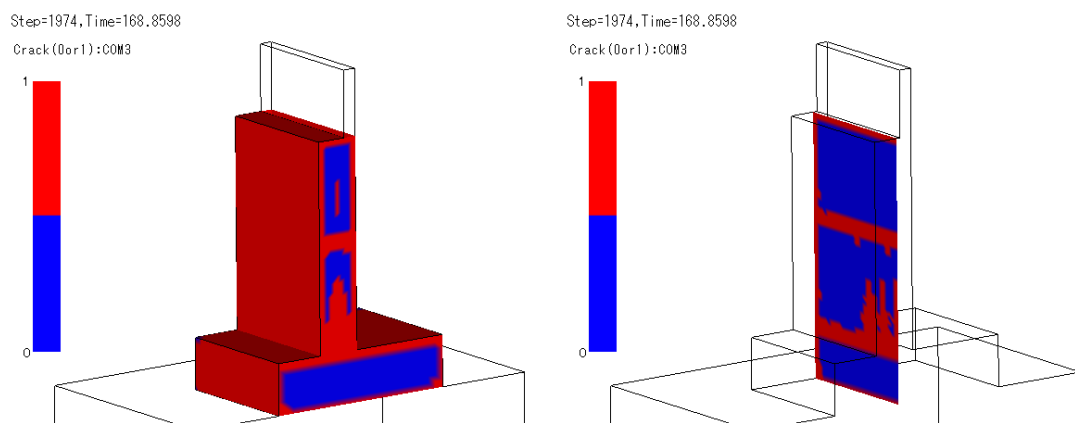


図 6. 4. 12 最大骨材収縮量 250μ 設定時の 3 リフト目ひび割れ状況 (左: 表面, 右: 内部)

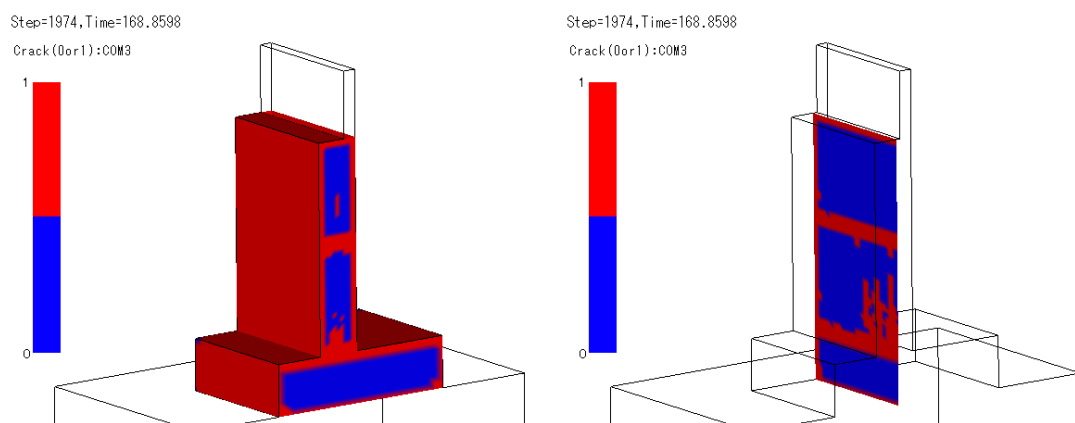


図 6. 4. 13 最大骨材収縮量 500μ 設定時の 3 リフト目ひび割れ状況 (左: 表面, 右: 内部)

6.4.4 実構造物と解析の比較（4リフト目）

第4リフトは、2007年6月29日に打設された。打設面は7日間養生マットで湿潤養生され、側面は細目ネットによる日よけ処置が行われている。打設3日後に、右側面のみ脱型され、8日目に側面の脱型が完了している。側面の細目ネットによる被覆は15日間行われた。ひび割れは、打設日から11日目に確認され、垂直に貫通している。ひび割れの発生原因は、第3リフトからの外部拘束と推定される。図6.4.14にデータベースのひび割れ記録を示す。

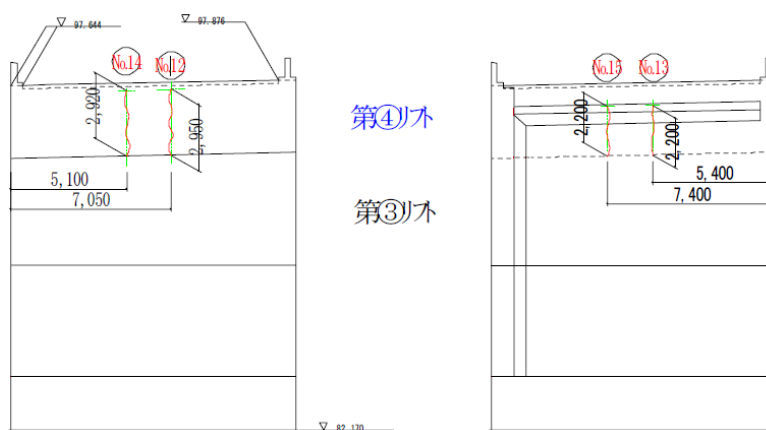


図 6.4.14 山口県 DB の第 4 リフトのひび割れ記録⁵⁾

図 6.4.15～図 6.4.18 に示す様に、第 2 リフトと第 3 リフトと同様、第 4 リフトも表面近傍は全てのケースで微細ひび割れが発生している。なお、上図右は全て第 4 リフト中央位置においてひび割れ発生の有無を示したものであるため、第 2 リフトと第 3 リフトにおいては表面近傍のひび割れが表示されている。

第 4 リフトの解析では、骨材収縮量の影響が大きく現れ、 0μ と 100μ では上面まで達していない。一方、 250μ と 500μ では、内部のひび割れが大きく上方へ伸びている。これは、部材厚さが他のリフトよりも薄いため、乾燥収縮の影響を大きく受ける条件であったためと考えられる。

山口県の DB の記録によれば、上面にまで達する貫通ひび割れが現れており、最大骨材収縮量の設定値として、 0μ と 100μ の設定値は小さいと考えられる。一方、 500μ の解析の場合は、第 4 リフト全面がひび割れの判定となっており、このケースでは骨材収縮量を過剰に見積もっていると考えられる。以上より、金田ため池橋の橋台たて壁の最大骨材収縮量は、 250μ が適切と推測される。

なお、図 6.4.15～図 6.4.18 に示す内部のひび割れ状況（各図右側）は、4 リフト目の中心位置を表示するために、2 リフト目と 3 リフト目は表面近傍のひび割れ状況が表示されている。

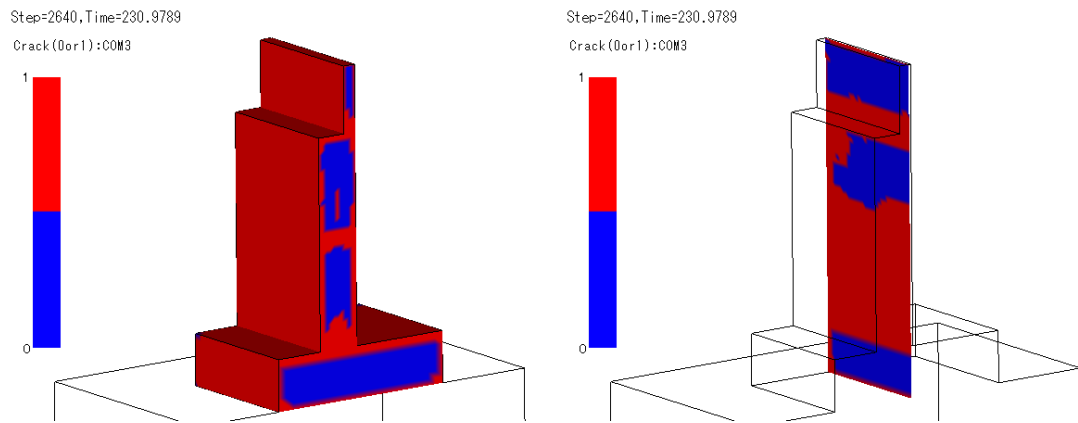


図 6.4.15 最大骨材収縮量 0μ 設定時の 4 リフト目ひび割れ状況 (左: 表面, 右: 内部)
(2 リフトと 3 リフトは表面近傍のひび割れ状況を表示)

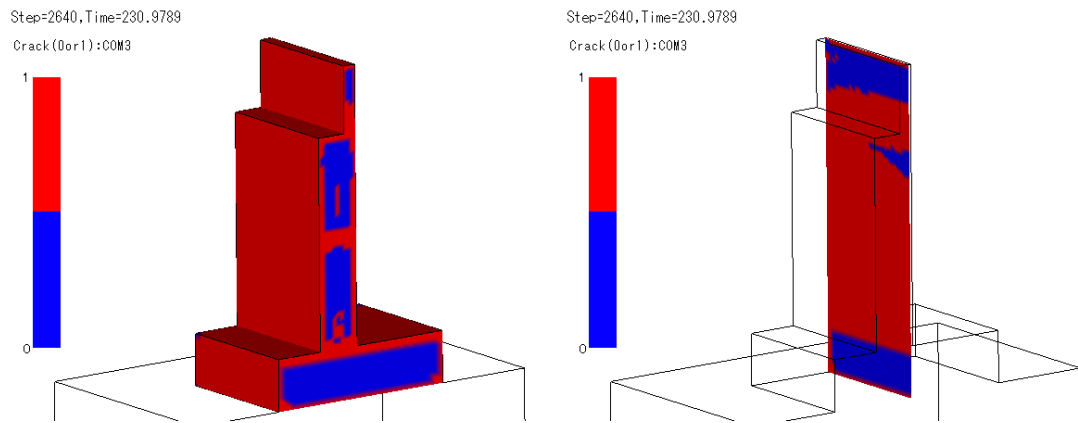


図 6.4.16 最大骨材収縮量 100μ 設定時の 4 リフト目ひび割れ状況 (左: 表面, 右: 内部)
(2 リフトと 3 リフトは表面近傍のひび割れ状況を表示)

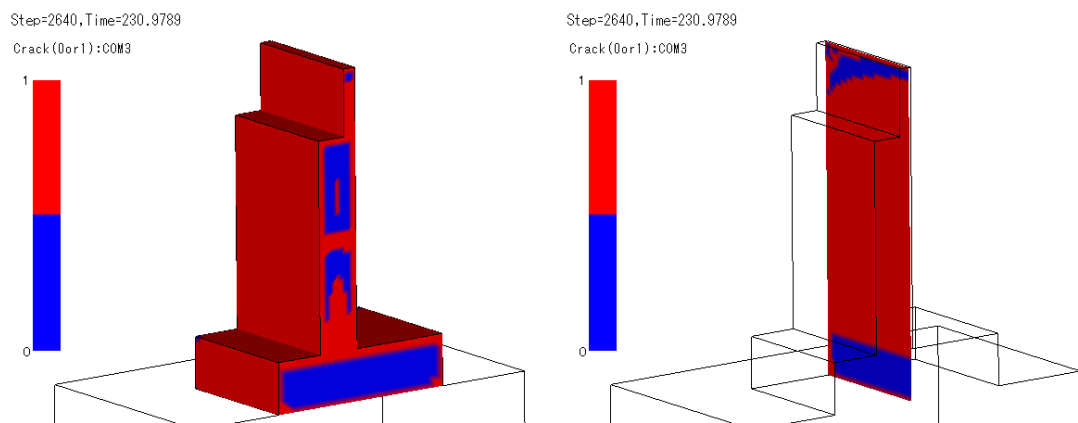


図 6.4.17 最大骨材収縮量 250μ 設定時の 4 リフト目ひび割れ状況 (左: 表面, 右: 内部)
(2 リフトと 3 リフトは表面近傍のひび割れ状況を表示)

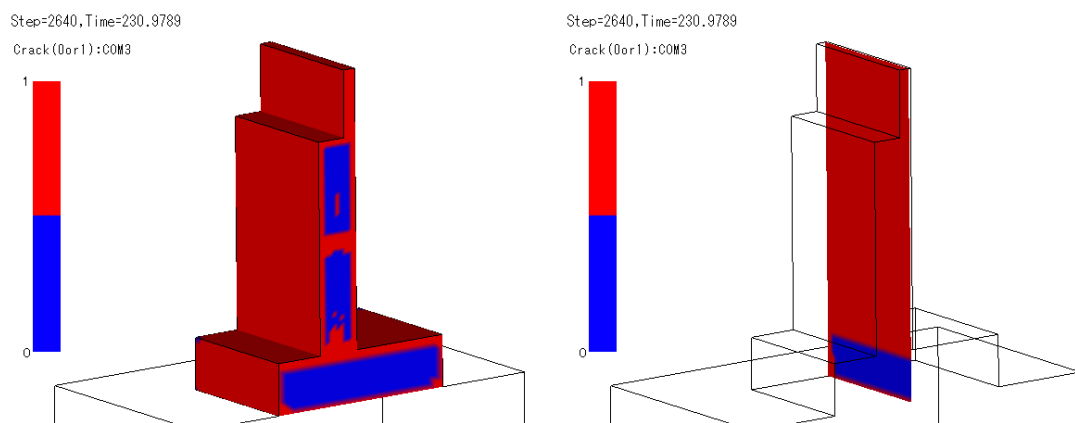


図 6. 4. 18 最大骨材収縮量 500μ 設定時の4リフト目ひび割れ状況 (左: 表面, 右: 内部)
(2リフトと3リフトは表面近傍のひび割れ状況を表示)

6.5 ひび割れ抑制対策の効果の影響

6.5.1 養生期間延長の効果

前節において、金田ため池橋の橋台たて壁の最大骨材収縮量の設定値は、 250μ 程度とする必要があることが明らかとなった。そこで、最大骨材収縮量 250μ を基本として、各種ひび割れ抑制対策について検討を行う。

一般に、養生期間の延長は、ひび割れ発生に対して有効であることが定性的に言われている。そこで、極端な例として乾燥を許容しない解析を実施した。

図 6.5.1 と図 6.5.2 に示す様に、第 2 リフトと第 3 リフトは乾燥していないにも関わらず、表面に微細ひび割れが発生し、乾燥条件よりは小さいものの断面内部にも貫通ひび割れが発生していることがわかる。すなわち、金田ため池橋の橋台たて壁の第 2 リフトは、断面寸法の大きさによる温度応力によってひび割れが発生していると考えられる。一方、断面の薄い第 4 リフトは表面にひび割れは派生せず、また貫通ひび割れも発生していないため、第 4 リフトの貫通ひび割れ発生は乾燥収縮の影響と考えられる。本解析の第 3 リフトは、図 5.4.16 右に示す様に、乾燥条件時には現れなかったひび割れが中央付近に現れている。これは、乾燥が無いために第 2 リフトと第 3 リフトの打継面近傍のひび割れが抑制された結果、第 2 リフトからの拘束の影響が増加したためと推測される。

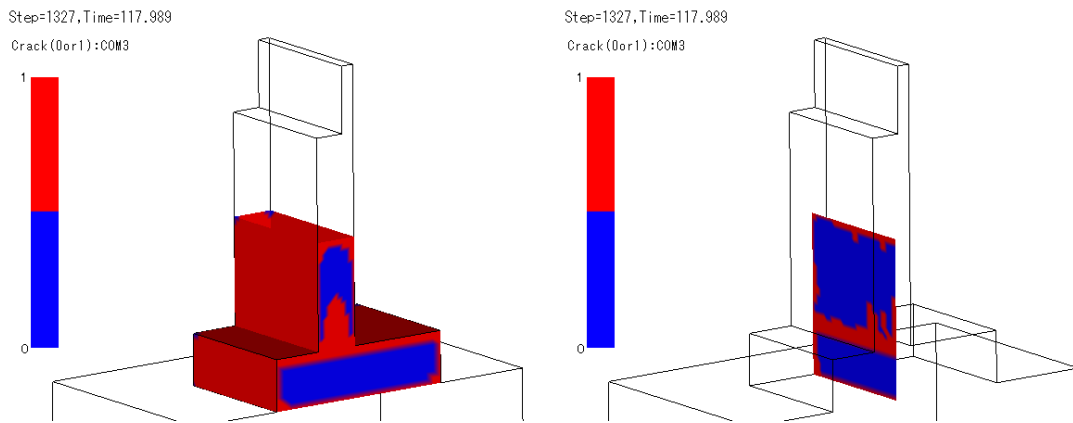


図 6.5.1 最大骨材収縮量 250μ 設定時の 2 リフト目ひび割れ状況 (左：表面，右：内部)

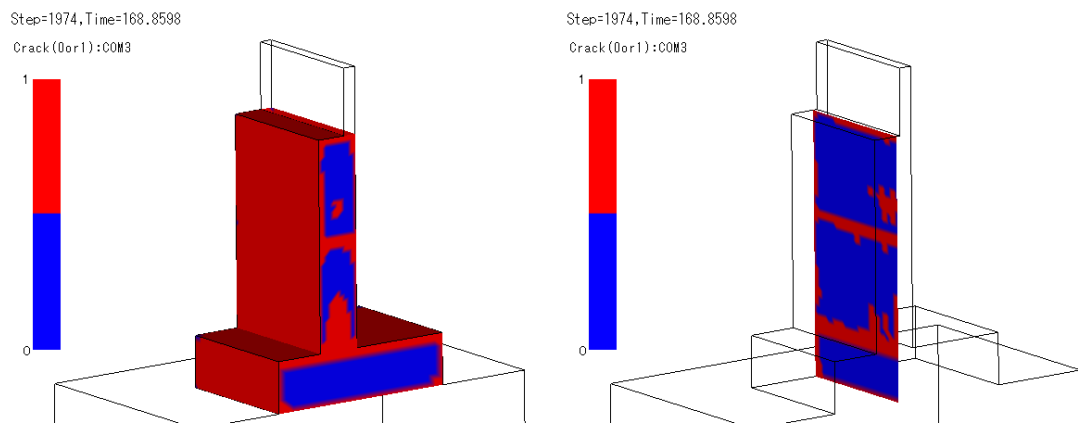


図 6.5.2 最大骨材収縮量 250μ 設定時の 3 リフト目ひび割れ状況 (左: 表面, 右: 内部)

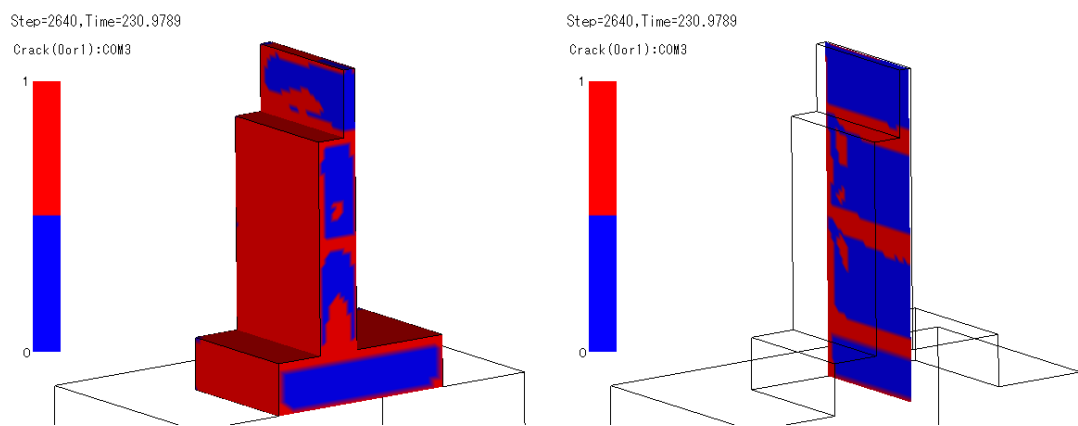


図 6.5.3 最大骨材収縮量 250μ 設定時の 4 リフト目ひび割れ状況 (左: 表面, 右: 内部)
(2 リフトと 3 リフトは表面近傍のひび割れ状況を表示)

6.5.2 低熱ポルトランドセメントの効果

金田ため池橋の橋台たて壁の第2リフトの貫通ひび割れは、温度応力の影響が大きいことがわかった。そこで、次に温度応力発生を低減するため、実施工で用いられた普通ポルトランドセメントの代わりに低熱ポルトランドセメントで再解析を実施した。

図6.5.4～図6.5.6に低熱ポルトランドセメントを用いた場合の温度履歴の比較を示す。低熱ポルトランドセメントを用いることによって、コンクリートの最大温度が全てのリフトで大幅に低下していることがわかる。

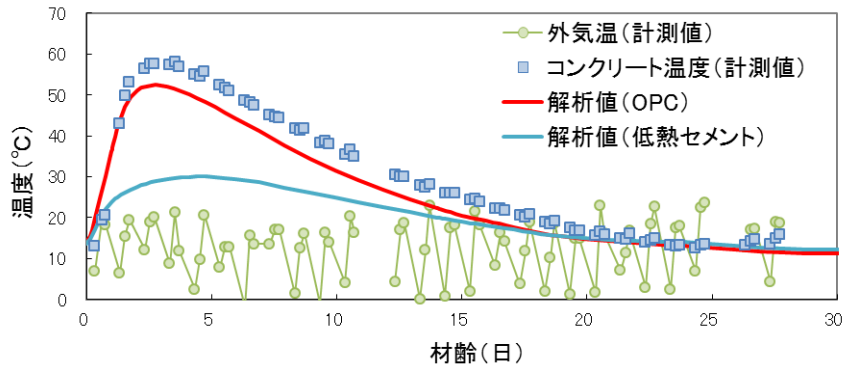


図 6.5.4 低熱セメントを用いた第2リフトの温度履歴

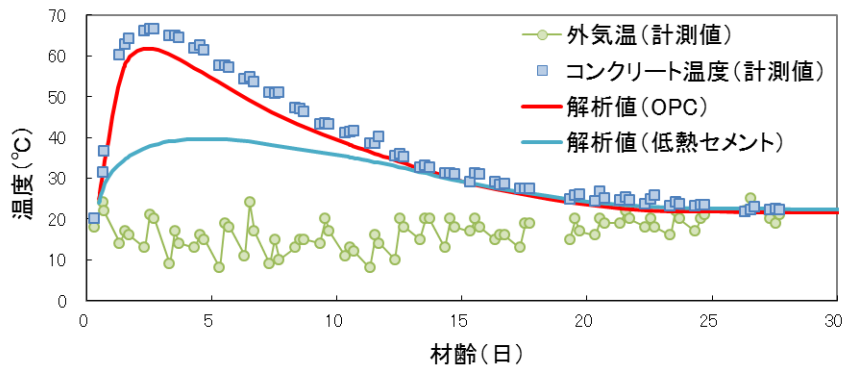


図 6.5.5 低熱セメントを用いた第3リフトの温度履歴

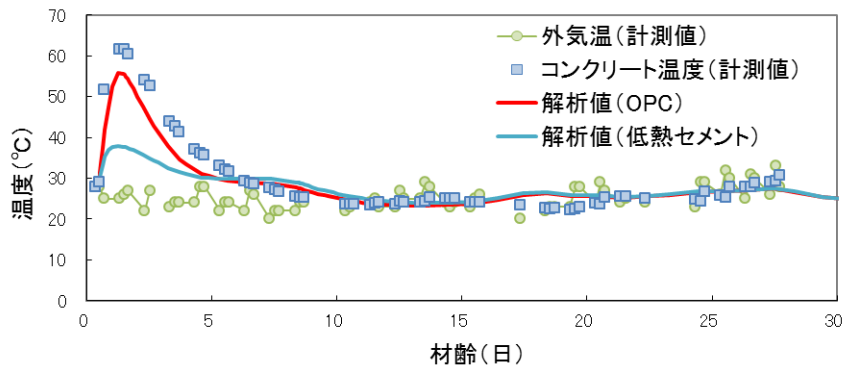


図 6.5.6 低熱セメントを用いた第4リフトの温度履歴

図 6.5.7 と図 6.5.8 に示す様に、セメントの種類を低熱ポルトランドセメントへ変更したことによって、第 2 リフトと第 3 リフトの貫通ひび割れの発生が抑制されていることがわかる。一方、第 4 リフト（図 6.5.9）は、部材断面が薄いため、温度ひび割れの影響では無く、乾燥収縮ひび割れの影響が大きい。従って、低熱ポルトランドセメントに変更しても、ひび割れの抑制に対しては効果が小さかったと考えられる。なお、図 6.5.9 に示す内部のひび割れ状況（図右側）は、4 リフト目の中心位置を表示するために、2 リフト目と 3 リフト目は表面近傍のひび割れ状況を示している。

金田ため池橋の橋台たて壁は、第 2 リフトと第 3 リフトは温度応力の低減、第 4 リフトについては、乾燥収縮の低減がひび割れ抑制に対して有効であると考えられる。

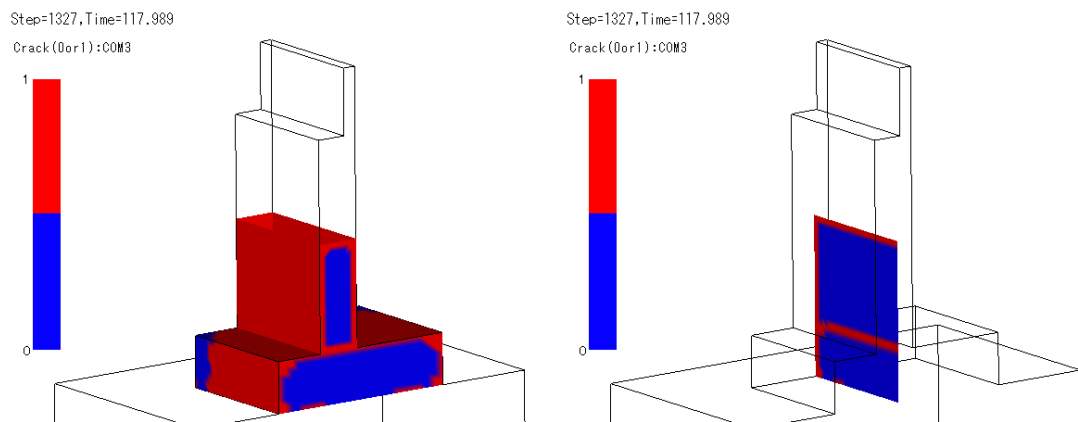


図 6.5.7 低熱ポルトランドセメントによる 2 リフト目ひび割れ状況
(左：表面，右：内部)

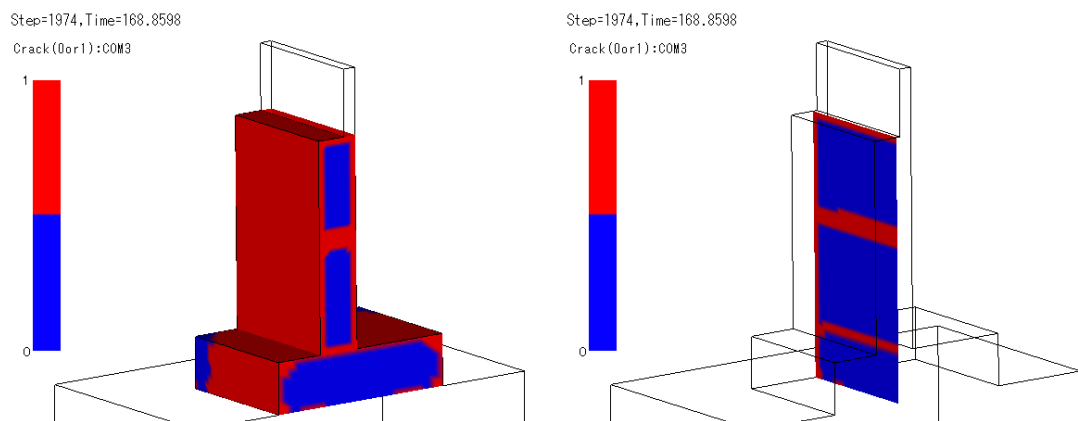


図 6.5.8 低熱ポルトランドセメントによる 3 リフト目ひび割れ状況
(左：表面，右：内部)

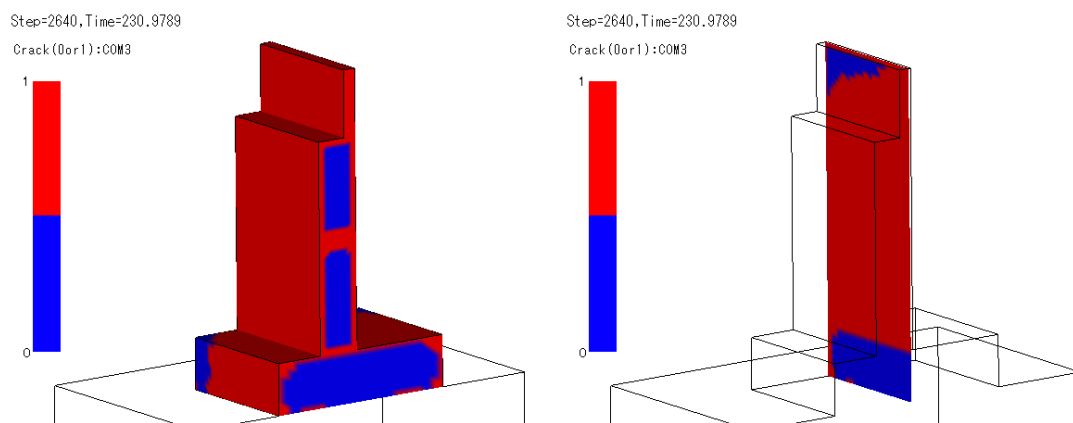


図 6.5.9 低熱ポルトランドセメントによる4リフト目ひび割れ状況

(左:表面, 右:内部)

(2リフトと3リフトは表面近傍のひび割れ状況を表示)

6.5.3 打設温度低減の影響

普通ポルトランドセメントから低熱ポルトランドセメントに変更したことによって、金田ため池橋の橋台たて壁の第2リフトと第3リフトの貫通ひび割れの抑制に効果的であることが分かった。しかし、低熱ポルトランドセメントへの変更は、施工コストの増加につながる。そこで、普通ポルトランドセメントの使用は変更せず、コンクリートの温度上昇の抑制に対して同様に効果のある打設温度の低減について検討を行う。本検討では、表6.3.6に示した打設温度を全てのリフトで8℃に変更して再解析を行った。

図6.5.10～図6.5.12に打設温度を低下させた場合の温度履歴の比較を示す。コンクリートの打設温度を低下させることによって、コンクリートの最大温度が全てのリフトで減少していることがわかる。ただし、低熱ポルトランドセメントを使用した場合と比較すると、その効果は小さい結果となっている。

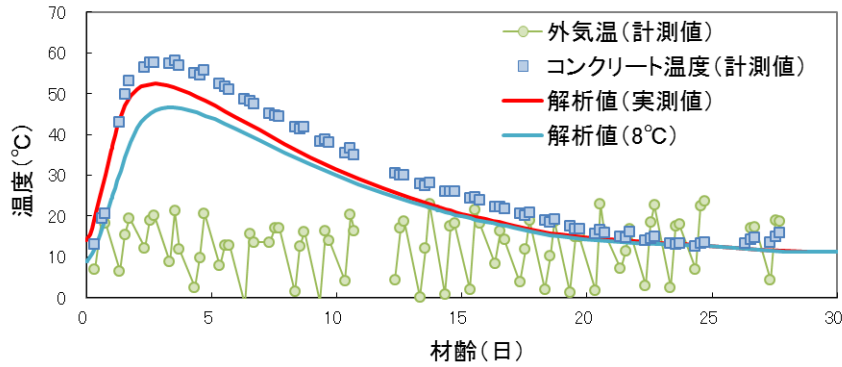


図 6.5.10 低熱セメントを用いた第2リフトの温度履歴

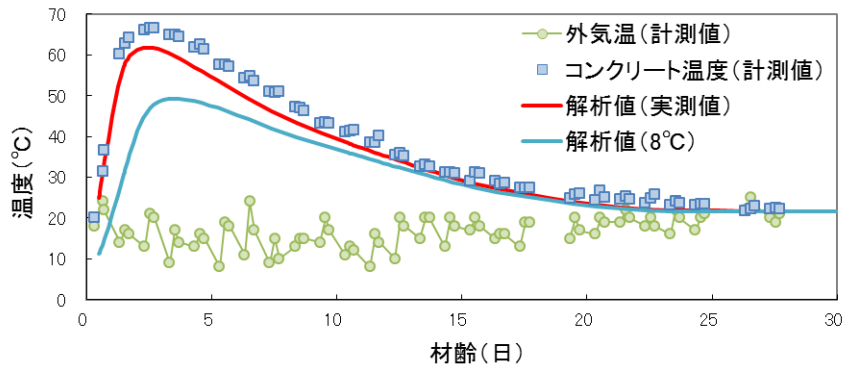


図 6.5.11 低熱セメントを用いた第2リフトの温度履歴

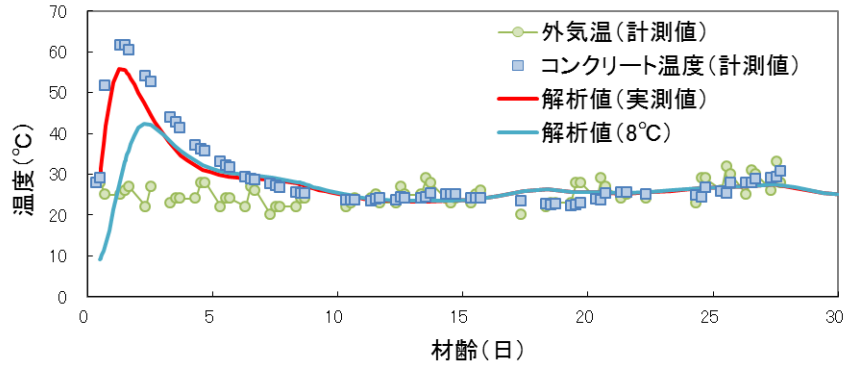


図 6.5.12 低熱セメントを用いた第2リフトの温度履歴

図 6.5.13 と図 6.5.14 に示す様に、第2リフトと第3リフトは貫通ひび割れ発生を低熱ポルトランドセメントほど抑制できないものの、当初のひび割れ状況からは減少している傾向が見られ、打設温度低減による効果が現れていると考えられる。また、第4リフトについても、温度の影響が緩和されることで当初の状態よりもひび割れが低減していると考えられる。なお、図 6.5.15 に示す内部のひび割れ状況（右側）は、4リフト目の中心位置を表示するために、2リフト目と3リフト目は表面近傍のひび割れ状況を示している。

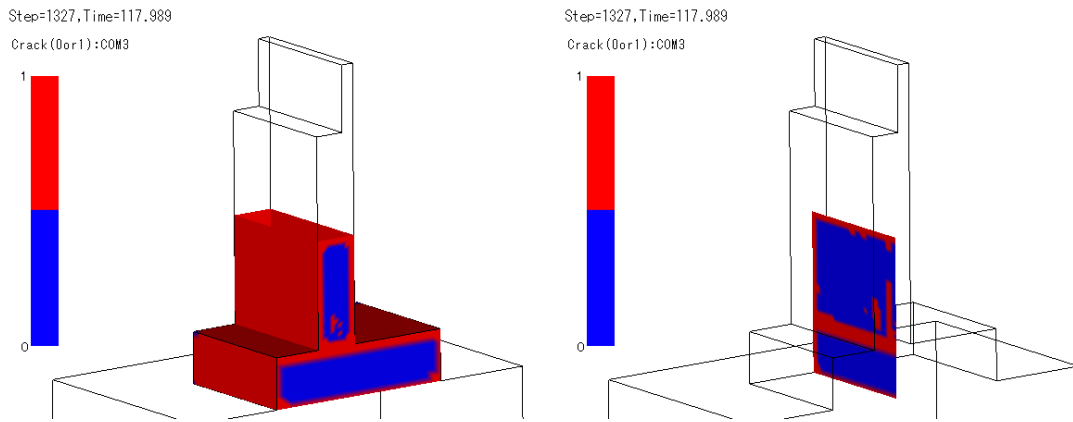


図 6.5.13 打設温度を低減した場合の2リフト目ひび割れ状況
(左：表面，右：内部)

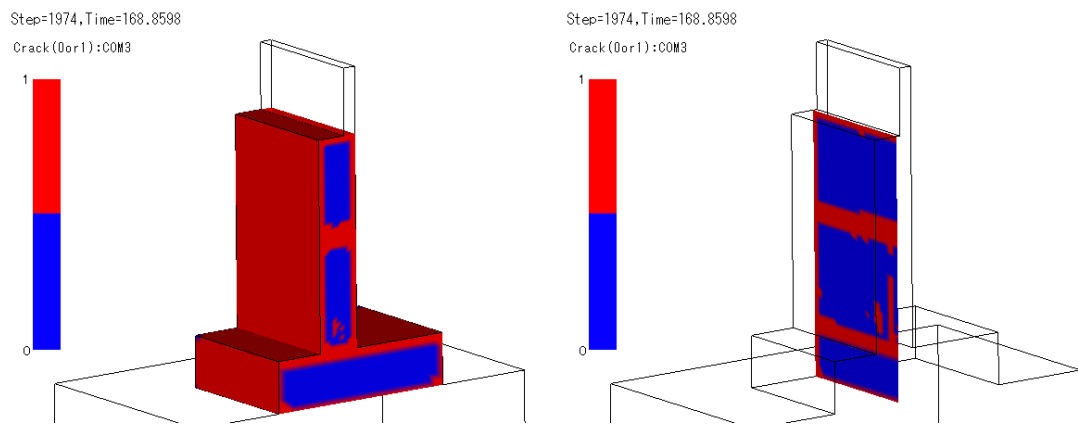


図 6.5.14 打設温度を低減した場合の 3 リフト目ひび割れ状況
(左：表面，右：内部)

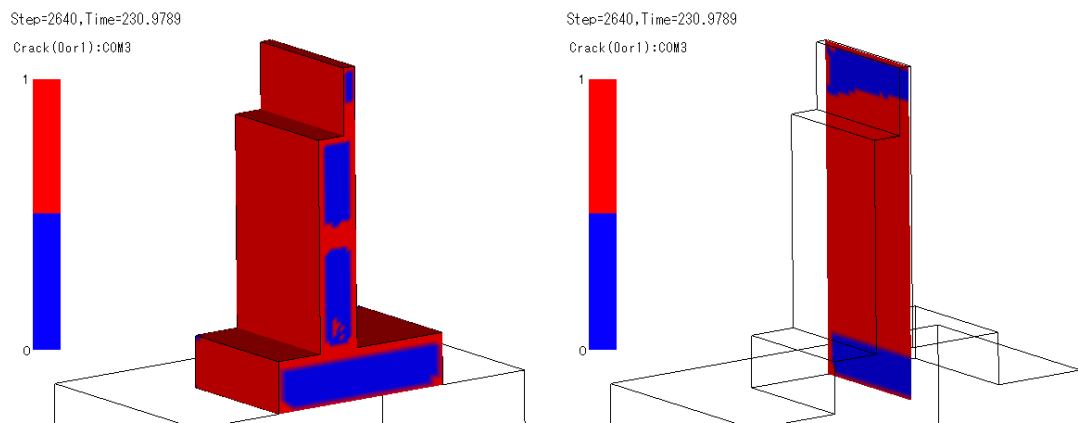


図 6.5.15 打設温度を低減した場合の 4 リフト目ひび割れ状況
(左：表面，右：内部)
(2 リフトと 3 リフトは表面近傍のひび割れ状況を表示)

6.6 本章のまとめ

山口県のひび割れ抑制システムのデータベースより，実構造物に関する打設管理記録を基にした解析を実施し，実構造物のひび割れ発生状況をおおよそ再現することができたと考えられる。

養生条件，使用セメントの種類，打設温度の影響について個別に解析を実施した結果，第2リフトおよび第3リフトは温度ひび割れの影響が，第4リフトは乾燥収縮ひび割れの影響が大きいと推測された。

ひび割れの発生原因が明確となったことにより，各ひび割れに対する対応とその効果がDuCOM-COM3を用いた解析によって評価可能になったと考えられる。

第6章の参考文献

- 1) 二宮純：山口県における取組み（コンクリート構造物の品質確保システム），コンクリート技術大会（郡山），2013.10.
- 2) 山口県技術管理課：コンクリート構造物ひび割れ抑制対策資料，2007.10.
- 3) 細田暁，田村隆弘，二宮純：山口県のひび割れ抑制システムによる各プレーヤーの技術力向上，土木技術，pp.33-38，2012.10.
- 4) 日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008，日本コンクリート工学協会，2008.11
- 5) 山口県技術管理課：<http://www.pref.yamaguchi.lg.jp/cms/a18000/hibiware/hibiwareyokusei.html>

第7章

結論

7.1 各章のまとめ

本研究では、乾燥収縮の影響が大きく現れるコンクリート部材を対象に、乾燥収縮ひび割れの発生とそれを含む部材挙動の予測精度向上を目指した。本章では、各章毎の内容と本研究の成果、今後の課題をまとめ、本研究の結論とする。

第1章では、コンクリート構造物のひび割れについて、本研究の背景と目的について述べると共に、既往の研究について整理を行った。乾燥収縮ひび割れは、セメント硬化体中や骨材界面等に発生する微細き裂から、コンクリートとしての巨視的なひび割れまでを連続的に考慮しなければならないマルチスケールの現象である。

本研究では、供試体レベルの小さな断面内においても生じる水分状態の分布や、強度・弾性係数の発現状況の差、収縮やクリープといった様々な影響を考慮することにより、乾燥収縮ひび割れの発生やそれを含む部材・実構造物の挙動について、統一的手法で追跡することを目的とした。

第2章では、マルチスケール統合解析システム (DuCOM-COM3) に関する既存の研究について概観するとともに、本研究との関係性を考慮して整理を行った。DuCOM-COM3は、ナノからマイクロメートルのスケールを想定した水和反応、水分状態、収縮駆動力と

いった熱力学的挙動と、それに基づく微細き裂やひび割れの無い条件における巨視的なコンクリートの非線形時間依存応答といった力学的挙動が構築されており、実構造物スケールでの精度も検証されている。

さらに、DuCOM-COM3 は、 10^{-1}m のコントロールボリュームを対象とした巨視的応答・損傷を精度良く追跡可能な構成則（分散ひび割れモデル）も実装され、精度が検証されている数値計算プログラムである。

第3章では、DuCOM-COM3 のフレームワークを基に、供試体よりも1オーダー小さい 10^{-2}m (1cm) のコントロールボリュームに着目し、供試体としての引張強度や乾燥収縮の挙動を解析で追跡することを試みた。すなわち、乾燥条件下におけるコンクリートの湿度勾配、微細き裂、強度発現、ひび割れ発生による水分移動特性の変化などの影響を考慮し、巨視的な分散ひび割れモデルの構成則と如何に統一的に扱う手法を構築するかを検討した。

3.2節では、既存の分散ひび割れモデルの構成則をそのまま乾燥収縮ひび割れの解析に適用できないことを最初に示すと同時に、この単純な仮定を本研究の出発点とすることを述べた。

3.3節では、微視的メカニズムに基づいて求められた収縮駆動力が、微細き裂によって巨視的なコンクリートの収縮に対する寄与が低下する影響を考慮し、有効収縮駆動力モデルを提案した。有効収縮駆動力は、微細き裂発生の原因として湿度勾配自体が影響を及ぼすことを考慮し、湿度勾配をパラメータとして既存の収縮駆動力を低減する形で表現を行った。

3.4節では、細孔内水分の不飽和状態を考慮し、収縮駆動力がコンクリート骨格部に対してプレストレスとして作用する局所引張強度増加モデルを提案した。

3.5節では、ひび割れから水分逸散が増加すること考慮し、ひび割れ発生後の有効ひずみをパラメータとして簡易に水分流束を変化させることを提案した。

3.6節では、以上の提案モデルを適用した DuCOM-COM3 を用いて乾燥条件下における供試体としての引張強度と水分逸散量を解析し、比較的良好に実験の傾向が追跡できることを示した。以上より、これまで材料特性として扱われることの多かった 10^{-1}m (10cm) 程度の断面寸法を有する供試体であっても、湿度勾配、強度発現状況、水分移動特性の変化といった局所的な影響を考慮することの必要性が明らかとなった。

第4章では、第3章と同様に DuCOM-COM3 のフレームワークを基に、供試体よりも1オーダー小さい 10^{-2}m (1cm) のコントロールボリュームに着目し、骨材収縮の影響を分散ひび割れモデルの構成則と統一的に扱う手法の構築を試みた。骨材とセメント硬化体界面に生じる剥離や微細き裂の影響について、見かけ上コンクリートの引張応力に対して骨材の寄与が低下する影響を考慮した。また、骨材とセメント硬化体の相互作用がコンクリートの引張強度に及ぼす影響について検討を行った。

4.2節では、骨材の収縮が無視できない条件において、第3章で提案したモデルのみでは供試体の挙動を再現できないことを示した。

4.3節では、乾燥に伴う表面近傍のコンクリートの引張応力状態において、骨材収縮がセメント硬化体と骨材界面の剥離や微細き裂発生を促進させることで、巨視的なコンクリートとしての引張応力発生に対する骨材の寄与が減少する影響を考慮した。表面近傍のコンクリートに引張応力を発生させる原因として湿度勾配に着目し、第3章の湿度勾配をパラメータとした概念を援用して、湿度勾配に伴う見かけの骨材収縮低減モデルを提案した。また、骨材とセメント硬化体の収縮差による応力の相互作用を考慮し、骨材の収縮による見かけの引張強度増加モデルを提案した。

4.4節では、収縮量の異なる骨材を用いた供試体の実験を対象に、提案モデルを適用したDuCOM-COM3を用いてJISの乾燥収縮ひび割れ試験について解析と実験の比較を行った。その結果、骨材の収縮が無視できないケースにおいて、解析の精度が改善することを確認した。

第5章では、骨材収縮を無視できない条件の梁部材を対象として、提案モデルによる検証を行った。

5.2節では、砂岩を用いた持続荷重を受ける梁試験体についてたわみを計測し、これまでに提案したモデルについて、部材レベルでの解析精度の確認を行った。

5.3節では、乾燥養生と封緘養生の違いによる梁のせん断耐力について、これまでに提案したモデルを用いた解析を実施し、乾燥養生した梁試験体の曲げ剛性とせん断耐力の低下が自然に表現されることを示した。

第6章では、これまでに提案してきたモデルを用い、山口県のひび割れ抑制システムのデータベースに記録されている実構造物を対象としたひび割れ解析を実施し、ひび割れ発生状況の再現を試みた。

6.4節では、データベースに記録されている金田ため池橋を対象として、実際の施工状況と温度・湿度履歴をモデル化し、解析によって実際のひび割れ発生状況の再現を試みた。本ケースでは、骨材収縮量として 250μ 程度を考慮することにより、比較的实际のひび割れ状況を再現できることが確認された。

6.5節では、様々なひび割れ抑制対策の効果を定量的に評価することを目的として、完全に封緘養生を継続したケース、低熱ポルトランドセメントを用いたケース、打設温度を低減したケースについて比較を行った。その結果、金田ため池橋のひび割れ発生に与える影響については、第2リフトと第3リフトは温度ひび割れの影響が、第4リフトは乾燥収縮ひび割れの影響が大きいことを解析によって示した。

第7章は本章であり、本研究で得られた成果を各章ごとにまとめを行い、今後の課題や

研究展望について記述した。

7.2 総合的な結論

本研究では、既存の DuCOM-COM3 を基にして、空隙構造形成や水分移動等が想定するミクروسケール、乾燥収縮による微細き裂発生から乾燥収縮ひび割れ発生等を考慮したメゾスケール、分散ひび割れモデルが対象とするマクروسケールの構造応答までを統一的一気通貫で評価する手法の構築を試みたものである。本研究で微視的挙動から巨視的挙動までを統一的に評価するにあたり、コンクリートの湿度勾配や細孔内水分の不飽和の影響といった水分状態と、セメント硬化体中や骨材周囲に発生する微視的損傷である微細き裂に着目した。

乾燥条件下のコンクリート表面近傍において、微視的メカニズムに基づいた収縮駆動力が、微細き裂発生によって巨視的なコンクリートの収縮に寄与できなくなる影響を考慮した有効収縮駆動力モデルの提案を行った。

乾燥に伴う細孔内水分の不飽和の影響について、収縮駆動力がコンクリート骨格部に対してプレストレスとして作用する影響を考慮した局所引張強度増加モデルの提案を行った。さらに、ひび割れ発生に伴う水分移動特性の変化について、モデルの改良を提案した。

乾燥条件下の表面近傍のコンクリートが引張応力状態となる時、骨材収縮がセメント硬化体と骨材界面の剥離・微細ひび割れ発生を促進することで、巨視的なコンクリートとしての引張応力発生に対して骨材が寄与できなくなる影響を考慮した。

骨材とセメント硬化体の収縮差による応力の相互作用を考慮し、骨材収縮による見かけの引張強度増加モデルの提案を行った。

以上のモデルを適用した DuCOM-COM3 を用い、10×10×40cm 供試体や JIS の乾燥収縮ひび割れ試験等の比較的断面の小さい部材から、梁試験体や実構造物レベルまでの解析を実施し、解析の精度が改善することを確認した。以上より、乾燥収縮ひび割れの影響を考慮した分散ひび割れモデルという統一的手法が構築できたと認識している。

7.3 今後の課題および研究展望

本研究では、微視的な乾燥収縮ひび割れの発生から巨視的な構造ひび割れまでを含む部材挙動を統一的手法によって予測することを試みたものであり、供試体レベルから実構造物レベルまでを統一的に解析することが可能になったと考えられる。ただし、各モデルの精度向上の余地は大きいと思われる。

本来、微細き裂の発生や骨材とセメント硬化体の相互作用は、骨材とセメント硬化体の応力状態を逐次考慮する必要のある問題と考えられる。本研究では、個々の応力状態は考慮せず巨視的なコンクリートとして検討を行ってきたため、さらなる精度向上には骨材と

セメント硬化体相互の応力状態を考慮したモデルの構築が必要と考えられる。付録 3 に骨材とセメント硬化体の応力状態を考慮した引張強度の検討を添付したが、本研究ではモデルの構築までには至らなかった。

また、収縮駆動力がプレストレスとして作用する影響については、第一次近似として毛细管張力に起因する収縮駆動力と分離圧に起因する収縮駆動力を区別せずに扱っている。低湿度域における精度向上に関しては、この扱いについても検討を進める必要があると考えている。

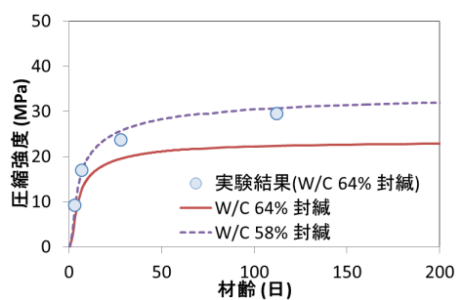
今回、実構造物を対象とした解析では、打設管理記録のデータベースから得られない骨材収縮の情報について、逆解析から骨材収縮量の推定を行った。構造物の挙動に大きな影響を及ぼす要因は、データベースに記録されていることが望ましい。これらは、解析の精度向上とは別に、関係者らとの協力関係の構築が必要な問題であると思われる。

付録1

圧縮強度の精度が引張強度に与える影響

付1.1 圧縮強度の実験と解析の比較

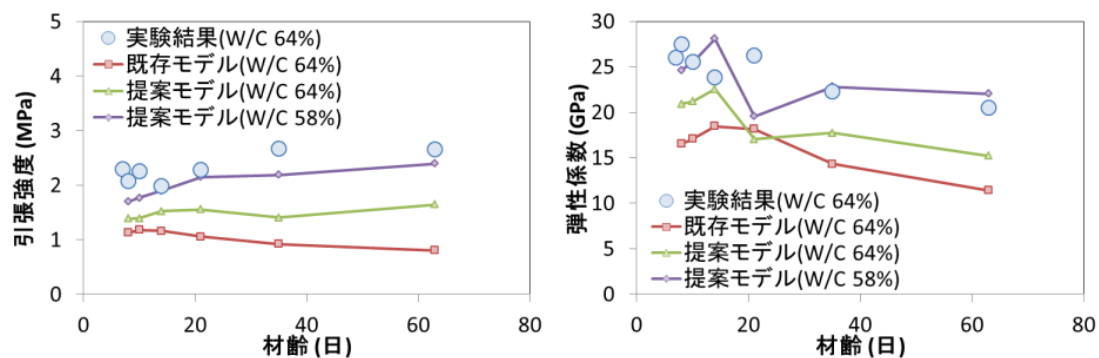
第3章提案モデルによる解析結果(図3.5.3)は、引張強度と弾性係数のどちらも若干実験値より小さい傾向が見られるが、これは第2章で述べた式(2.5.20)による圧縮強度の解析精度の影響と考えられる。提案モデルの骨格部の引張強は、圧縮強度の精度に依存するため、実験で使用したW/C64%のケースでは付図1.1.1に示す様に圧縮強度が低めの解析結果となっていることが引張強度と弾性係数を低く算出している原因と考えられる。実験結果に合う水セメント比としては58%程度となっている。



付図 1.1.1 圧縮強度の比較

付 1.2 引張強度と弾性係数の実験と解析の比較

解析による圧縮強度が実験値と合うように水セメント比を変化させて、第3章の図3.5.3に示す結果を再解析したものを付図1.2.1に示す(W/C 58%)。圧縮強度が実験結果に近づくことによって、引張強度と弾性係数も実験結果に近づいていることがわかる。



付図 1.2.1 水セメント比を変化させた場合の引張強度(左)と弾性係数(右)

付録2

骨材とセメント硬化体の相互作用に関する実験

付 2.1 実験概要

付 2.1.1 実験の目的

乾燥収縮ひび割れを含むコンクリート部材の挙動は、自己収縮、乾燥収縮、クリープ、強度発現、微細ひび割れの発生・進展、水分移動・逸散が同時に進行し、それらの現象が組み合わされた結果として巨視的に表れるものである。また、複合材料であるコンクリートのマイクロ・メゾスケールでは、セメント硬化体と骨材の個々の体積変化やそれに伴う応力の発生と微細き裂の進展など複雑な現象が生じていると考えられる。

これまで本研究では、DuCOM-COM3 をフレームワークとして利用し、乾燥収縮ひび割れを含む部材挙動について解析的に検討を行ってきた。ここでは、メゾスケールにおけるセメント硬化体と骨材間、およびセメント硬化体中には微細き裂が生じ、それがコンクリートとしての巨視的な挙動に影響を及ぼしているという予測を基に、乾燥条件下におけるコンクリート部材の挙動について、実験的に評価・考察を進める。

付 2.1.2 実験概要

(1) 実験項目

多角的な観点から乾燥条件下における骨材とセメント硬化体の相互作用を考察するため、「圧縮強度」、「引張強度 (割裂試験)」、「乾燥収縮ひずみ」、「水分逸散量」、「透気係数」、「梁

部材のたわみ」について計測を行った。

a. 圧縮強度・引張強度

圧縮強度および引張強度は、10×20cmのテストピースを用い、1000kN 万能試験機で載荷・割裂試験を実施した。

b. 乾燥収縮ひずみ・水分逸散量

乾燥収縮ひずみ、水分逸散量については、10×10×40cmの供試体を用いた。乾燥収縮ひずみは、供試体表面にコンタクトチップを接着し、精度 1/1000mm のコンタクトストレインゲージを用いて検長 10cm、片面 3か所ずつ供試体の 2面を計測して平均した(写真 2.1.1)。

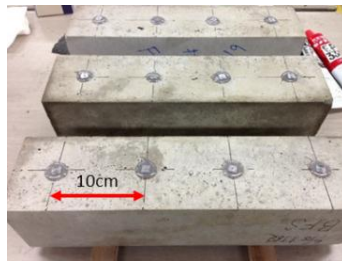


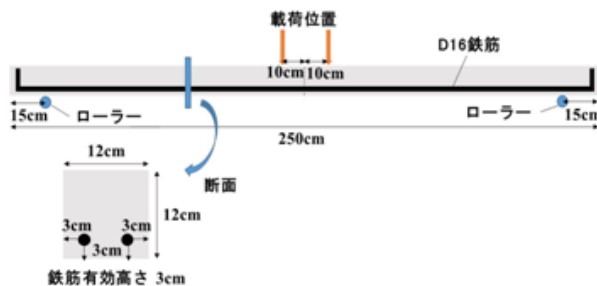
写真 2.1.1 10×10×40cm 供試体のコンタクトチップ貼付け状況

c. 透気係数

透気係数は、15×15×53cm 供試体表面をトレント法にて計測した。また、15×15×53cm 供試体は、微細き裂発生抑制を目的としてプレストレスを導入した実験も併せて実施した。

d. 梁部材のたわみ

梁部材のたわみについては、付図 2.1.1 に示す形状の試験体を作成し、持続荷重を与えて梁中央のたわみを計測した。



付図 2.1.1 梁試験体の形状・寸法

(2) コンクリートの配合

骨材とセメント硬化体の相互作用について多角的に評価・考察を進めるため、水セメント比と骨材量を配合のパラメータとした。付表 2.1.1 に配合の一覧を示す。

付表 2.1.1 配合一覧

	水セメント比 W/C (%)	水 W (kg/m ³)	セメント C (kg/m ³)	細骨材 S (kg/m ³)	粗骨材 G (kg/m ³)	細骨材率 s/a (%)	粗骨材量 Vg (m ³ /m ³)	骨材量 Vag (m ³ /m ³)
モルタル	55	267	485	1309	0	100.0	0.00	0.51
砂岩	55	204	371	1000	628	62.1	0.24	0.62
		165	300	716	1016	42.0	0.38	0.66
		139	252	679	1279	35.3	0.48	0.74
	40	165	413	716	1016	42.0	0.38	0.66
石灰岩	55	204	371	1000	635	62.2	0.24	0.62
		165	300	809	1027	45.1	0.38	0.69
		139	252	679	1294	35.4	0.48	0.74
		40	165	413	716	1027	42.1	0.38

(3) 養生・環境条件

全ての試験体は、脱型後ただちにアルミテープでシールを行った。10×10×40cm, 15×15×53cm 供試体, 及び圧縮・引張強度試験用テストピースは、温度 20℃, 湿度 60%の高温恒湿室にて材齢 7 日まで封緘養生を行い、乾燥を開始した。

梁試験体については、同様にアルミテープで封緘養生を行い、実験室内で材齢 7 日に乾燥を開始した。また、同時に実験室内の温度・湿度履歴の計測を行った。

(4) 使用材料

a. セメント

本実験で使用したセメントは、電気化学工業(株)の普通ポルトランドセメントである。付表 2.1.2 と付表 2.1.3 にセメントの性質を示す。

付表 2.1.2 セメントの物理的性質

比重 (g/cm ³)	比表面積 (cm ² /g)	圧縮強さ(N/mm ²)		
		3日	7日	28日
3.13	3320	31.6	47.2	63.3

付表 2.1.3 セメントの化学的性質

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
20.13	5.16	2.94	64.37	1.19	2.06

b. 骨材

骨材は、写真 2.1.2 に示す中目砂, 最大寸法 2cm の硬質砂岩と石灰岩を使用した。粗骨材は、大小を 1 : 1 の割合で混合した。付表 2.1.4 に細骨材と粗骨材の物性一覧を示す。



写真 2.1.2 左：細骨材，中：砂岩，右：石灰岩

付表 2.1.4 骨材の性質

	細骨材	砂岩		石灰岩	
		大	小	大	小
表乾密度 (g/cm ³)	2.59	2.66	2.66	2.70	2.70
吸水率 (%)	2.29	0.59	0.57	0.62	0.29

c. 混和剤

混和剤は，BFS社製のAE減水剤とAE剤2種類を使用し，目標スランプ $8 \pm 2.5\text{cm}$ ，目標空気量 $4.5 \pm 0.5\%$ とした．付表 2.1.5 に混和剤の概要を示す．

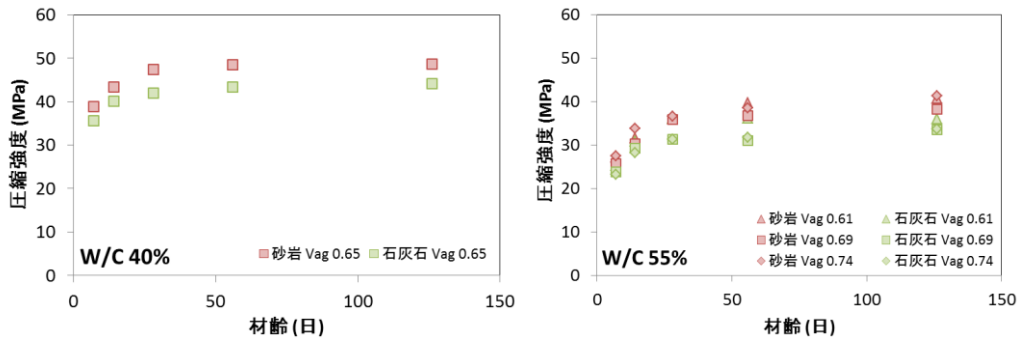
付表 2.1.5 混和剤概要

	主成分
AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体
AE剤1	変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤
AE剤2	高アルキルカルボン酸系陰イオン界面活性剤と非イオン界面活性剤複合体

付 2.2 実験結果

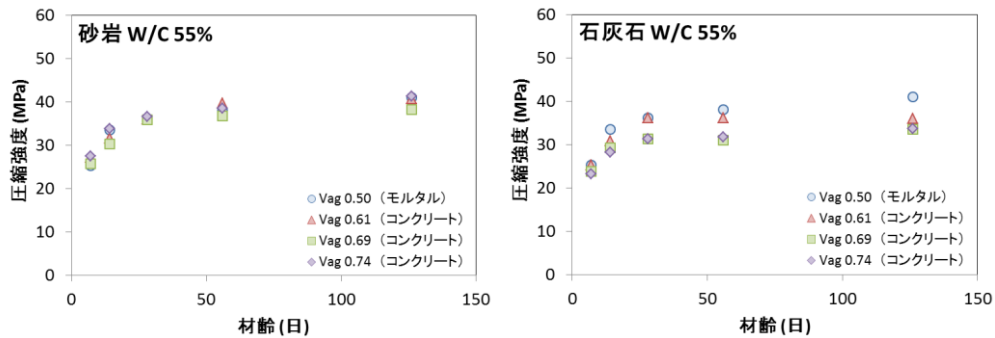
付 2.2.1 圧縮強度の実験結果

砂岩と石灰岩を用いたコンクリートの圧縮強度試験結果を付図 2.2.1 に示す。供試体は、いずれも材齢 7 日に乾燥を開始したものである。粗骨材に砂岩を用いたコンクリート圧縮強度は、水セメント比と骨材量の違いに関わらず、石灰岩を用いた場合よりも高い圧縮強度となっている。



付図 2.2.1 圧縮強度の実験結果 (左 : W/C 40%, 右 : W/C 55%)

水セメント比が 55% のケースについて、骨材量の違いで比較したものを付図 2.2.2 に示す。粗骨材に砂岩を用いた場合、骨材量に関わらずモルタルとほぼ同じ圧縮強度となっている。一方、粗骨材に石灰岩を用いた場合には、骨材量が多くなるほど圧縮強度が小さくなる傾向が見られる。



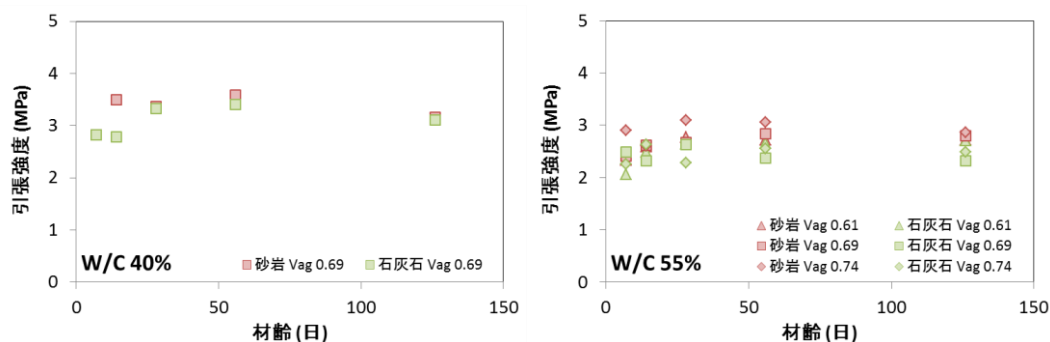
付図 2.2.2 W/C 55% の骨材量の違いによる圧縮強度 (左 : 砂岩, 右 : 石灰岩)

付図 2.2.1 および付図 2.2.2 の様な傾向が現れた原因としては、セメント硬化体の収縮が骨材に拘束されて発生する微細き裂の影響が推測される。すなわち、石灰岩の骨材収縮量は小さいため、砂岩と比較してセメント硬化体に多くの微細き裂が発生し、砂岩よりも石灰岩を用いたコンクリートの圧縮強度が低下する。骨材量が増加するほどセメント硬化

体の収縮が骨材に拘束される影響も大きくなるが、砂岩は収縮量が大きく骨材がセメント硬化体の収縮を拘束する影響が現れにくいため、圧縮強度の低下として現れなかったと考えられる。

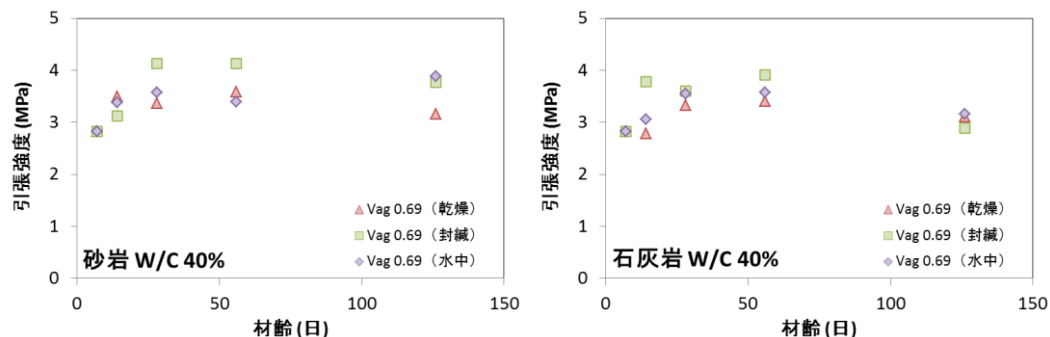
付 2.2.2 引張強度の実験結果

砂岩と石灰岩を用いたコンクリートの引張強度の結果を付図 2.2.3 に示す。供試体は、圧縮強度と同様に材齢 7 日に乾燥を開始したものである。圧縮強度と比較して若干ばらつきが大きくなっているが、全体の傾向として粗骨材に砂岩を用いたコンクリートの方が石灰岩を用いたものより高い引張強度となっており、傾向は圧縮強度と同様であった。

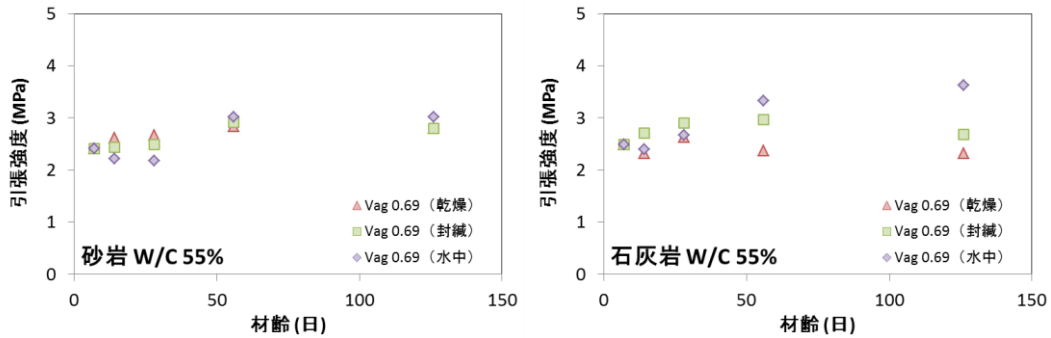


付図 2.2.3 引張強度の実験結果

骨材量 $V_{ag}=0.69$ について、養生方法の違いによる引張強度の比較を付図 2.2.4 と付図 2.2.5 に示す。水セメント比 40% の場合、砂岩と石灰岩で引張強度に明確な傾向は見られない。一方、水セメント比 55% のケースでは、砂岩の引張強度に養生方法による差が見られないのに対し、石灰岩は明らかに水中、封緘、乾燥の順番で材齢が進むほど引張強度の差が広がっている。これは、砂岩の収縮によってセメント硬化体の拘束が緩和されるのに対し、石灰岩は乾燥しても骨材が収縮せず、セメント硬化体に微細き裂が発生するためと推測される。



付図 2.2.4 養生方法の違いによる引張強度 (W/C 40%)



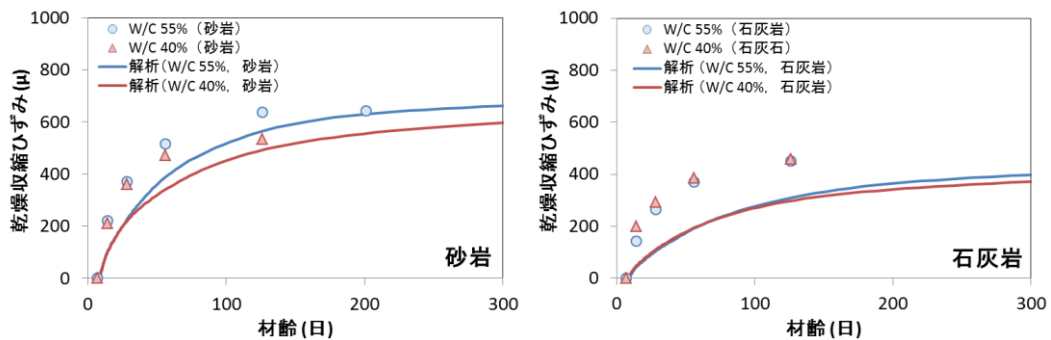
付図 2.2.5 養生方法の違いによる引張強度 (W/C 55%)

付 2.2.3 乾燥収縮ひずみの実験結果

付図 2.2.6 に $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体を用いた砂岩と石灰岩の乾燥収縮ひずみの実験結果を示す。砂岩と石灰岩の乾燥収縮ひずみで比較すると、明らかに砂岩を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみが大きくなる傾向を示しており、既往の多くの報告と傾向は一致している。

砂岩を用いた実験結果は、水セメント比 55%の乾燥収縮ひずみが 40%のものよりも大きい傾向となっており、解析においてもその傾向が表現されている (付図 2.2.6 左)。なお、解析の最大骨材収縮量の設定値は 500μ とした。

一方、石灰岩を用いた乾燥収縮ひずみの実験結果は、砂岩と比較して水セメント比の違いによる影響が小さい。また、最大骨材収縮量の設定値を 0μ とした解析においても同様の傾向となっており、骨材収縮の違いがこの様な傾向となる一つの要因と考えられる (付図 2.2.6 右)。



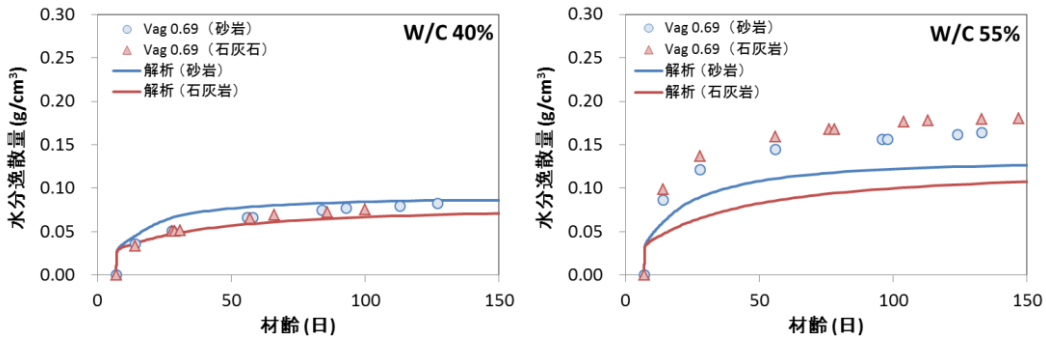
付図 2.2.6 $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体の乾燥収縮ひずみ (左: 砂岩, 右: 石灰岩)

付 2.2.4 水分逸散量の実験結果

上記の乾燥収縮ひずみと同じ $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体で計測したセメント硬化体体積あたりの水分逸散量を付図 2.2.7 に示す。水セメント比 40%の場合、砂岩と石灰岩の違いによ

る水分逸散量への影響は見られず、両者の値はほぼ同じとなっている。一方、水セメント比 55% のケースでは、石灰岩が砂岩よりも水分逸散量が大きくなる傾向を示している。

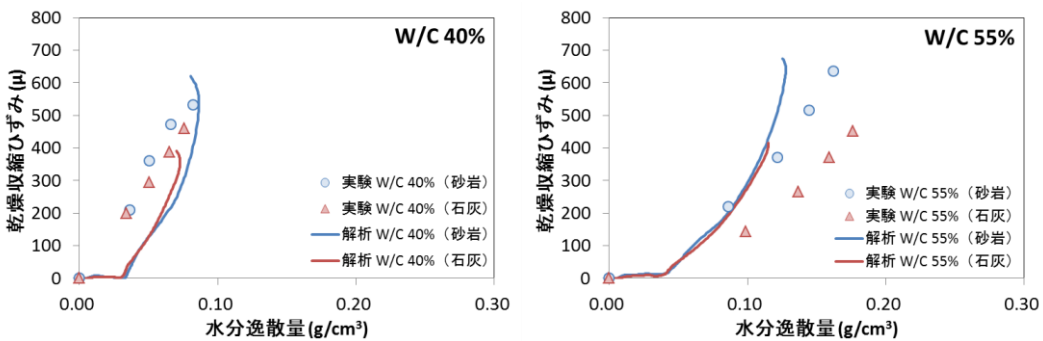
解析では、いずれも砂岩を用いたコンクリートの水分逸散量が石灰岩を用いた場合よりも大きくなっている。特に水セメント比 55% のケースにおいては、明らかに実験と逆の傾向となっている。



付図 2.2.7 10×10×40cm 供試体の水分逸散量 (左 : W/C 40%, 右 : W/C 55%)

水セメント比 40% の実験結果は、水分逸散量が同じであったにも関わらず、石灰岩を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみが小さくなっている。また、水セメント比 55% の実験結果においても、石灰岩を用いたコンクリートの水分逸散量が大きいにも関わらず、乾燥収縮ひずみは石灰岩の方が小さくなっている。そこで、本実験結果の水分逸散量と乾燥収縮ひずみの関係について付図 2.2.8 に示す。

水セメント比 40% の実験の場合、水分逸散量と乾燥収縮ひずみの関係は、砂岩と石灰岩のどちらもほぼ同じ関係となっている。一方、水セメント比 55% の実験の場合、同じ水分逸散量に対して砂岩を用いたコンクリートの方が大きい乾燥収縮ひずみとなっている。



付図 2.2.8 水分逸散量と乾燥収縮ひずみの関係 (左 : W/C 40%, 右 : W/C 55%)

以上の様な実験の傾向は、石灰岩の骨材収縮が小さいという現象のみでは説明できず、セメント硬化体中の微細き裂発生による収縮駆動力の解放と水分流束の増加を考慮しなければならぬと考えられる。

解析では、水分逸散量が増加するほど、毛細管張力や分離圧による収縮駆動力は増加するため、乾燥収縮ひずみも大きくなる。また、水分流束の変化は、コンクリートとしての微細ひび割れ発生によって増加することが考慮されているものの、セメント硬化体中の微細き裂による影響は考慮されていない。従って、付図 2.2.8 に示した様に、水分逸散量と乾燥収縮ひずみの関係において、解析結果は骨材の種類（骨材収縮量）に関わらずほぼ同じ値になったと考えられる。

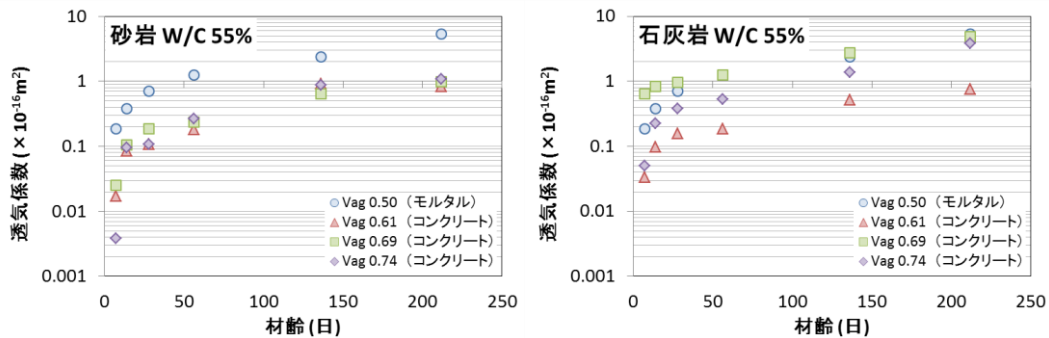
一方、実験では、水セメント比が高くなるほどセメント硬化体の収縮が大きくなるため、石灰岩の収縮量の小ささと組み合わせられて微細き裂の影響が明確に表れたものと考えられる。

付 2.2.5 透気係数の実験結果

表面近傍の微細ひび割れ発生や、骨材周囲のセメント硬化体に生じる微細き裂は、水蒸気や水分の移動にも影響を与えると推測される。そこで、 $15 \times 15 \times 53$ 供試体を用い、トレント法によって透気係数を計測した。砂岩と石灰岩を用いたコンクリートの透気係数を骨材量の違いで比較したものを付図 2.2.9 に示す。

粗骨材に砂岩を用いたコンクリートの透気係数は、骨材量に関わらずほぼ同じ値となっている。モルタルの透気係数が大きい原因としては、モルタルの収縮量が多いことによる内部拘束による表面近傍の微細ひび割れの影響が考えられる（付図 2.2.9 左）。

粗骨材に石灰岩を用いたコンクリートの透気係数は、骨材量 $V_{ag}=0.61$ のケース以外はモルタルに近い値となっており、砂岩よりも大きい傾向であった。石灰岩自体の骨材収縮量は小さいため、コンクリートとしての収縮量も減少し、乾燥に伴う内部拘束の影響による表面近傍の微細ひび割れ発生も低減されると考えられる。しかし、透気係数が砂岩を用いたコンクリートよりも大きい傾向を示すということは、セメント硬化体に微細き裂が多く発生したためと推測される。



付図 2.2.9 トレント法による透気係数の計測結果（左：砂岩，右：石灰岩）

付 2.2.6 梁試験体のたわみの実験結果

梁試験体の結果については、本文第5章の5.2節を参照.

付録3

骨材とセメント硬化体の2相系を考慮した引張強度

付3.1 はじめに

コンクリートの乾燥収縮ひび割れ発生の予測精度向上のためには、骨材とセメント硬化体間の相互作用を考慮したコンクリートとしての引張強度を考慮する必要があると考えられる。ここでは、骨材とセメント硬化体の2相系として考えた場合の引張強度について検討を行う。

付3.2 検討の仮定

岡島は、母材に石膏とセメントの2種類を用い、各種骨材と組み合わせた圧縮強度を調べている¹⁾。岡島の実験¹⁾によれば、母材と骨材の弾性係数比(骨材弾性係数/母材弾性係数)が1.0よりも大きい時、粗骨材量が増加するほど石膏コンクリートは圧縮強度が増加し、セメントコンクリートは圧縮強度が減少する傾向を報告している。一方、弾性係数比が1.0より小さい時、石膏とセメントのいずれの母材を用いても、圧縮強度は減少している。

石膏は、硬化に際して収縮しない材料であり、岡島の実験で用いられた各種骨材も、ガラス、鉛玉、ポリエチレンペレットなど乾燥に伴う収縮の生じない骨材が用いられている。そこで、コンクリートの引張強度の検討にあたり、ペーストと骨材の両方が収縮しないケ

ースから検討を開始し、ペーストと骨材の両方が収縮するケースまでの考察を試みる。

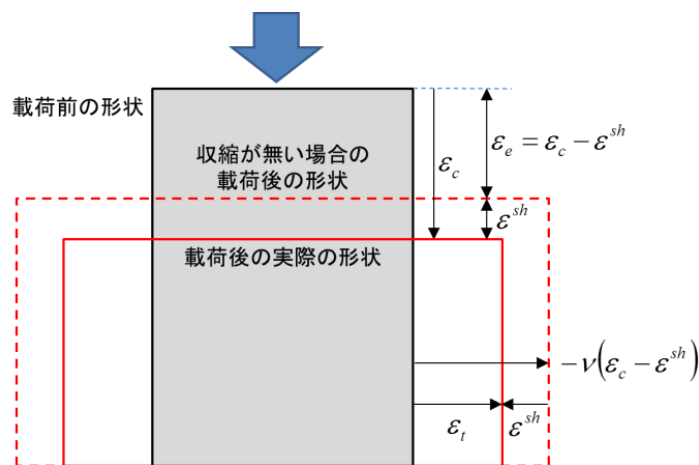
岡島によって実施された実験は、圧縮強度に関するものである。引張強度の検討を進めるにあたり、次の仮定を行うこととした。

一般的にコンクリートの圧縮破壊では、軸方向に発達するひび割れ（軸直角方向への引張応力の発生）が圧縮強度に大きな影響を与えていると考えることができる。そこで、岡島の実験を用いて引張強度に関する考察を進めるにあたり、軸直角方向に生じる引張応力（引張ひずみ）に着目する。軸方向の圧縮ひずみに対し、軸直角方向（横方向）に生じる引張ひずみは、以下で表される。

$$\varepsilon_t = -\nu\varepsilon_c \tag{付 3.2.1}$$

ここで、 ε_t ：軸直角方向に生じる引張ひずみ、 ε_c ：軸方向の圧縮ひずみ、 ν ：ポアソン比である。

母材または骨材が収縮する場合、軸方向の圧縮ひずみの全てが軸直角方向（横方向）の引張ひずみの増加に寄与するわけではない。付図 3.1.1 の様に、圧縮方向の有効ひずみ分が、横方向の引張ひずみの増加に寄与し、実際の変形における横方向の引張ひずみは、収縮ひずみ分だけ減少した値になっていると考えられる。



付図 3.1.1 軸方向の圧縮による軸直角方向の変形イメージ

付図 3.1.1 を以下の様な式で表せると仮定する。

$$\varepsilon_e = \varepsilon_c - \varepsilon^{sh} \tag{付 3.2.2}$$

$$\varepsilon_t = -\nu(\varepsilon_c - \varepsilon^{sh}) + \varepsilon^{sh} \tag{付 3.2.3}$$

$$\varepsilon^{sh} = V_{ag}\varepsilon_{ag}^{sh} + V_{cp}\varepsilon_{cp}^{sh} \tag{付 3.2.4}$$

ここで、 ε_e ：軸方向の有効ひずみ、 ε^{sh} ：骨材と母材の自由収縮ひずみ、 ν ：コンクリート

のポアソン比, V_{ag} : 骨材容積率, V_{cp} : 母材容積率, ε_{ag}^{sh} : 骨材の収縮ひずみ, ε_{cp}^{sh} : 母材の収縮ひずみである. 骨材と母材に収縮が生じない時, 式(3.2.2)~(3.2.4)の関係は, 式(3.2.1)と同じとなる.

複合材料(コンクリート)としての圧縮強度は, 軸直角方向に生じる母材ペーストの引張ひずみが限界ひずみに達した時, 耐荷力を失うと仮定する.

$$\varepsilon_{lim} = \varepsilon_{cp} \quad (\text{付 3.2.5})$$

ここで, ε_{cp} : 母材ペーストの引張ひずみ, ε_{lim} : 母材ペーストの限界ひずみである. 母材ペーストの限界ひずみは, 母材単体の圧縮試験の結果から推定することとした.

付 3.3 引張強度のモデル化

付 3.3.1 並列モデル

最初に, 母材と骨材から成る2相系の複合材料が, 完全に並列的な挙動をする(ひずみを共有する)理想的なケースについて考える. 複合材料の圧縮ひずみから複合材料の横方向の引張ひずみを算出して入力値の ε_t とし, $\sigma_t, \sigma_{ag}, \sigma_{cp}, \varepsilon_{ag}, \varepsilon_{cp}$ の5つの未知数を求める方程式として(付3.3.1)~(付3.3.5)を仮定する.

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad (\text{付 3.3.1})$$

$$\sigma_{ag} = E_{ag} \varepsilon_{ag} \quad (\text{付 3.3.2})$$

$$\sigma_{cp} = E_{cp} \varepsilon_{cp} \quad (\text{付 3.3.3})$$

$$\varepsilon_{ag} = \varepsilon_{cp} = \varepsilon_t \quad (\text{付 3.3.4}) \ \& \ (\text{付 3.3.5})$$

ここで, ε_t : コンクリートのひずみ, σ_t : コンクリートの応力, σ_{ag} : 骨材応力, σ_{cp} : 母材応力, ε_{ag} : 骨材ひずみ, ε_{cp} : 母材ひずみである.

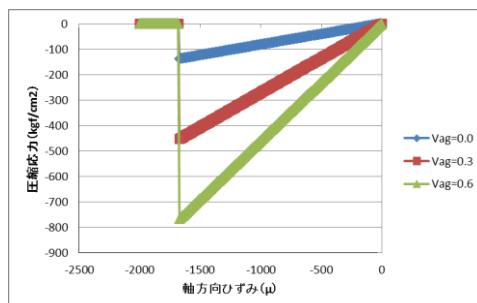
ひずみを共有する並列モデルの場合, 複合材料(コンクリート)の弾性係数は, (付3.3.6)として表される.

$$E_c = V_{ag} E_{ag} + V_{cp} E_{cp} \quad (\text{付 3.3.6})$$

ここで, E_c : 複合材料の弾性係数, V_{ag} : 骨材体積率, V_{cp} : 母材体積率, E_{ag} : 骨材弾性係数, E_{cp} : 母材弾性係数である.

式(付3.3.1)~(付3.3.5)は, 母材と骨材に収縮が生じない, 骨材と母材の応力ひずみ関係が線形の弾性体との仮定である. この場合, 骨材量 V_{ag} が増加するほど計算上の圧縮強度

(=母材ペーストの引張ひずみが限界ひずみに達した時、圧縮ひずみ×複合材弾性係数とした値)と弾性係数は増加するが、破壊時のひずみは同じ値となる。



付図 3.3.1 並列モデルによる計算上の圧縮強度（母材：石膏，骨材：ガラス）

付図 3.3.1 は、岡島の石膏コンクリート（骨材は砕きガラス）の材料物性値を用いて計算した結果である。実験では、骨材量が増加するほど圧縮強度と弾性係数が大きくなる傾向を示している。並列モデルで計算した石膏コンクリートの強度や弾性係数も同様の傾向である。しかし、実験では大理石やガラス骨材で $V_{ag}=0.6$ とした時、ペースト単体の約 1.2～1.5 倍の圧縮強度の増加であり、並列モデルによる計算上の強度増加は大きすぎる。また、実験の圧縮破壊時のひずみは、圧縮強度の増加に伴って減少する傾向を示しており、並列モデル単体で実際の現象を表現することはできていない。当然ながら、セメントコンクリートの実験結果の様な、骨材量の増加に伴う強度低下の傾向も表現することはできない。

付 3.3.2 直列モデル

次に、母材と骨材から成る 2 相系の複合材料が、完全に直列的な挙動を示す（応力を共有する）理想的なケースについて考える。並列の場合と同様に、入力値 ϵ_t に対して σ_t , σ_{ag} , σ_{cp} , ϵ_{ag} , ϵ_{cp} の 5 つの未知数を求める方程式として式(付 3.3.1)～(付 3.3.3), (付 3.3.7) (付 3.3.8)を仮定する。

$$\sigma_t = E_c \epsilon_t \quad (\text{付 3.3.1})$$

$$\sigma_{ag} = E_{ag} \epsilon_{ag} \quad (\text{付 3.3.2})$$

$$\sigma_{cp} = E_{cp} \epsilon_{cp} \quad (\text{付 3.3.3})$$

$$\sigma_{ag} = \sigma_{cp} = \sigma_t \quad (\text{付 3.3.7}) \ \& \ (\text{付 3.3.8})$$

並列と直列の違いは、式(付 3.3.4) (付 3.3.5)が式(付 3.3.7) (付 3.3.8)の応力を共有する形へ変化している点である。また、直列モデルにおける複合材としての弾性係数は、以

下の様に表される。

$$E_c = (V_{ag}/E_{ag} + V_{cp}/E_{cp})^{-1} \quad (\text{付 3.3.9})$$

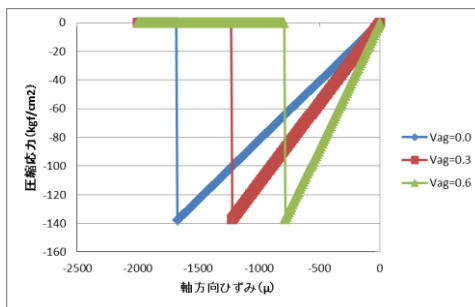


図 3.3.2 直列モデルによる計算上の強度（母材：石膏，骨材：ガラス）

応力を共有する直列モデルの場合，骨材量 V_{ag} が増加するほど計算上の弾性係数が増加するが，圧縮強度は一定値である．これは，骨材容積率の増加に伴う直列の複合材としての弾性係数 E_c の変化と，最弱リンクモデル等によるペースト破壊を考えれば，当然の結果である．従って，岡島の石膏コンクリートの実験結果の様な，骨材量 V_{ag} の増加に伴う破壊時のひずみの減少は直列モデルで表現可能である．しかし，コンクリート強度の変化は，直列モデル単体で表現することはできない．

付 3.3.3 並列・直列混合モデル

並列モデルと直列モデルの極端な条件では，ガラス骨材を用いた石膏コンクリート（骨材収縮と母材収縮の両方が無い場合）でも，複合材としての強度を適切に表現することができなかった．そこで，並列と直列の中間的な挙動について検討を行う．

並列と直列の中間的な挙動として，第2章で述べた2相系モデルに関する5つの方程式を参考に，以下のような簡易的なモデルを考える．

$$\sigma_t = V_{ag}\sigma_{ag} + V_{cp}\sigma_{cp} \quad (\text{付 3.3.10})$$

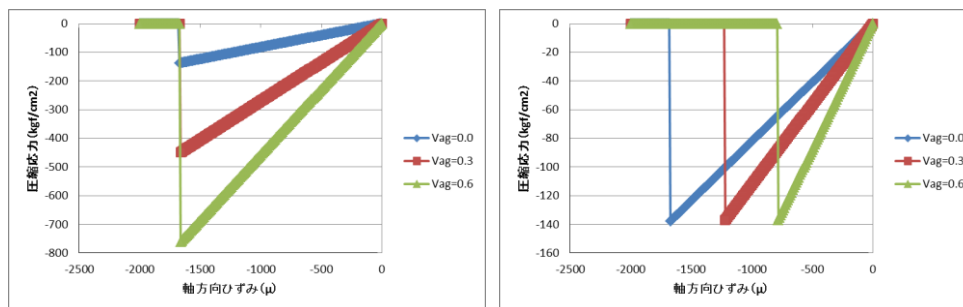
$$\varepsilon_t = V_{ag}\varepsilon_{ag} + V_{cp}\varepsilon_{cp} \quad (\text{付 3.3.11})$$

$$\sigma_{ag} = E_{ag}\varepsilon_{ag} \quad (\text{付 3.3.2})$$

$$\sigma_{cp} = E_{cp}\varepsilon_{cp} \quad (\text{付 3.3.3})$$

$$\frac{\sigma_{ag} - \sigma_{cp}}{f(x)} + (\varepsilon_{ag} - \varepsilon_{cp}) = 0 \quad (\text{付 3.3.12})$$

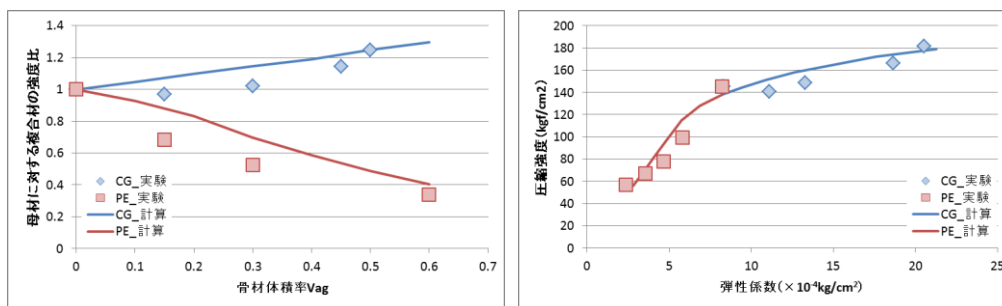
ここで、 $f(x)$ ：並列と直列の中間的挙動を表現するための関数または定数である。



付図 3. 3. 3 並列・直列の複合モデルによる計算上の強度の変化
(母材：石膏，骨材：ガラス，左： $f(x)=99999999$ =並列，右： $f(x)=0$ =直列)

付図 3. 3. 3 は，並列・直列の混合モデルの式(付 3. 3. 2) (付 3. 3. 3)，式(付 3. 3. 10)～(付 3. 3. 12)を用い， $f(x)$ を極端な値(0&99999999)として並列と直列の挙動をチェックしたものである。並列と直列の混合モデルでも，先に示した個々の並列・直列と同じ結果が得られていることがわかる。

そこで， $f(x)$ を適当な値とすることで中間的な挙動を表現し，石膏コンクリートの実験結果を計算で再現することを試みる。



付図 3. 3. 4 並列・直列の複合モデルによる計算と実験の比較 $f(x)=50000$
左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度
(母材：石膏，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE)

付図 3. 3. 4 は，岡島の石膏コンクリートの実験の中で，骨材が多孔質でないもの(骨材収縮が無いと考えられる材料)かつ，骨材弾性係数が極端に異なる材料(砕きガラスとポリエチレンペレット)について比較したものである。計算は， $f(x)=50000$ の定数としたものである。複合材としての弾性係数は，ステップごとに圧縮ひずみを増加させる際の応力とひずみの関係の傾きから算出したものである。

軸直角方向(横方向)に発生する母材ひずみを圧縮破壊の判定に使用し，母材と骨材を

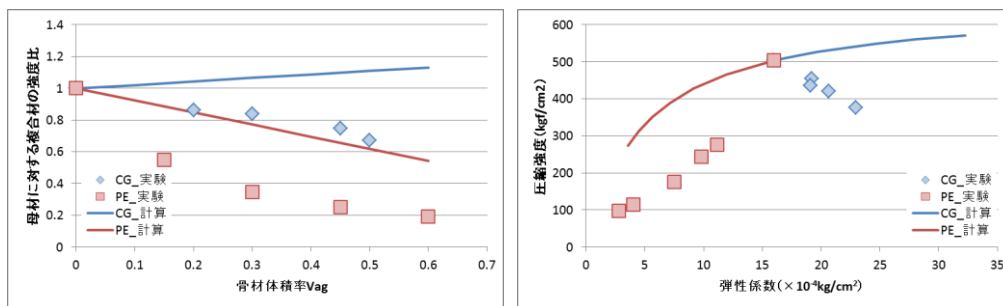
共に線形（個々の弾性係数は論文記載の値を使用）と仮定したにも関わらず，骨材量と骨材弾性係数の違いによる石膏コンクリートの圧縮強度と弾性係数の変化を， $f(x)=50000$ の一定値で比較的良好に表現できている（付図 3.3.4）。

石膏コンクリートのこの結果は，骨材の弾性係数が母材の弾性係数より大きい時，骨材は母材の変形を拘束する補強効果を有していると説明できる．一方，骨材の弾性係数が母材の弾性係数より小さい時，骨材が母材を拘束する効果が無く，見かけ上の母材体積が減少する様な挙動となるために，複合材料としての強度が減少すると考えられる．

付 3.4 収縮を考慮した引張強度のモデル化

付 3.4.1 母材の収縮の影響（セメントを用いた場合）

付図 3.3.4 と同じ計算手順で，岡島のセメントコンクリートの実験と比較を行う．石膏とセメントの違いは，母材の弾性係数 E_{cp} が $82600\text{kgf/cm}^2 \rightarrow 161000\text{kgf/cm}^2$ と倍近く増加すること，母材単体の圧縮強度が $138\text{kgf/cm}^2 \rightarrow 505\text{kgf/cm}^2$ と 3.6 倍程度大きくなること，ポアソン比が $0.231 \rightarrow 0.21$ と若干小さくなることの 3 点である．この段階ではセメントペーストの収縮は考慮せず，上記 3 点のみを変化させた比較を付図 3.4.1 に示す．



付図 3.4.1 並列・直列の複合モデルによる計算と実験の比較 $f(x)=50000$ ，母材収縮なし
 左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度
 （母材：セメント，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE）

付図 3.4.1 に示す様に，計算の強度・弾性係数の増減傾向は，石膏コンクリートの時と同じ傾向である．しかし，石膏コンクリートと異なり，砕きガラスを骨材にしたセメントコンクリートの実験結果は，骨材量の増加と共に圧縮強度が低下する傾向を示す．弾性係数比が 1.0 以上の時，式(付 3.3.2) (付 3.3.3) (付 3.3.10)～(付 3.3.12)を用いる限り，いかなる $f(x)$ の値（定数）に変更しても強度が減少する傾向は表現できない ($f(x)=0$ の直列としても強度は一定値である)．

母材が石膏とセメントで一番異なる部分は，母材の収縮である．石膏が硬化に際して収

付録3 骨材とセメント硬化体の2相系を考慮した引張強度

縮しないのに対し、セメントペーストは大きく収縮する挙動を示す。そこで、以下の様に母材と骨材の収縮の影響を含めた方程式として式(付 3.3.2)(付 3.3.3)を修正して式(付 3.4.1)(付 3.4.2)の様に仮定する。

$$\sigma_t = V_{ag}\sigma_{ag} + V_{cp}\sigma_{cp} \quad (\text{付 3.3.10})$$

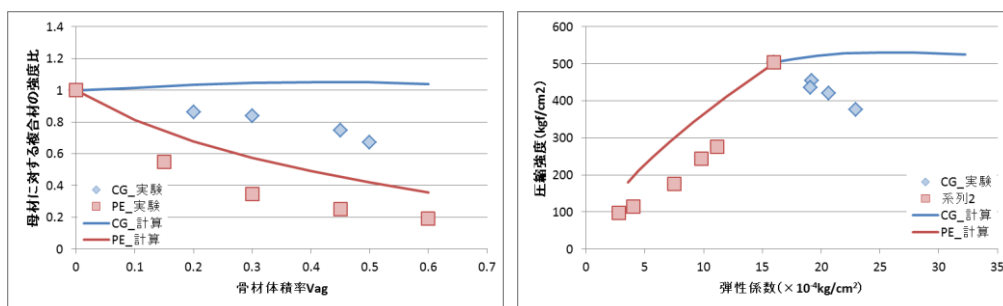
$$\varepsilon_t = V_{ag}\varepsilon_{ag} + V_{cp}\varepsilon_{cp} \quad (\text{付 3.3.11})$$

$$\sigma_{ag} = E_{ag}(\varepsilon_{ag} - \varepsilon_{ag}^{sh}) \quad (\text{付 3.4.1})$$

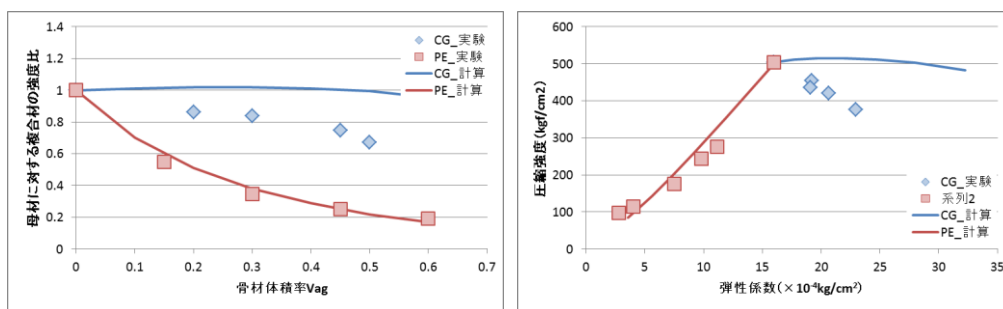
$$\sigma_{cp} = E_{cp}(\varepsilon_{cp} - \varepsilon_{cp}^{sh}) \quad (\text{付 3.4.2})$$

$$\frac{\sigma_{ag} - \sigma_{cp}}{f(x)} + (\varepsilon_{ag} - \varepsilon_{cp}) = 0 \quad (\text{付 3.3.12})$$

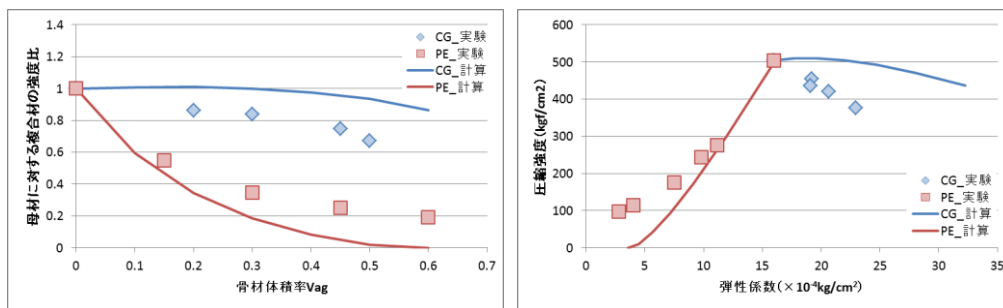
ここで、 ε_{ag}^{sh} ：骨材の収縮ひずみ、 ε_{cp}^{sh} ：母材の収縮ひずみである。付図 3.4.1 について、上式を用いて再度計算した結果を付図 3.4.2～付図 3.4.4 に示す。



付図 3.4.2 $\varepsilon_{cp}^{sh} = -1000 \mu$, $f(x) = 5 \times 10^4$



付図 3.4.3 $\varepsilon_{cp}^{sh} = -2000 \mu$, $f(x) = 5 \times 10^4$



付図 3.4.4 $\varepsilon_{cp}^{sh} = -3000 \mu$, $f(x) = 5 \times 10^4$

(左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)

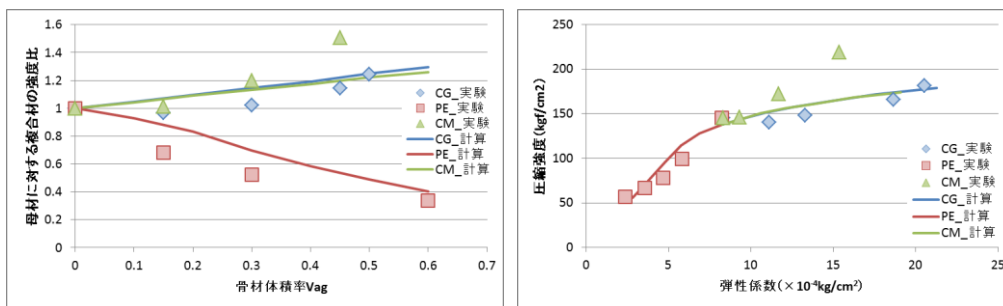
(母材：セメント，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE)

付図 3.4.2～付図 3.4.4 に示す様に，母材 (=セメントペースト) の収縮を考慮することによって，セメントコンクリートの場合も，実験の傾向をある程度表現できるようになっている。また，母材 (=セメントペースト) の収縮量は， $-2000 \sim -3000 \mu$ として計算した時の値が最も実験と合いそうであり，配合によっても異なるが実際のセメントペースト単体の収縮量もこの程度の値と考えても良いと思われる。ここでは $\varepsilon_{cp}^{sh} = -3000 \mu$ ， $f(x) = 5 \times 10^4$ を採用する。

付 3.4.2 骨材収縮の影響（砕き大理石を用いた場合）

(1) 骨材の収縮を考慮しない計算

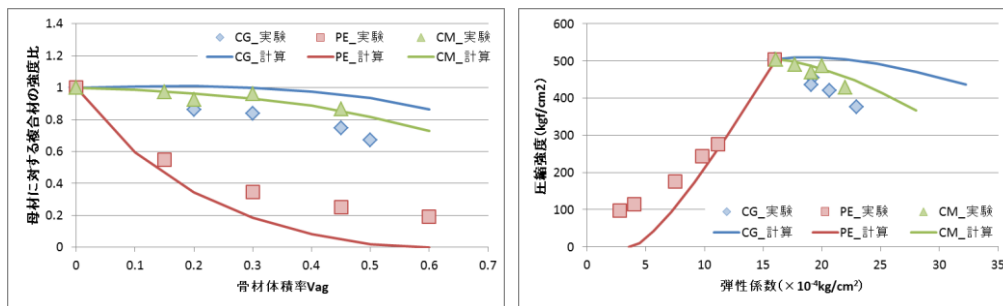
岡島の実験¹⁾の中で，多孔質材料の骨材と考えられるものは，「砕き大理石」「砕きコルク」「豊浦標準砂」である。大理石は石灰岩の一種であるため，「砕き大理石」は石灰石骨材に近い挙動を示すと思われる。そこで，砕き大理石 (CM) は収縮する骨材であると想定して検討を行う。付図 3.4.5 と付図 3.4.6 に，砕き大理石 (CM) が収縮しないとして仮定して計算したものと実験の比較を示す。



付図 3.4.5 $\varepsilon_{cp}^{sh} = 0 \mu$ ， $f(x) = 5 \times 10^4$

(母材：石膏，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE，砕き大理石 CM)

(左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)



付図 3.4.6 $\epsilon_{cp}^{sh} = -3000 \mu$, $f(x) = 5 \times 10^4$

(母材：セメント，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE，砕き大理石 CM)

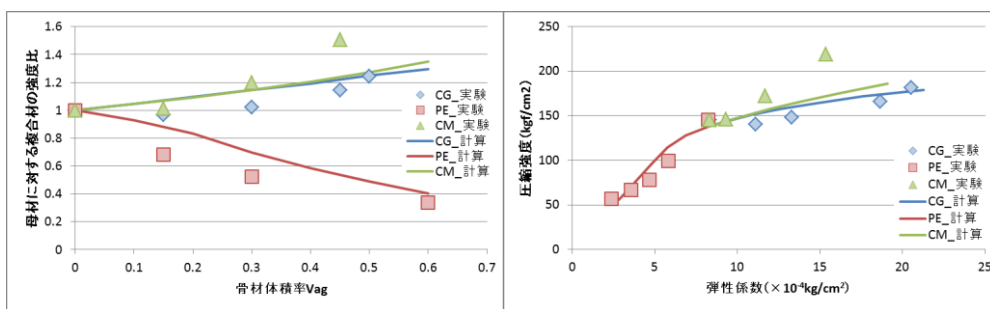
(左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)

付図 3.4.5 に示す様に、石膏と大理石の組み合わせの実験結果（緑△）は、砕きガラスを骨材とした場合よりも明確に強度が増加している。しかし、大理石の計算（緑線）では、砕きガラスとほぼ同じ（若干小さい）結果となっている。

一方、付図 3.4.6 のセメントと大理石の組み合わせの実験結果（緑△）は、砕きガラスを骨材とした場合とほぼ同じ強度（若干大理石が大きい）となっている。しかし、大理石の計算（緑線）では、砕きガラスよりも明確に強度が低下している。

(2) 骨材の収縮を考慮する計算

次に、同じ計算方法で、砕き大理石の収縮量を -400μ 、 -800μ 、 -1200μ と変化させたケースで計算を行う。付図 3.4.7～付図 3.4.9 に石膏コンクリートの場合を、付図 3.4.10～付図 3.4.12 にセメントコンクリートの場合の結果を示す。

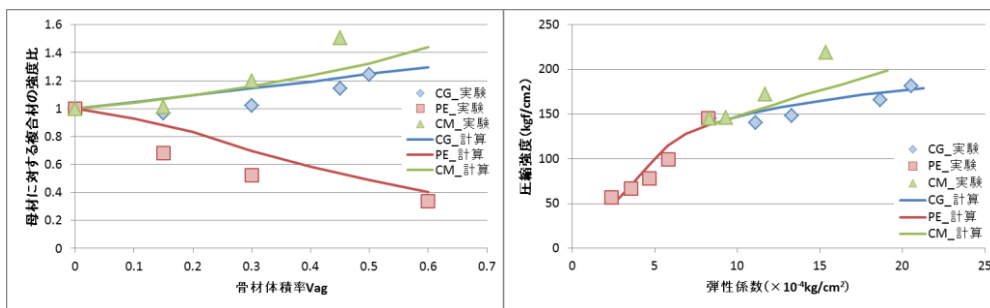


付図 3.4.7 石膏コンクリート $\epsilon_{cp}^{sh} = 0 \mu$, $\epsilon_{ag}^{sh} = -400 \mu$, $f(x) = 5 \times 10^4$

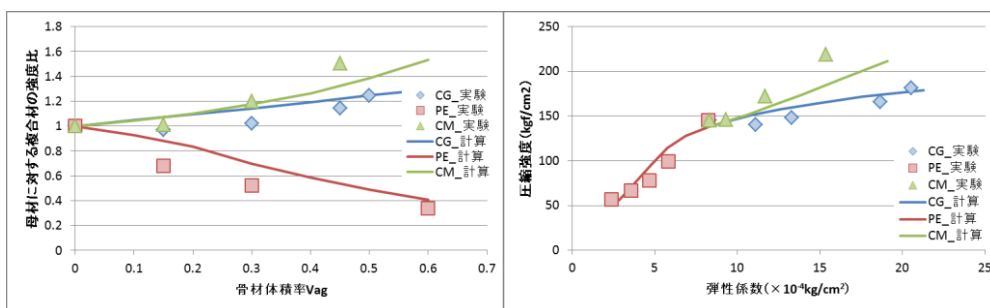
(母材：石膏，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE，砕き大理石 CM)

(左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)

付録3 骨材とセメント硬化体の2相系を考慮した引張強度



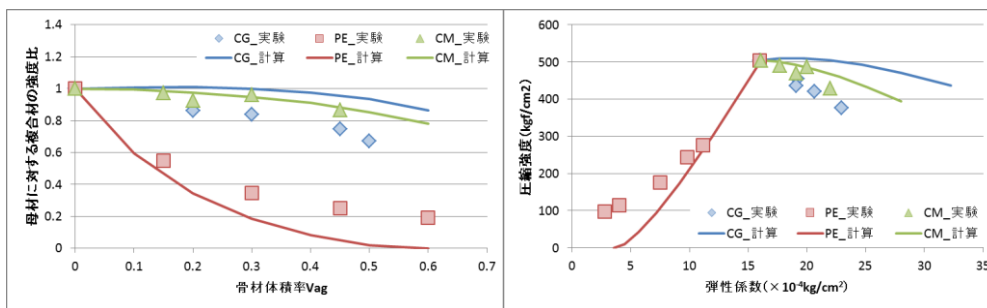
付図 3.4.8 石膏コンクリート $\varepsilon_{cp}^{sh}=0\mu$, $\varepsilon_{ag}^{sh}=-800\mu$, $f(x)=5 \times 10^4$
 (母材：石膏，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE，砕き大理石 CM)
 (左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)



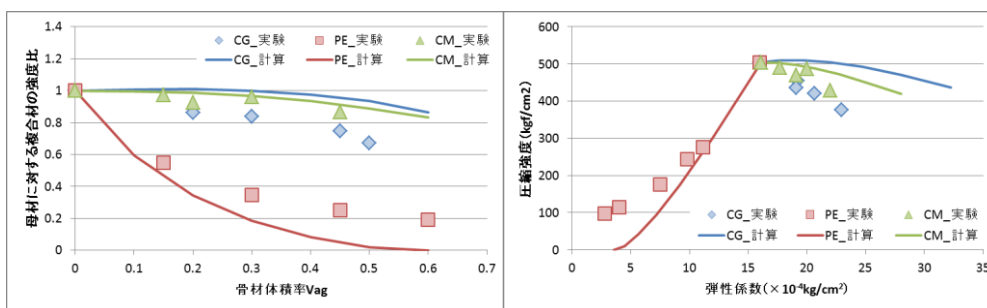
付図 3.4.9 石膏コンクリート $\varepsilon_{cp}^{sh}=0\mu$, $\varepsilon_{ag}^{sh}=-1200\mu$, $f(x)=5 \times 10^4$
 (母材：石膏，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE，砕き大理石 CM)
 (左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)

付図 3.4.7～付図 3.4.9 は、骨材の砕き大理石の収縮量を-400, -800, -1200 μ として比較したものである(砕きガラスとポリエチレンペレットの骨材収縮量は 0μ のままである)。砕き大理石の収縮量が大きくなるほど圧縮強度が増加しており、実験の傾向に近い結果を示している。大理石の骨材としての収縮量-1200 μ が適切かどうかは検討の余地があると思われるが、骨材収縮を考慮した計算によって石膏コンクリートの強度が増加する傾向が現れている。

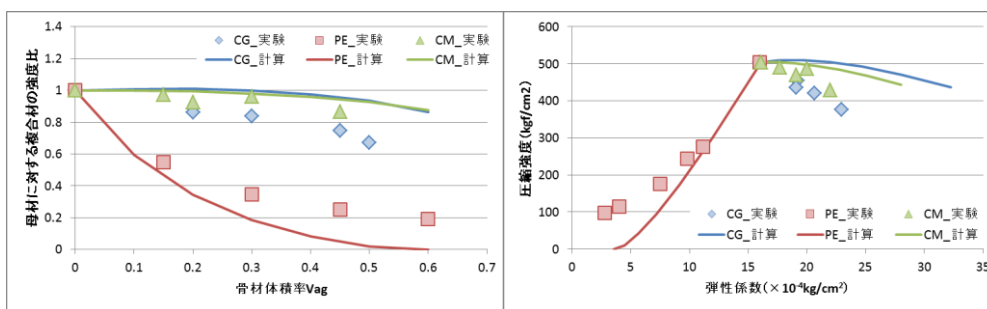
付録3 骨材とセメント硬化体の2相系を考慮した引張強度



付図 3.4.10 セメントコンクリート $\varepsilon_{cp}^{sh} = -3000 \mu$, $\varepsilon_{ag}^{sh} = -400 \mu$, $f(x) = 5 \times 10^4$
 (母材：セメント，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE，砕き大理石 CM)
 (左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)



付図 3.4.11 セメントコンクリート $\varepsilon_{cp}^{sh} = -3000 \mu$, $\varepsilon_{ag}^{sh} = -800 \mu$, $f(x) = 5 \times 10^4$
 (母材：セメント，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE，砕き大理石 CM)
 (左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)



付図 3.4.12 セメントコンクリート $\varepsilon_{cp}^{sh} = -3000 \mu$, $\varepsilon_{ag}^{sh} = -1200 \mu$, $f(x) = 5 \times 10^4$
 (母材：セメント，骨材：ガラス CG，ポリエチレンペレット PE，砕き大理石 CM)
 (左：骨材体積率と母材強度との比，右：弾性係数と圧縮強度)

付図 3.4.10～付図 3.4.12 は、セメントコンクリートで骨材の砕き大理石の収縮量を-400, -800, -1200 μ として比較したものである (セメントの収縮量は-3000 μ , 砕きガラスとポリエチレンペレットの骨材収縮量は 0 μ のままである). 砕き大理石の収縮量が大きくなる

ほど、圧縮強度が大きくなる傾向は同じである。

付3.4.3 並列・直列混合モデルのまとめ

「母材の収縮」「骨材の収縮」「骨材量」「母材と骨材の弾性係数」を全て同時に考慮した並列・直列混合の2相系モデルを用い、複合材料としての破壊基準を「母材の引張ひずみと母材の限界ひずみの比較」とすることで、石膏とセメントの違い、弾性係数の極端にことなる骨材などを包含して強度の傾向を表現することができた。ただし、砕き大理石の収縮量を 1200μ とするなど、現実的では無いと考えられる条件も含まれるため、さらに検討が必要と考えられる。

付3.5 二相系モデルの検証

付3.5.1 二相系モデル

前節では、骨材や母材が特徴的な条件の実験と比較することを目的として、岡島による圧縮試験の結果¹⁾を用いた。一般的なコンクリートの引張強度であれば、既存の実験結果も豊富である。そこで、これまでと同様に以下の式を用いて引張強度について検証を行う。

$$\sigma_t = V_{ag}\sigma_{ag} + V_{cp}\sigma_{cp} \quad (\text{付3.5.1})$$

$$\varepsilon_t = V_{ag}\varepsilon_{ag} + V_{cp}\varepsilon_{cp} \quad (\text{付3.5.2})$$

$$\sigma_{ag} = E_{ag}(\varepsilon_{ag} - \varepsilon_{ag}^{sh}) \quad (\text{付3.5.3})$$

$$\sigma_{cp} = E_{cp}(\varepsilon_{cp} - \varepsilon_{cp}^{sh}) \quad (\text{付3.5.4})$$

$$\frac{\sigma_{ag} - \sigma_{cp}}{f(x)} + (\varepsilon_{ag} - \varepsilon_{cp}) = 0 \quad (\text{付3.5.5})$$

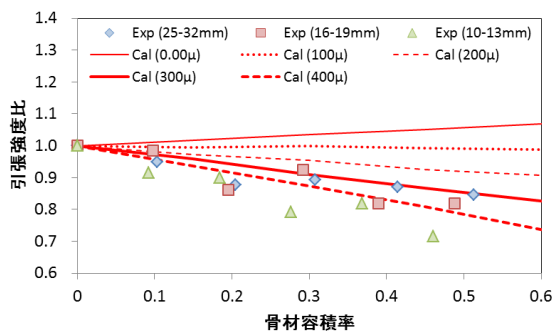
ここで、 ε_t ：複合材のひずみ、 σ_t ：複合材の応力、 σ_{ag} ：骨材応力、 σ_{cp} ：母材応力、 ε_{ag} ：骨材ひずみ、 ε_{cp} ：母材ひずみ、 $f(x)$ ：並列と直列の中間的挙動を表現するための関数または定数である。

複合材としての引張強度は、「骨材容積率 V_{ag} 」「骨材弾性係数 E_{ag} 」「骨材収縮量 ε_{ag}^{sh} 」「母材容積率 V_{cp} 」「母材弾性係数 E_{cp} 」「母材収縮量 ε_{cp}^{sh} 」の6つが既知として定まる時、入力値である「複合材の引張ひずみ ε_t 」に対して、 σ_t 、 σ_{ag} 、 σ_{cp} 、 ε_{ag} 、 ε_{cp} の5つの未知数が求まる。そして、母材応力 σ_{cp} が母材引張強度 f_{cp} に達した時の σ_t を、複合材料としての引張強度 f_t と仮定する。

多くの実験では、母材としての着目がペーストではなくモルタルのため、ペースト単体としての強度や弾性係数が岡島の実験の様に明確になっていない。ただし、これまで実施してきた検討は、2相系を構成する骨材とモルタルの物性が明らかであれば、「骨材（細骨材と粗骨材）+セメントペースト」の組み合わせに限らず、「骨材（粗骨材）+モルタル（細骨材+セメントペースト）」としても適用が可能と推測される。そこで、モルタルの物性を母材とし、粗骨材が変化した場合の引張強度について計算と既往の実験の比較を行う。

付3.5.2 骨材量の影響

コンクリートは、骨材径が大きくなるほど、骨材量が多くなるほど圧縮強度や引張強度が減少することが報告されている。そこで、骨材量の変化が引張強度に及ぼす影響について考察するため、川上による骨材量を変化させた引張強度の実験²⁾とこれまでの2相系モデルによる計算の比較を付図3.5.1に示す。

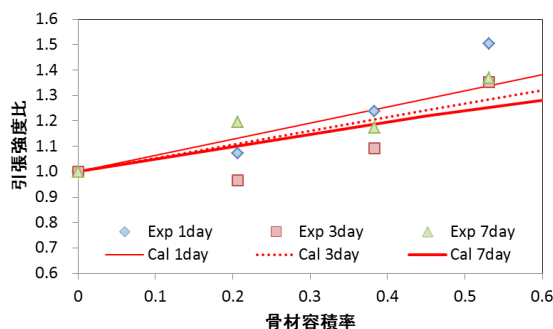


付図 3.5.1 引張強度比と骨材容積率の関係²⁾

付図 3.5.1 の縦軸の引張強度比は、実験におけるモルタルの平均引張強度を基準としたものである。実験結果では、骨材容積率の増加に伴ってコンクリートの引張強度が減少する傾向を示している。計算の引張強度は、母材の収縮量によって増減傾向が変化し、母材に収縮が生じない時は、骨材量の増加と共に複合材としての引張強度が増加する傾向となっている。母材に収縮が生じると骨材量の増加に伴って複合材としての引張強度が減少し、母材の収縮量が大きくなるほどその傾向は大きくなっている。これは、骨材に母材の収縮が拘束されて母材に引張応力が発生する影響と考えられる。

付3.5.3 母材の収縮を無くした場合

母材の収縮に伴う引張応力が発生しない条件として、コンクリートに膨張剤を混入して骨材量を変化させた吉岡らの引張強度の実験³⁾と計算の比較を付図3.5.2に示す。

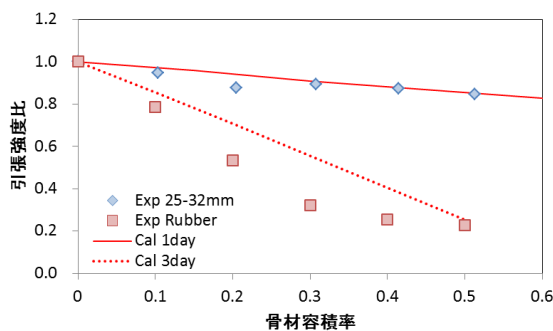


付図 3.5.2 膨張材を混入した引張強度の比較³⁾

付図 3.5.2 の縦軸の引張強度比は、付図 3.5.1 と同様にモルタルの引張強度を基準としたものである。計算では、母材膨張量を各材齢時の実験結果と同じ値で設定した。膨張剤を混入した実験では、付図 3.5.1 とは逆に骨材容積率の増加と共に引張強度が増加する傾向を示している。外部から試験体が拘束されていない条件で、骨材容積率の増加に伴って引張強度が増加する理由として、骨材による補強効果が考えられる。

付 3.5.4 極端に骨材弾性係数が低い場合

骨材による補強効果の影響を考えるため、骨材の弾性係数が母材の弾性係数と極端に異なるコンクリートについて検討を行う。付図 3.5.3 は、付図 3.5.1 に示した川上の実験²⁾と水セメント比が近く、母材の物性が同程度と仮定できる実験⁴⁾で、骨材にゴム (0.001~0.006GPa) を用いたものである。



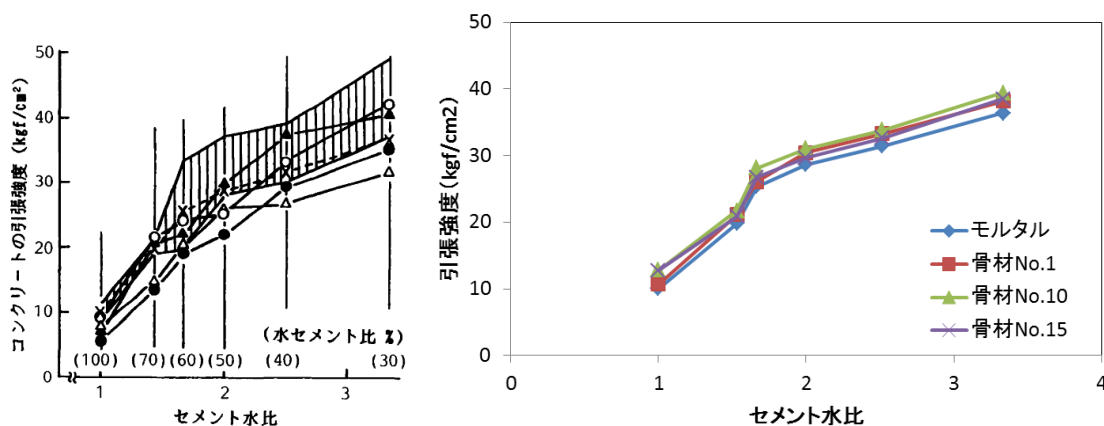
付図 3.5.3 ゴム骨材を用いた場合の引張強度比と骨材容積率

付図 3.5.3 に示す様に母材の物性が近いにも関わらず、ゴムの骨材とした引張強度は、骨材量が増加するほど引張強度が減少している。これは、岡島の実験³⁾においてポリエチレンペレットを骨材としたケースと同様の理由と考えられる。

付3.5.5 様々な品質の骨材が混合した場合

次に、様々な性状の骨材を用いて強度、弾性係数等を調べた藤原の実験⁵⁾を比較対象とする。藤原の実験は、骨材の弾性係数と引張強度の結果が同時に記載されており、本検討に最適と考えられる。

モルタルを母材と見なして計算した引張強度と、藤原による引張強度試験の比較を付図3.5.4に示す。低品質骨材（低弾性係数）のNo.1がモルタルに近い強度であり、高品質骨材（高弾性係数）のNo.10やNo.15の引張強度が若干高めになる傾向など、計算は実験結果の傾向を比較的表現できていると思われる。



付図 3.5.4 コンクリートの引張強度の比較⁵⁾ (左：実験，右：解析)

母材の引張強度，母材の弾性係数（母材への微細き裂発生は考慮しない），骨材の弾性係数は，全て藤原の実験データの値を用いた。また，並列・直列を表現する $f(x)$ の値は，これまでの考察と同様に 50000 の一定値である。

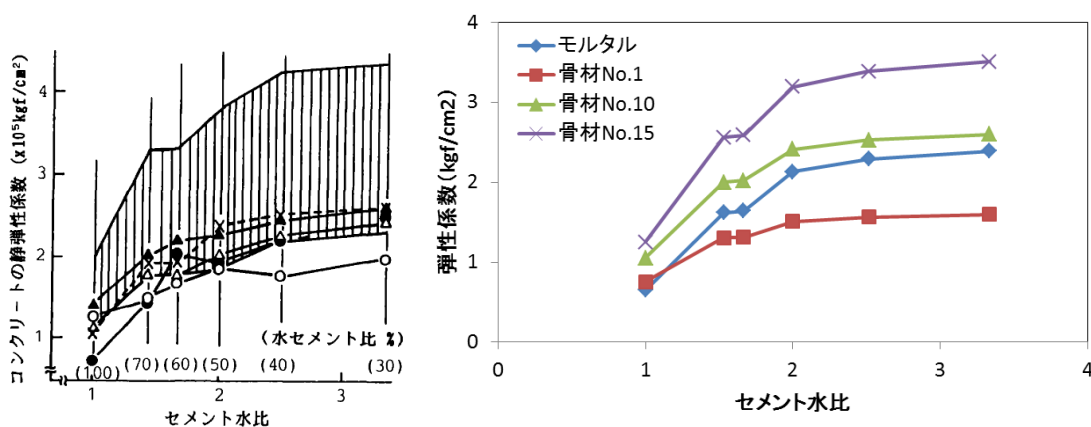
一方，藤原の実験では水中養生中の骨材収縮量と母材収縮量が不明である。そこで，骨材と母材の収縮量に対し W/C の違いによる自己乾燥の影響を考えて以下の様な値を仮に設定して計算を行った。

付表 3.5.1 仮定した骨材と母材の収縮量

	W/C	30	40	50	60	70	100
No.1	ϵ_{ag}^{sh}	-500	-450	-400	-350	-300	-250
No.10	ϵ_{ag}^{sh}	-300	-250	-200	-150	-100	-50
No.15	ϵ_{ag}^{sh}	-150	-100	-50	0	0	0
No.1	ϵ_{cp}^{sh}	-150	-120	-90	-60	-30	0
No.10	ϵ_{cp}^{sh}	-150	-120	-90	-60	-30	0
No.15	ϵ_{cp}^{sh}	-150	-120	-90	-60	-30	0

骨材の収縮量は、極端に弾性係数の低い No.1 ($0.96 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)で水セメント比 30%の時、自己乾燥で -500μ 収縮すると仮定し、付表 5.3.1 の様に No.10 ($3.01 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)で -300μ 、No.15 ($9.93 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)で -150μ とし、水セメント比に応じて -50μ ずつ低減した。

母材のモルタルは、水セメント比 30%の時に -150μ とし、水セメント比の増加に応じて -30μ ずつ収縮量を減少させた。付図 3.5.4 と同時に計算した弾性係数の比較を付図 3.5.5 に示す。弾性係数の計算値も比較的良く実験結果を再現できているものと考えられる。



付図 3.5.5 弾性係数の比較⁵⁾ (左: 実験, 右: 解析)

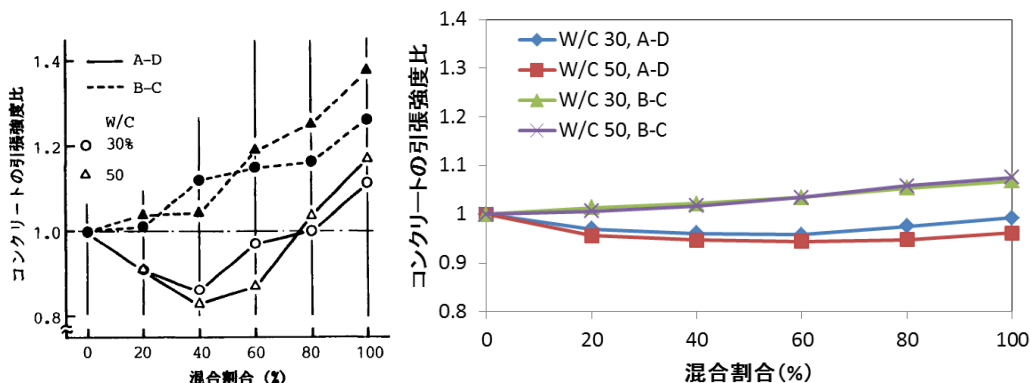
今回の計算の引張強度について、母材（モルタル）と骨材（粗骨材）の収縮量の設定値が適切かどうかは検討の余地があると思われる。そこで、より広い視野で 2 相系モデルの傾向を把握するため、低品質骨材を高品質骨材へ徐々に置換した実験の引張強度との比較を行う。

藤原によれば、極めて低品質な粗骨材を極めて高品質な粗骨材へ徐々に置換した場合 (A-D)、混合割合のペシマムが存在するような特徴的な挙動を報告している。一方、品質の差が比較的小さい骨材同士の置換 (B-C) では、引張強度が単調増加する傾向を報告している。

付図 3.5.6 は、置換なし (=混合割合 0%) から高品質骨材へ徐々に置換した引張強度の比である。混合割合の増加に伴う計算の引張強度の変化は、実験と比較して穏やかな変化となっている。しかし、A-D において混合割合のペシマムが存在するような特徴的なグラフの形を計算でも表現することができている。また、B-C が単調増加する傾向も実験の挙動を再現できていると考えられる。

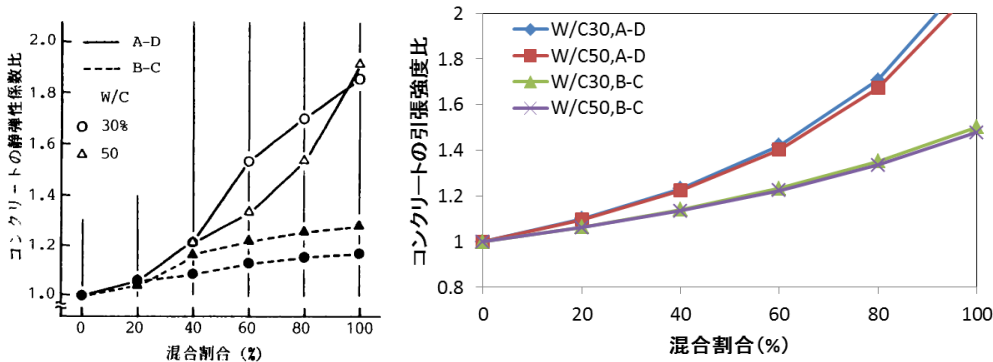
なお、付図 3.5.6 の母材と骨材の各種物性の設定は、付図 3.5.4 と付図 3.5.5 の計算と同じであるが、2 種類を混合した骨材としての平均的な挙動（骨材弾性係数と骨材収縮量）

は、単純に直列として計算を行った。B-Cの骨材収縮量(No.4とNo.10)は、同じ収縮量とした。



付図 3.5.6 低品質骨材と高品質骨材を置換した引張強度の比較⁵⁾ (左:実験, 右:解析)

付図 3.5.7 は、付図 3.5.6 の計算と同時に求めた弾性係数比の比較である。若干計算の引張強度比が高めに算出されていると思われるが、B-Cが明確にA-Dより小さくなり、W/Cの影響が小さい傾向は実験と同じである。従って、付図 3.5.6 で計算した引張強度比の傾向を求める際に仮定して設定した各種値について、おおよそ適正な範囲のものであると考えられる。



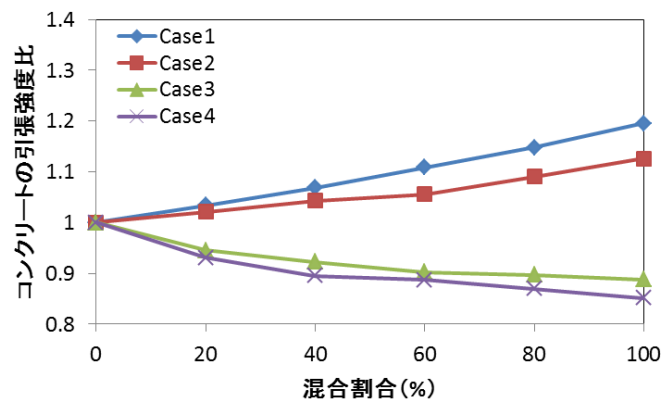
付図 3.5.7 混合割合による弾性係数比の比較⁵⁾

付図 3.5.8 は、付図 3.5.6 の様な引張強度の挙動が現れる原因を考えるため、A-Dの場合について4つのケースの計算を行ったものである。

Case1は極めて品質の低いNo.1と極めて品質の高いNo.15の骨材収縮量を -500μ で一定とした場合、Case2はCase1と同じ条件で骨材の収縮量を 0μ で一定としたものである。実際の現象として、No.15の骨材収縮がNo.1と同じということは考えにくいですが、低弾性係数から高弾性係数の骨材へ徐々に置換したとしても、骨材収縮量が一定であれば引張強度

は単調増加し、ペシマムの存在を示すような計算結果にはならない。

Case3は骨材の弾性係数がNo.1と同じで一定とし、骨材収縮量がNo.1で仮定した -500μ からNo.15の -150μ まで徐々に減少する計算である。Case4はCase3と同じ条件で、骨材の弾性係数をNo.15として一定としたものである。骨材の弾性係数が一定で、骨材収縮量だけが置換割合によって減少すると、計算上は引張強度が単調に減少する傾向を示している。



付図 3.5.8 高品質骨材の混合割合の影響

以上より、骨材の置換によって引張強度にペシマムが存在するような独特の挙動を示す原因は、低品質骨材（弾性係数が小さく骨材収縮量大きい）から高品質骨材（弾性係数が高く骨材収縮量小さい）の個々の挙動が組み合わさった時に現れる現象であり、2相系の引張強度モデルで、骨材弾性係数と骨材収縮量を考慮しなければ表現できないと考えられる。

付録3の参考文献

- 1) 岡島達雄：圧縮荷重を受ける無筋コンクリートの内部応力について，コンクリートジャーナル，Vol.8，No.1，pp.1-10，1970.2
- 2) 川上英男：コンクリートの引張強度に及ぼす粗骨材の影響，福井大学工学部研究報告，1972.3.
- 3) 粗骨材量の異なる若材齢膨張コンクリートの割裂引張強度特性，土木学会第60回年次学術講演会，pp.719-720，2005.9
- 4) 中根淳，高橋久雄，武田寿一：ゴム骨材コンクリートに関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.83-84，1976.10
- 5) 藤原忠司：低品質骨材の有効利用に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.408，V-11，pp.101-110，1989.8.

付録4

材料非線形の構造解析と時間依存構成モデルの連成

付4.1 構造解析のフロー

DuCOM-COM3は、第2章2.1節で述べた様に、微視的挙動から巨視的挙動までを考慮可能な有限要素法プログラムである。ここでは、DuCOMで算出される様々な熱力学的挙動と時間依存構成モデルから、巨視的な材料非線形を考慮したCOM3への流れについてまとめる。

材料非線形を考慮したCOM3の有限要素法の基礎式は、荷重 t （時刻 t ）において、応力とひずみは次式で表される。

$$\boldsymbol{\sigma}_t = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon}_t) \quad (\text{付4.1.1})$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_t = \mathbf{B} \cdot \mathbf{u}_t \quad (\text{付4.1.2})$$

ここで、 $\boldsymbol{\sigma}_t$ ：応力ベクトル、 \mathbf{D} ：応力ひずみ関係、 $\boldsymbol{\varepsilon}_t$ ：ひずみベクトル、 \mathbf{B} ：ひずみ変位関係、 \mathbf{u}_t ：変位ベクトルである。仮想仕事の原理より、外力 \mathbf{F}_t と内力 \mathbf{P}_t の釣り合い条件より、以下の関係となる。

$$\mathbf{F}_t = \mathbf{P}_t \quad (\text{付4.1.3})$$

$$\mathbf{P}_t = \sum \int \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}_t dV \quad (\text{付4.1.4})$$

材料非線形を考慮して上式を解くため、荷重を $\mathbf{F}_1, \mathbf{F}_2, \mathbf{F}_3, \dots, \mathbf{F}_n$ の様に分割する。荷重 t の解 $(\mathbf{u}_t, \boldsymbol{\sigma}_t)$ を用い、次式で表される荷重 $t+\Delta t$ の釣り合い条件式の解 $(\mathbf{u}_{t+\Delta t}, \boldsymbol{\sigma}_{t+\Delta t})$ を求

める.

$$\mathbf{F}_{t+\Delta t} - \mathbf{P}_{t+\Delta t} = \mathbf{0} \quad (\text{付 4.1.5})$$

$$\mathbf{P}_{t+\Delta t} = \sum \int \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}_{t+\Delta t} dV \quad (\text{付 4.1.6})$$

Newton 法による反復計算によって解を求めるため, はじめに荷重 $t+\Delta t$ の初期解を次のように求める.

$$\mathbf{K}_t \Delta \mathbf{u}^{(0)} = \mathbf{F}_{t+\Delta t} - \sum \int \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}_t dV \quad (\text{付 4.1.7})$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t}^{(0)} = \mathbf{u}_t + \Delta \mathbf{u}^{(0)} \quad (\text{付 4.1.8})$$

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^{(0)} = \mathbf{B} \cdot \Delta \mathbf{u}^{(0)} \quad (\text{付 4.1.9})$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{t+\Delta t}^{(0)} = \boldsymbol{\varepsilon}_t + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}^{(0)} \quad (\text{付 4.1.10})$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{t+\Delta t}^{(0)} = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon}_{t+\Delta t}^{(0)}) \quad (\text{付 4.1.11})$$

$$\mathbf{P}_{t+\Delta t}^{(0)} = \sum \int \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}_{t+\Delta t}^{(0)} dV \quad (\text{付 4.1.12})$$

ここに,

$$\mathbf{K}_t = \sum \int \mathbf{B}^T (\partial \mathbf{D} / \partial \boldsymbol{\varepsilon})_t \mathbf{B} dV \quad (\text{付 4.1.13})$$

である. 以降, 反復回数(i)での収束計算スキームは,

$$\mathbf{K}_{t+\Delta t}^{(i-1)} \Delta \mathbf{u}^{(i)} = \mathbf{F}_{t+\Delta t} - \sum \int \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}_{t+\Delta t}^{(i-1)} dV \quad (\text{付 4.1.14})$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t}^{(i)} = \mathbf{u}_{t+\Delta t}^{(i-1)} + \Delta \mathbf{u}^{(i)} \quad (\text{付 4.1.15})$$

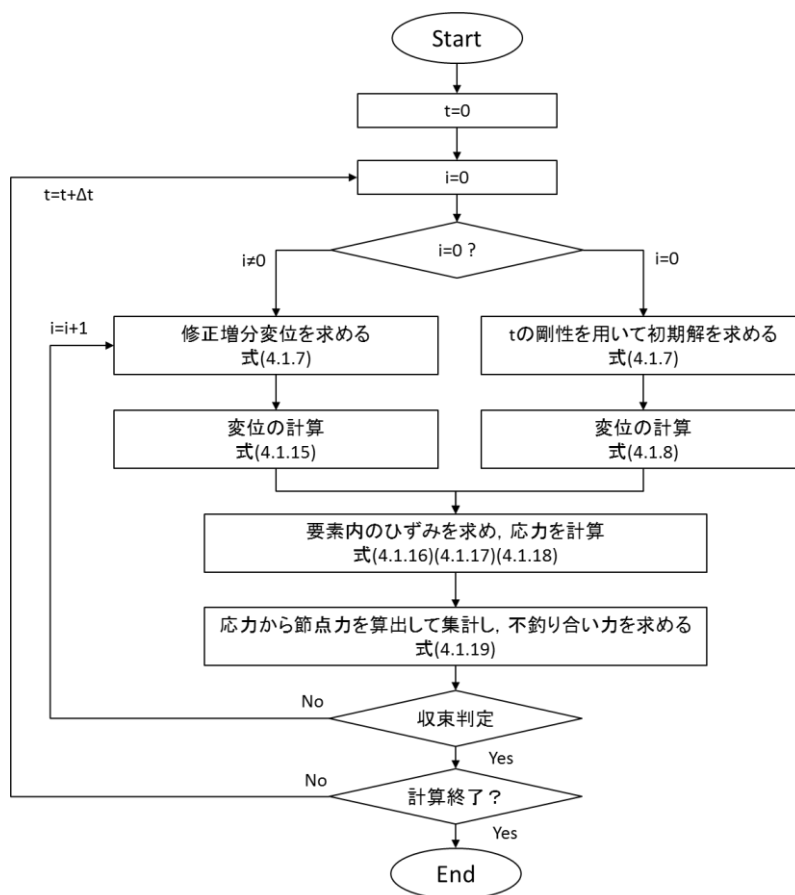
$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^{(i)} = \mathbf{B} \cdot \Delta \mathbf{u}^{(i)} \quad (\text{付 4.1.16})$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{t+\Delta t}^{(i)} = \boldsymbol{\varepsilon}_t + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}^{(i)} \quad (\text{付 4.1.17})$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{t+\Delta t}^{(i)} = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon}_{t+\Delta t}^{(i)}) \quad (\text{付 4.1.18})$$

$$\mathbf{P}_{t+\Delta t}^{(i)} = \sum \int \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}_{t+\Delta t}^{(i)} dV \quad (\text{付 4.1.19})$$

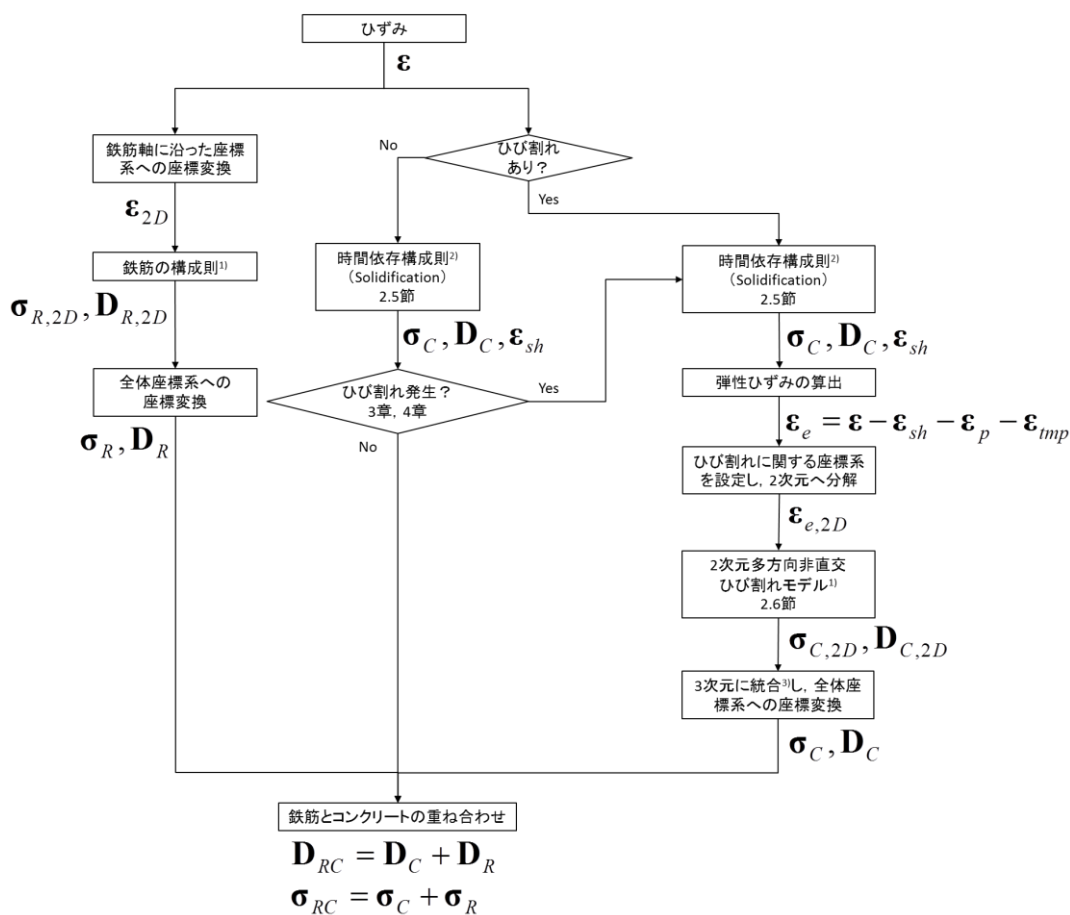
である. 外力 \mathbf{F}_t と内力 \mathbf{P}_t の差である不釣り合い力が収束判定値以下となった時, $t=t+\Delta t$ として次のステップに進み, 再度 $i=0$ から収束計算を行う. 上記の計算フローを付図 4.1.1 に示す.



付図 4.1.1 収束計算のフロー

付 4.2 時間依存構成モデルとの連成

付 4.1 節における応力ひずみ関係 D は、ひび割れ発生や損傷進行の影響だけでなく、時間依存構成モデルによるクリープや収縮によっても変化する。DuCOM-COM3 では、図 4.2.1 に示す様に、ひび割れ前のコンクリート、ひび割れ後のコンクリート、鉄筋の 3 つに分けて応力の算出を行っている。ひび割れ後のコンクリートは、時間依存構成モデル²⁾によって求められる 3 次元の応力から弾性ひずみを算出して 2 次元のひび割れに関する座標系へ変換し、2 次元多方向非直交ひび割れモデル¹⁾へ弾性ひずみが引き渡される。2 次元多方向非直交ひび割れモデル¹⁾によって算出された 2 次元の応力と D マトリクスを 3 次元へ再統合して全体座標系へ座標変換し、鉄筋と重ね合わせることでひずみ $\varepsilon_{t+\Delta t}^{(i)}$ における鉄筋コンクリートとしての応力と D マトリクスが算出される。



付図 4. 2. 1 収縮を考慮した応力の算出フロー

ここで, ϵ : $t+\Delta t$ におけるひずみ, σ_C : コンクリートの応力, σ_R : 鉄筋の応力, \mathbf{D}_C : コンクリートの \mathbf{D} マトリクス, \mathbf{D}_R : 鉄筋の \mathbf{D} マトリクス, σ_{RC} : 鉄筋コンクリートの応力, \mathbf{D}_{RC} 鉄筋コンクリートの \mathbf{D} マトリクス, ϵ_{sh} : 自由収縮ひずみ, ϵ_{tmp} : 温度ひずみ, ϵ_p : 塑性ひずみ, ϵ_e : 弾性ひずみ, σ_{2D} : 2次元の応力, ϵ_{2D} : 2次元のひずみである。

付録4の参考文献

- 1) 福浦尚之: 4方向にひび割れを有する鉄筋コンクリート要素の履歴依存型構成モデル, 東京大学学位論文
- 2) 朱銀邦, 石田哲也, 前川宏一: 細孔内水分の熱力学的状態量に基づくコンクリートの複合構成モデル, 土木学会論文集, No.760, V-63, pp.241-260, 2004.5.
- 3) Hauke, B., Maekawa, k.: Three Dimensional Modeling of Reinforced Concrete with Multi-Directional Cracking, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, No.634/V-45, pp.349-368, 1999.11

謝辞

本論文を審査して頂きました，主査 石田哲也博士（東京大学大学院工学系研究科教授），副査 前川宏一博士（東京大学大学院工学系研究科教授），副査 岸利治博士（東京大学生産技術研究所教授），副査 堀宗郎博士（東京大学地震研究所教授），副査 丸山一平博士（名古屋大学大学院環境学研究科准教授）に深く感謝いたします。

前川先生，石田先生には，私が最先端・次世代研究開発支援プログラムの研究員としてコンクリート研究室に所属した約 2 年半と会社に復帰してから本研究の取り纏めの間，研究の全ての段階において多くの貴重なご指導を頂きました。また，研究に対する考えだけでなく姿勢や哲学等，様々なことを学ばせて頂きました。研究が一步進んでは右往左往し，3 歩進んでは 2 歩戻る私に対し，丁寧に辛抱強くご指導いただいたことに心より感謝しております。研究室に所属していた 2 年半は，これまでの私の人生において最も充実した時間であったと思います。このような機会を与えて頂いたことに厚く御礼申し上げます。

岸先生，堀先生，丸山先生には，ご多忙の中，快く副査をお引き受けいただき，本研究に対する貴重なご意見を数多く頂きました。先生方に改めて感謝の意を表します。

同じ最先端・次世代研究開発支援プログラムの研究員として一緒の時間を過ごした Yogarajah ELAKNESWARAN 博士（大成建設技術研究所），Yao LUAN 博士（埼玉大学理工学研究科助教）とは研究に関してお互いに相談や議論をただけだけでなく，研究が壁にぶつかった時も常に 2 人から励まされました。2 人と一緒に研究に携われたことは幸運であったと思います。プロジェクトが終了して 3 人別々となりましたが，今後も友人として付き合いを続けさせていただければと思います。

本研究に携わる機会を与えて頂きました前田建設工業株式会社 小原好一社長をはじめ，足立宏美常務執行役員（土木事業本部長），中西隆夫執行役員（土木事業本部副本部長）に厚く御礼申し上げます。また，大川尚哉執行役員（技術研究所長），三島徹也博士（技術研究所副所長），舟橋政司博士（材料研究室長），齊藤芳人博士（防災・構造研究室長）には，論文執筆にあたり，会社の業務で多くの配慮を頂きました。厚く御礼申し上げます。特に，三島博士には，電話で夜遅くまで本研究に関する様々なアドバイスを頂いたこともありました。私が会社に入社してから今日まで，三島博士は憧れであり，いつかは追いつき，超えたい目標でもあります。このような目標を持って仕事や研究に携われたこと，入社してから約 10 年にわたってご指導頂いたことに感謝いたします。

私が東京大学コンクリート研究室で研究に携わることになって会社を退職した際，山本和範氏（技術研究所主任研究員），笹倉伸晃氏（土木技術部リーダー）には，私の業務を快く引き継いで頂きました。また，土木設計部，土木技術部，技術研究所の皆様にも多

くの配慮を頂きました。改めて御礼申し上げます。

Esayas Gebreyouhannes 博士 (Addis Ababa University Assistant Professor), 千々和伸浩博士 (東京工業大学大学院理工学研究科助教), 高橋佑弥博士 (東京大学大学院工学系研究科助教), 平塚慶達氏 (ショーボンド建設), 作榮二郎氏 (BASF) には, 実験や解析方法など様々なことを相談させて頂きました。

本論文の 5 章, 6 章および付録 2 の実験と解析は, 谷内諒平氏, 大野直也氏の卒業研究として開始したものであり, データの一部は両氏の実施した結果です。また, 研究室秘書の田畑和泉様には, 日常の研究活動において多くのご協力をいただきました。コンクリート研究室の皆様のご支援に深く感謝申し上げます。

岡村甫博士 (高知工科大学理事長), 島弘博士 (高知工科大学教授), 大内雅博博士 (高知工科大学教授), 前田又兵衛博士 (前田建設工業総代) には, 私の学生時代より今日まで, 東京大学コンクリート研究室に所属中においても折にふれ気にかけて, 励まして頂きました。先生方との出会いが, 私がコンクリートの分野に進んだ原点でもあります。

岡村先生が数か月に一回のペースで突然研究室に現れて「一緒にお昼ご飯を食べに行こう」と言われ, 毎回カレーを食べながら本研究のことだけでなく, 様々な相談をさせて頂きました。改めて感謝申し上げます。

最後に, 毎日夜遅くに帰宅し, 共働きにも関わらず家事をほとんどせず, 研究のみに没頭していた私を常に暖かく見守り, 様々な面で支えてくれた妻 眞衣に感謝します。

2014 年 8 月