

# 第Ⅱ部

各種影響要因の検討

## 第Ⅱ部 各種影響要因の検討

### 1. はじめに

第Ⅰ部で示した汚染焼却飛灰等の最終処分場のコンクリートについて考慮する点に対して、ここでは、具体的な事例検討を行うこととした。すなわち、(A)高濃度塩水の発生源となり得る汚染焼却飛灰の吸湿・潮解現象、(B)鉄筋コンクリート構造物の耐久性に影響を与えるひび割れ、(C)安全・安心が求められる鉄筋コンクリート構造物の耐久性、(D)偶発作用によって高濃度塩水が作用した場合の鉄筋コンクリート構造物の耐久性、(E)高い性能が求められかつ工期が短くなることが懸念される中での品質確保、のそれぞれについて、懸念される現象、評価方法、対策などについての具体的な検討を行った。

(A)については、2章に示した。すなわち、汚染焼却飛灰の吸湿による内部乾燥や潮解あるいはその他の浸水に伴う高濃度塩水の発生メカニズムとその溶液組成を検討する。コンクリートに作用する高濃度塩水は、以降の検討の前提である。(B)については、3章に示した。すなわち、大規模構造によるマスコンクリートの発熱、および焼却飛灰の吸湿などで生じる乾燥収縮によって、過度なひび割れが発生した場合には腐食防止対策に悪影響を与えることから、ひび割れに関する設計での考え方を整理したうえで、具体的な解析例を示すこととした。(C)については、4章に示した。すなわち、放射性物質の処分では安全・安心が求められ、また立地は政策的に決定される可能性が高いので立地によってはその地盤環境などの影響を受けると考えられる。したがって、コンクリートの高い耐久性を確保するために留意すべき点を整理する。(D)については、5章に示した。すなわち、高濃度の塩化物と水溶性Csを含む汚染焼却飛灰が処分対象であり、供用期間が長期となることから、偶発作用として、汚染焼却飛灰から発生する高濃度塩水のコンクリートへの影響を検討する。(E)については、6章に示した。すなわち、早期建設、高い性能と高い品質が求められるが、その達成には施工の影響が大きいことから、施工において留意すべき基本事項と品質確保の実践例などを紹介する。

以上の事例検討のうち、ひび割れ解析などの一部項目は、構造物の概要がなければ実施が難しいため、3つの形式の構造を検討の対象とすることとした。すなわち、場所打ちのコンクリートピット(第Ⅰ部 図-2)のほか、第Ⅲ部参考資料Ⅲ-1に示す工場製作のプレキャストコンクリート部材を用いたコンクリートピットおよびコンクリート容器を併用したコンクリートピットをイメージした。ここで、コンクリート容器を併用したピットは、外周仕切設備は他案と同様に場所打ちのコンクリートとするが、内部仕切設備をコンクリート容器として積み上げる構造とした。ただし、具体例を示した場合にも、仮想的な検討に留まっており、構造体例をそのまま実設計に反映できるものではないことに注意されたい。

また、検討対象とするコンクリートに関しても、複数の配合を例示することとした。まず、場所打ちのコンクリートピットに使用することを前提とした25N/mm<sup>2</sup>を確保できるであろう普通セメントを用いたコンクリート(以下、「普通コンクリート」という)を標準とした。ここで、汚染焼却飛灰の特性を勘案し、温度応力を抑制でき、アルカリ骨材反応や塩化物浸透性への抑制効果が高いと考えられる、フライアッシュと膨張材を使用したコンクリート(以下、「対策コンクリート」という)を比較検討した。さらに、一部には、コンクリート容器に用いるコンクリートとし

て、水セメント比の低いフライアッシュコンクリート（以下、「容器用対策コンクリート」という）も比較の対象とした。ただし、所要の性能を満たすためのコンクリートの配合には様々なものが考えられるため、本技術資料における対策コンクリートはあくまでも例に過ぎず、また、直接的な性能を検証したものではないことに注意されたい。高炉水砕スラグを用いる可能性も考えられるが、その有効性は対策コンクリートの事例に倣って別途検討する必要がある。

なお、コンクリート以外に関する検討として、最終覆土、ベントナイトおよびフレキシブルコンテナ間の間詰め方法を第Ⅱ部参考資料Ⅱ-1に示した。また、膨張材を使用したコンクリートの関連規格およびデータは第Ⅱ部参考資料Ⅱ-2に、膨張材とフライアッシュを併用したコンクリートの基本特性は第Ⅱ部参考資料Ⅱ-3に示した。

以上の第Ⅱ部における検討事項と、先の第Ⅰ部で示した最終処分場に適用されるコンクリートの特徴と考慮する点との関係を、表1に示す。ただし、第Ⅰ部表1 10) <維持管理性>で挙げた考慮する点に関しては、材料ではなく構造面で対処すべきことであるので、第Ⅲ部5.4.4で検討した。

表 1.1 第Ⅱ部における検討事項と第Ⅰ部で示した特徴と考慮する点との関係

第Ⅱ部における検討事項			第Ⅰ部3章で示した特徴と考慮する点で特に関係するもの
(A)	2章	汚染焼却飛灰の吸湿・潮解現象	2)汚染焼却飛灰
(B)	3章	鉄筋コンクリート構造物の耐久性に影響を与えるひび割れ	2)汚染焼却飛灰、3)大規模構造、4)マスコンクリート、5)腐食防止対策
(C)	4章	安全・安心が求められるコンクリートの耐久性	1)放射性物質の処分、8)立地
(D)	5章	偶発作用によって高濃度塩水が作用した場合の鉄筋コンクリート構造物の耐久性	2)汚染焼却飛灰、9)長期供用
(E)	6章	コンクリートの施工における品質確保	1)放射性物質の処分、7)早期建設
第Ⅱ部 参考資料 Ⅱ-1		コンクリート以外に関する検討	6)多重防護

## 2. 焼却飛灰の吸湿・潮解現象と漏出液の検討

### 2.1. はじめに

汚染焼却飛灰を安全に処分するため、放射性物質による汚染の有無にかかわらず、焼却飛灰に起因するコンクリートに対する作用を検討する必要がある。そこで、本章では、焼却飛灰そのものの物性を検討した。放射能の有無によらず、基本的な焼却設備に大きな差異がないため、汚染焼却飛灰と一般の焼却飛灰の物理化学的物性は同一である。廃棄物を減容化のための焼却設備として、国内においては、ストーカ式焼却炉と流動床式焼却炉が広く用いられている。さらに焼却飛灰を熔融減容化する熔融炉もあり、熔融炉からも飛灰が発生する。国内で排出される焼却飛灰のうち、ストーカ式焼却炉から得られた103試料、流動床式焼却炉34試料、熔融炉10試料を用いて分析された主要な元素の含有率範囲を図2.1[1]に示す。図2.1は焼却飛灰の全元素組成であるが、課題となるのは水溶性成分である。そこで、ストーカ式焼却炉と流動床式焼却炉から得られた焼却飛灰を用いて、水で抽出される水溶性成分とともに分析した結果を例として表2.1に示す。

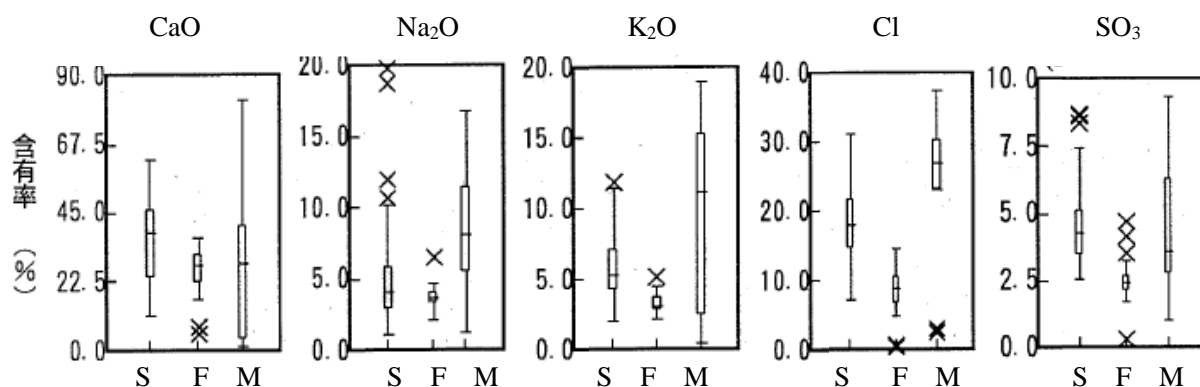


図 2.1 各種焼却飛灰中の主要元素含有率 (S: ストーカ炉、F: 流動床炉、M: 溶融炉) 文献[1]を加工

表 2.1 焼却飛灰の組成例

含有元素	ストーカ炉飛灰	流動床炉飛灰
	mass% (内、可溶成分)	mass% (内、可溶成分)
Ca (CaO 換算)	23.3 (8.5、CaCl <sub>2</sub> として 23.6) 32.6	21.3 (1.8、CaCl <sub>2</sub> として 5.0) 29.8
K (K <sub>2</sub> O 換算)	4.0 (3.6、KClとして 6.8) 4.8	3.1 (1.8、KClとして 3.4) 3.7
Na (Na <sub>2</sub> O 換算)	3.2 (2.3、NaClとして 5.8) 4.3	4.1 (1.9、NaClとし 5.8) 5.5
Cs	2.7ppm (1.7ppm)	データなし
Cl	25.2 (19.5)	10.7 (7.0)
Al	2.3	5.5
Si	7.7	9.2
S(SO <sub>3</sub> 換算)	2.1(5.7)	1.0(2.6)

いずれの焼却飛灰にも、高温で揮発性が高い塩化ナトリウム (NaCl) や塩化カリウム (KCl)、燃焼により発生する塩酸 (HCl) を中和するために添加する水酸化カルシウム (Ca(OH)<sub>2</sub>)、HCl と Ca(OH)<sub>2</sub> の反応で生じる塩化カルシウム (CaCl<sub>2</sub>)、さらに微量の安定 Cs が含有される。焼却飛灰そのものから、X 線回折 (XRD) 分析などでは実際には CaCl<sub>2</sub> は検出されず、CaClOH が検出されるが、水が作用すると溶解して CaCl<sub>2</sub> と同等の挙動を示し、また、水酸化カルシウム Ca(OH)<sub>2</sub> も生じる。流動床炉飛灰には金属アルミニウムが含まれるため、アルミニウム含量はその分ストーカ炉よりも多くなる。

汚染焼却飛灰では、これに放射性 Cs が加わることになるが、物質質量としては無視できるほど微小である。

ここで、改めて本技術資料で用いる焼却飛灰という用語の定義について説明する。可燃性廃棄物の焼却処分により飛灰が発生する。これが本来の焼却飛灰であるが、さらにこの飛灰は、前述

のように脱 HCl の目的で、消石灰 ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) もしくは生石灰 ( $\text{CaO}$ ) が添加されたのち、バグフィルターもしくは電気集塵機で排気ガスから補修・回収される。焼却施設においては、回収した焼却飛灰に粉塵対策から 20mass% 程度の散水が行われたり、重金属溶出防止のキレート剤溶液が添加されたり、さらに固型化のためのセメントが混合されたりする場合がある。どの段階のものを焼却飛灰と呼ぶかあいまいであるが、どのような焼却飛灰が排出されるかは焼却処分場ごとに異なることになる。以下の議論では、現実に焼却施設から排出された状態の焼却飛灰を取り扱うことになるため、燃焼で発生する本来の意味での焼却飛灰ではなく、焼却施設から排出された状態の種々の処理が施されたもの、施されていないものを含めて、焼却飛灰と称する。

したがって、焼却飛灰を分析すると、本来の成因から考えられるものとは異なる結果が得られる。脱 HCl のために  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  が添加されるとしても、高温で脱水し、焼却炉から排出された直後の焼却灰には  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  は XRD では検出されず、代わりに  $\text{CaO}$  が検出される場合がある。さらに、散水が行われる場合には、排出時には  $\text{CaO}$  が存在していたとしても、水の作用により  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  に再度変化している場合もある。HCl の効率的な除去のため、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$  は HCl の発生量に比較し過剰に加えられることが多いが、両者の反応は平衡状態では  $\text{CaCl}_2$  ではなく  $\text{CaClOH}$  が生成する。現実の焼却炉では、平衡状態になっている保証はなく、 $\text{CaCl}_2$  が生成している可能性は十分にある。しかし、発生した  $\text{CaCl}_2$  は強い潮解性のため、燃焼ガス中の水分や、大気から吸水し、潮解し、XRD では検出されず、潮解性の弱い  $\text{CaClOH}$  が検出されると考えられる。潮解により発生した液相はさらに吸湿する傾向にあり、この液相に吸湿とともに  $\text{CaClOH}$  や  $\text{NaCl}$ 、 $\text{KCl}$  も溶解することになる。焼却飛灰に水が加わると、液相の主体は、陽イオンは  $\text{Ca}$ 、 $\text{Na}$ 、 $\text{K}$  であり、陰イオンは  $\text{Cl}$  となり、これらのイオンがコンクリートに作用することになる。取得した焼却飛灰がどのような処理を経たかは不明であったとしても、取得した焼却飛灰の状態分析の結果が重要なのではなく、含有される可溶性の塩化物の量次第で吸湿性を有すること、水の作用により上記のイオンを含む高濃度塩水が発生することには変わりない点が重要である。

$\text{CaCl}_2$  は市販乾燥剤の主成分であり、大気中の水分を急速に吸収して潮解し、大気湿度と同じ平衡水蒸気圧の溶液になろうとする。 $\text{NaCl}$  や  $\text{KCl}$  も高湿度の大気中では吸湿性を示す。このため焼却飛灰を高湿度の大気に長期間曝露した場合、吸湿・潮解によって生じた放射性 Cs を含む水溶液が周囲に漏出し、放射能汚染を引き起こす可能性がある。また、漏出した溶液には多量の塩化物が含まれているため、これが汚染焼却飛灰等の最終処分場のコンクリートに侵入し、コンクリートの劣化を引き起こす可能性もある。よって  $\text{CaCl}_2$  等による焼却飛灰の吸湿挙動を明らかにすることは、焼却飛灰の長期安定保管にとって重要な研究課題であるが、これに関する研究は少ない。ここでは、汚染焼却飛灰中の  $\text{CaCl}_2$  等の塩類の吸湿による Cs を含む高濃度塩水の漏出時間予測について検討した概要を述べる。

汚染焼却飛灰の多くは防水シートで作られたフレキシブルコンテナに収納されているので、吸湿実験時の形状としては、上端が大気に暴露され、側面及び底面が大気から遮断された円筒状とした。焼却飛灰は、 $\text{CaCl}_2$ 、 $\text{NaCl}$ 、 $\text{KCl}$  の 3 成分によって吸湿するため、現象の解析が複雑になる。よって以後の実験では、水洗して可溶性塩類等を取り除いた流動床炉飛灰に、 $\text{CaCl}_2$  を 10%、20%、および 30% 添加したものを主たる吸湿実験用試料とした。必要に応じ、これにさらに  $\text{NaCl}$ 、 $\text{KCl}$  を添加した。これらを円筒容器に充填し、恒温恒湿槽内で吸湿させたのち、吸湿後の試料の質量を測定し、吸湿量を決定した。

## 2.2. 吸湿メカニズム

円筒容器に焼却飛灰をいれ、上端から一定温度、一定湿度で吸湿させた場合、吸湿量は(時間)<sup>1/2</sup> 則に従って増大する。10%、20%、30%の CaCl<sub>2</sub> を含む焼却飛灰を断面積 13.4cm<sup>2</sup> の円筒容器にかさ密度 0.9g/cm<sup>3</sup> で 100mL、200mL、300mL 詰め、温度 50°C、相対湿度 90%RH の加速条件下で吸湿させた時の吸湿量の時間変化を図 2.2 に示す。吸湿の進行とともに、焼却飛灰上部から黒色の湿潤帯が発達し、焼却飛灰底部に達するまで伸び続ける。吸湿速度は CaCl<sub>2</sub> 濃度に依存するが、吸湿量はその相対湿度における飽和吸湿量に近づかない限り、焼却飛灰の初期充填量には依存せず、吸湿初期を除き、ほぼ(時間)<sup>1/2</sup> 則に従う。湿潤帯の幅も、その先端が容器の底に接近するまでは、焼却飛灰の充填量には依存せず、ほぼ(時間)<sup>1/2</sup> 則に従って増大する。

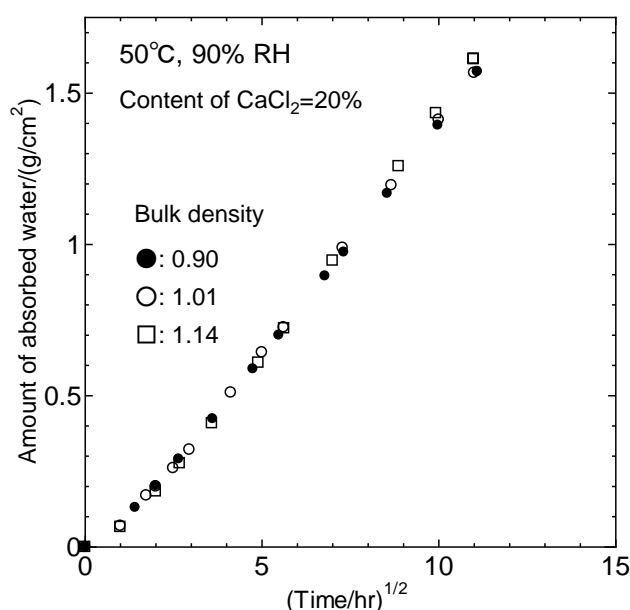


図 2.2 焼却飛灰吸湿量の時間依存性

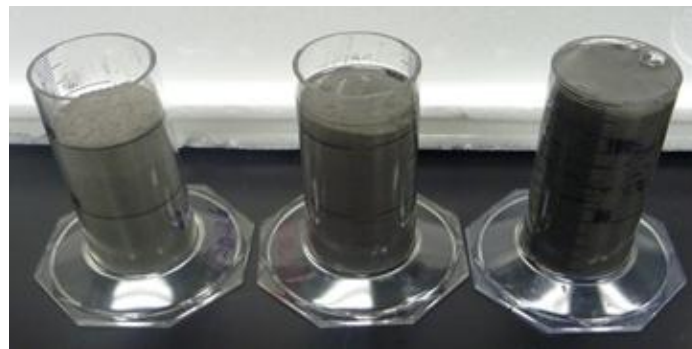
焼却飛灰は粉体であり、飛灰粒子間には空隙が存在する。吸湿で生じた塩類溶液は空隙に吸収されるが、溶液体積が空隙容積を上回ると、図 2.3 に示すように、焼却飛灰から溶液が漏出する。焼却飛灰 100mL の条件において、CaCl<sub>2</sub>=20% 試料では 1000 時間後、CaCl<sub>2</sub>=30% の試料では 600 時間後に固液が分離して、焼却飛灰から溶液が漏出した。吸湿量は、漏出が生じるまで(時間)<sup>1/2</sup> 則に従う。固液分離時の吸湿量と焼却飛灰中の非水溶性成分が作る空隙の空隙率(残存空隙率)との関係を表 2.2 に示す。漏出時の溶液体積が焼却飛灰の不溶性成分が作る空隙の体積に等しいことより、CaCl<sub>2</sub> 水溶液が空隙を完全に満たすと固液が分離し、焼却飛灰上部からの溶液漏出が始まること分かる。すなわち

$$(\text{吸湿で生じた水溶液の体積}) > (\text{飛灰中の非水溶性成分が作る空隙の体積})$$

数式 2-1

の関係が成り立つと、焼却飛灰からの溶液流出が始まる。例えば空隙率=60%、湿度=80%では、

CaCl<sub>2</sub> 含量 > 0.14g/cm<sup>3</sup> でいつかは溶液漏出が起こるが、同じ条件でも CaCl<sub>2</sub> 含量 < 0.14g/cm<sup>3</sup> では漏出は生じない。



CaCl<sub>2</sub> 濃度 = 10%                      20%                      30%

図 2.3 吸湿による焼却飛灰からの溶液漏出  
(飛灰容積 = 100mL、50°C、90%RH で 1000 時間後の状態)

表 2.2 体積 100mL の焼却飛灰から固液分離が始まるときの吸湿量と焼却飛灰中の非水溶性成分が作る空隙の空隙率との関係

CaCl <sub>2</sub> 含量	初期空隙率	吸湿量	CaCl <sub>2</sub> 濃度	残存空隙率
20%	68 %	0.65 g/cm <sup>3</sup>	21.7 %	3%
30%	72%	0.72 g/cm <sup>3</sup>	27.3 %	0%

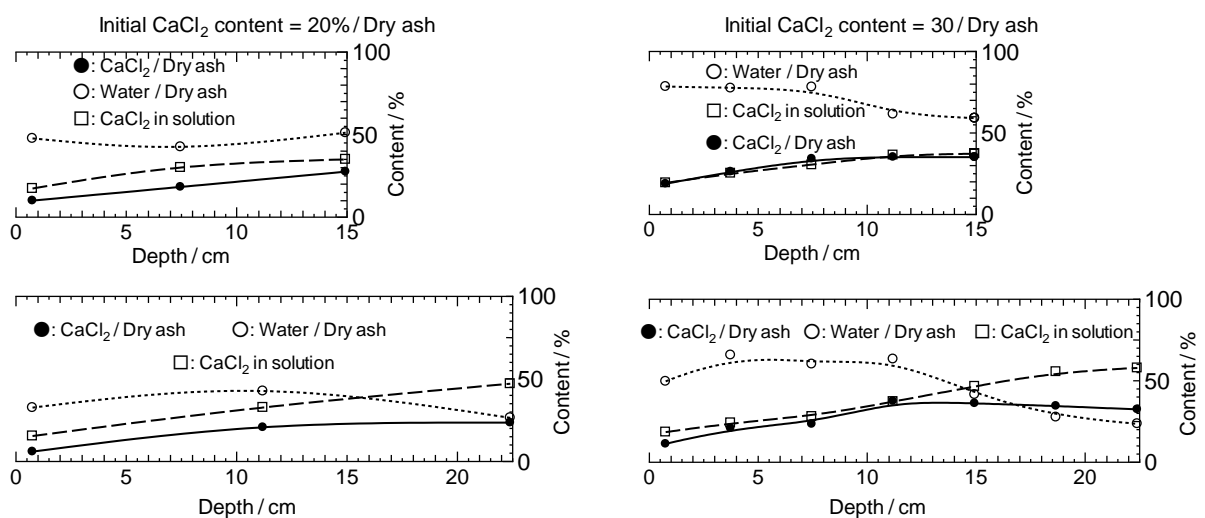


図 2.4 2000 時間加湿した焼却飛灰中の CaCl<sub>2</sub> と水の空間分布 左右図は各々 CaCl<sub>2</sub>=20%、30%

吸湿過程には、焼却飛灰内での水分の凝縮、蒸発のみならず、焼却飛灰中の空隙による溶液の毛管吸引なども含まれる。図 2.4 に 2000 時間加湿後に測定した焼却飛灰の吸湿量及び CaCl<sub>2</sub> 含量

の深さ分布を示す。いずれの試料も、吸湿後の  $\text{CaCl}_2$  含量は下に行くほど濃くなるため、上から下への  $\text{CaCl}_2$  溶液の移動が生じている。このことは、吸湿で生じた  $\text{CaCl}_2$  溶液が毛細管吸引 (+重力) で下部に移動することを示している。毛管吸引だけで溶液移動が生じるのなら、飛灰表面の含量は極めて低濃度になるはずだが、200mL 試料で初期値の 1/2、300mL 試料で初期値の 1/3 程度にしか減していない。これは下部への水分移動については、毛管吸引だけでなく溶液からの蒸発移動も寄与していることを示している。この拡散過程が(時間)<sup>1/2</sup> 則の起因となっていると考えられる。

以上の実験事実に基づいて推察された、本実験条件での焼却飛灰の吸湿メカニズムを図 2.5 に示す。大気中の水蒸気は、焼却飛灰上部にある、湿度と平衡溶液濃度に達している層を拡散して吸湿層まで拡散し、 $\text{CaCl}_2$  あるいはその溶液に吸収され、湿度と平衡濃度の溶液を作る。溶液の水分は再蒸発して焼却飛灰下部の未平衡濃度層に移動する。溶液はまた毛管吸引 (+重力) によって焼却飛灰下部に移動する。焼却飛灰上部の平衡溶液濃度層や吸湿剤の溶解によって生じた湿潤帯の厚さはこのようにして成長する。湿潤帯が焼却飛灰の底に達した後は、吸収される水分はすべて焼却飛灰内空隙を埋めるのに使われるが、空隙が溶液ですべて埋めつくされると、溶液漏出が始まることとなる。

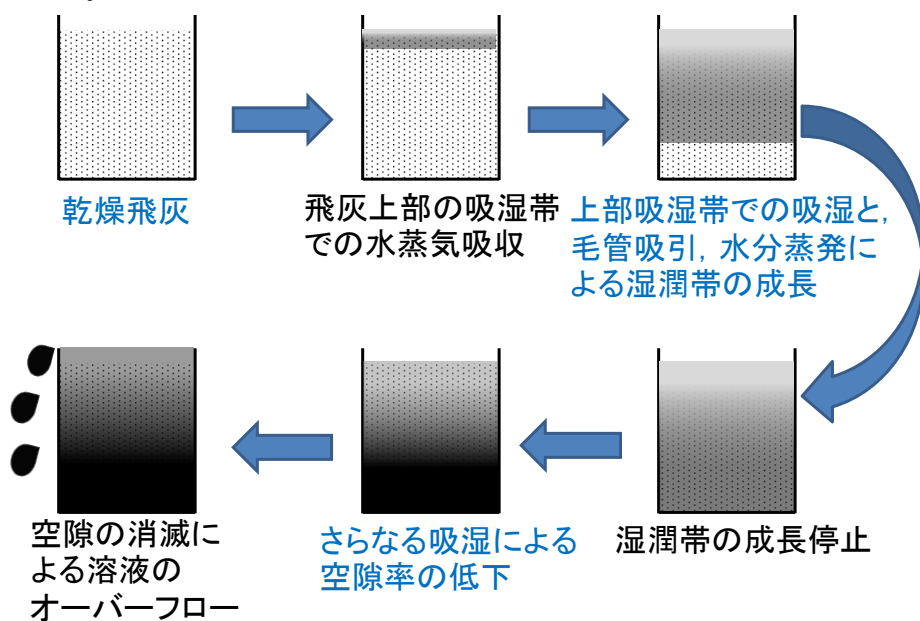


図 2.5 容器に保管した場合の焼却飛灰の吸湿メカニズム

### 2.3. 温度・湿度と吸湿速度

焼却飛灰を取り巻く大気温度や湿度は時々刻々変化するから、焼却飛灰からの溶液漏出を予測するには各温度・湿度における吸湿速度を知る必要がある。 $\text{CaCl}_2$  含量 10%、20%、30%の試料を、温度 10℃、20℃、30℃、40℃、相対湿度 50%、70%、90%で吸湿させたところ、試料単位断面積あたりの吸湿量  $W$  は

$$W = (kt)^{1/2} \quad (k \text{ は各 } \text{CaCl}_2 \text{ 濃度、温度、湿度における吸湿速度定数})$$

数式 2-2

ただし



$$k \approx C_0 RH^{3.4} \exp(-4880/T) \quad (C_0 \text{は吸湿試料によって定まる定数、RH は湿度、} T \text{は絶対温度})$$

### 数式 2-3

で与えられることが分かった。実測値から求めた吸湿速度定数と数式 2-3 で求めた近似値との比較を表 2.3 に示す。

表 2.3 実測吸湿速度定数および近似数式 2-2 で得られる速度定数

CaCl <sub>2</sub> content	10wt%		20wt%		30wt%	
	Observed	Approximated	Observed	Approximated	Observed	Approximated
10°C 50%RH	0.00028	0.00022	0.00048	0.00054	0.00108	0.00109
10°C 70%RH	0.00067	0.00070	0.00164	0.00168	0.00374	0.00343
10°C 90%RH	0.00143	0.00016	0.00356	0.00396	0.00865	0.00806
20°C 50%RH	0.00044	0.00040	0.00096	0.00097	0.00196	0.00197
20°C 70%RH	0.00110	0.00126	0.00270	0.00303	0.00613	0.00618
20°C 90%RH	0.00303	0.00296	0.00951	0.00712	0.01788	0.01452
30°C 50%RH	0.00075	0.00069	0.00181	0.00167	0.00326	0.00341
30°C 70%RH	0.00219	0.00218	0.00473	0.00525	0.01084	0.01070
30°C 90%RH	0.00554	0.00512	0.01400	0.01233	0.02460	0.02514
40°C 50%RH	0.00145	0.00116	0.00297	0.00279	0.00538	0.00570
40°C 70%RH	0.00334	0.00364	0.00820	0.00877	0.01463	0.01789
40°C 90%RH	0.00834	0.00856	0.02226	0.02062	0.04284	0.04204

#### 2.4. 変動温度・湿度下での吸湿挙動

上記の研究により求めた一定温度・湿度下での吸湿速度定数を使って、変動温度・湿度下での吸湿量を算出することを試みる。20%のCaCl<sub>2</sub>を含む焼却飛灰 200mL の吸湿時の条件を温度 20°C および 30°C、湿度 70% および 90% と変化させた際の吸湿量変化を図 2.6 に示す。湿度を下げると焼却飛灰からの水分蒸発により吸湿量が減り、焼却飛灰表面層のCaCl<sub>2</sub>溶液濃度は外気湿度との平衡濃度になっていることが分かる。湿度を下げると一部脱水し、平衡濃度に達した後は、表面層から内部の未平衡層への水分移動分だけ表面層が吸湿する結果、質量増加が再開することになる。図の直線部分から求めた各温度湿度での吸湿速度定数は、湿度を下げた場合には一定温度・湿度での値よりも低く、上げた場合には逆に高くなる。この減速効果と加速効果が互いに打ち消しあうため、湿度が変動した場合においても近似的に数式 2-3 が成立することが期待される。すなわち時刻  $t$  における吸湿量を  $W(t)$ 、一定温湿度条件で求めた吸湿速度定数を  $k(t)$ 、相対湿度を  $H(t)$ 、絶対温度を  $T(t)$  とすると、

$$W(t) \approx \left[ \int_0^t k(t) dt \right]^{1/2} \approx \left[ \int_0^t C_0 [H(t)]^{3.4} \exp[-4880/T(t)] dt \right]^{1/2}$$

### 数式 2-4

が成立することが期待される。図 2.6 に計算値と実測値の比較を示す。マクロな時間スケールで見ると、両者は一致していることが分かる。図に示すように、吸湿条件を変えた後に吸湿速度が恒温恒湿条件下での値に達するのに要する時間は、吸湿が進むにつれて増加する。このことは、吸湿が進行すると、吸湿速度は温度、湿度の平均値に支配されるようになることを示している。

実際、温度・湿度の変動周期を短くすると、吸湿は(時間)<sup>1/2</sup>則に従い、その速度定数は平均値での値に等しくなる。

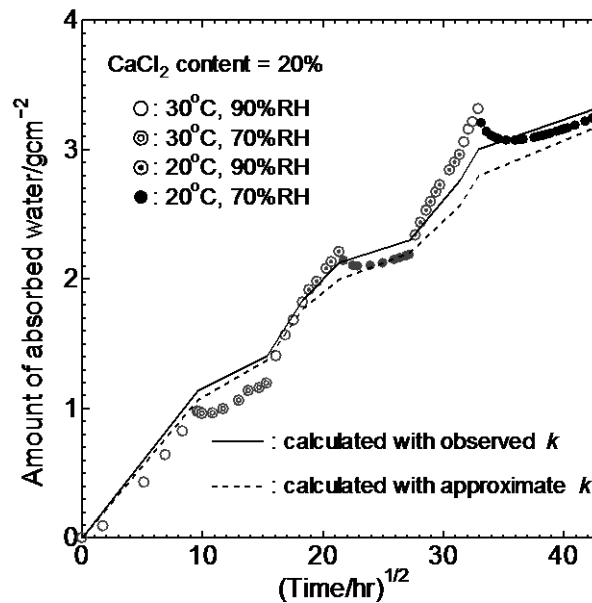


図 2.6 温度、湿度が変化した場合の吸湿量の実測値と計算値の比較

## 2.5. 吸湿速度に及ぼすその他の影響

### 2.5.1. 空隙率の影響

実際の焼却飛灰は、その生成、保管過程に応じた空隙率を有すると考えられるので、容器に入れた焼却飛灰を振盪してかさ密度を 0.9 から 1.14 に変えて空隙率を低下させ、その吸湿速度を測定したが、その吸湿速度はあまり変化せず、吸湿量も(時間)<sup>1/2</sup>則に従った。空隙率の低下に伴う水蒸気の実効拡散係数の低下による吸湿減速と CaCl<sub>2</sub> 濃度の増加による吸湿加速が互いに打ち消し合うため、実験範囲内では空隙率変化が吸湿速度にあまり影響を与えないものと考えられる。

### 2.5.2. 初期吸水の影響

焼却飛灰は微粉末なので、飛散防止のため 20%程度の水を添加した後に保管する場合が多い。この水量は飛灰に含まれる CaCl<sub>2</sub> と同量程度となる。そこで飛灰に CaCl<sub>2</sub> に対して 1/2 量および等量の水を加えた焼却飛灰と吸水無しの焼却飛灰の吸湿速度を比較したところ、吸水試料もまた(時間)<sup>1/2</sup>則に従い、吸湿速度定数は吸水無しの場合より低くなるものの、吸水無しの場合とさほど変わらなかった。CaCl<sub>2</sub> に等量の水を加えて生じる溶液は CaCl<sub>2</sub> 飽和溶液に近いので、その吸湿能が粉末 CaCl<sub>2</sub> とほとんど変わらないことによると考えた。

### 2.5.3. NaCl、KCl の影響

焼却飛灰に含まれている NaCl や KCl は、単独では各々相対湿度 75%、84%以上でしか潮解性を示さない。しかしながら CaCl<sub>2</sub> 溶液に溶解すると、湿度 75%以下でも吸湿性を示すこととなる。NaCl と KCl が含まれると CaCl<sub>2</sub> よりも効果は小さいものの、吸湿による放射性 Cs の漏出に寄与する。CaCl<sub>2</sub> に加えて NaCl と KCl を混入した飛灰を吸湿させたところ、NaCl や KCl を多量に含

んでいる飛灰においても数式 2-3 が成り立つことがわかった。

CaCl<sub>2</sub> 存在下での NaCl、KCl の吸水能を知るため、CaCl<sub>2</sub>、NaCl、KCl 混合系での 25°C、湿度 50%、60%、70%、80%、90%、および 15°C 湿度 70%における飽和吸水量を測定した。その結果を表 2.4 に示す。単一溶液の吸湿能は一般に相対湿度のみで決まり、ほとんど温度依存性を持たないが、混合塩系での 15°C の吸湿能が 25°C のそれよりも低下するのは、温度低下により NaCl や KCl の溶解度が低下するためである。

表 2.4 CaCl<sub>2</sub>、NaCl、KCl 固体混合物を恒温恒湿条件に置いた際の飽和吸水量

Feed			H <sub>2</sub> O absorbed/g					
CaCl <sub>2</sub> /g	NaCl/g	KCl/g	25°C, 50%	25°C, 60%	25°C, 70%	15°C, 70%	25°C, 80%	25°C, 90%
1.00	0.00	0.00	1.79	2.09	2.62	2.65	3.46	5.59
1.00	0.20	0.00	1.84	2.32	3.20	3.23	4.30	6.46
1.00	0.40	0.00	1.88	2.32	3.66	3.47	4.80	7.58
1.00	0.70	0.00	1.84	2.30	3.96	3.47	5.64	8.96
1.00	0.00	0.20	1.80	2.26	2.94	2.81	3.72	5.78
1.00	0.20	0.20	1.91	2.48	3.30	3.23	4.31	6.44
1.00	0.40	0.20	1.88	2.52	3.82	3.59	5.04	7.52
1.00	0.69	0.20	1.87	2.50	4.33	4.02	5.93	9.26
1.00	0.00	0.40	1.88	2.26	3.06	2.97	4.22	6.20
1.00	0.20	0.40	1.88	2.52	3.64	3.37	4.88	7.18
1.00	0.40	0.40	1.88	2.46	4.06	3.85	5.62	9.10
1.00	0.70	0.40	1.87	2.48	4.69	4.48	6.60	10.5
1.00	0.00	0.70	1.84	2.24	3.06	2.99	4.86	7.42
1.00	0.20	0.70	1.90	2.50	3.86	3.59	5.48	8.72
1.00	0.40	0.72	1.86	2.56	4.26	4.01	6.14	10.3
1.00	0.70	0.70	1.90	2.48	4.92	4.53	6.90	10.8

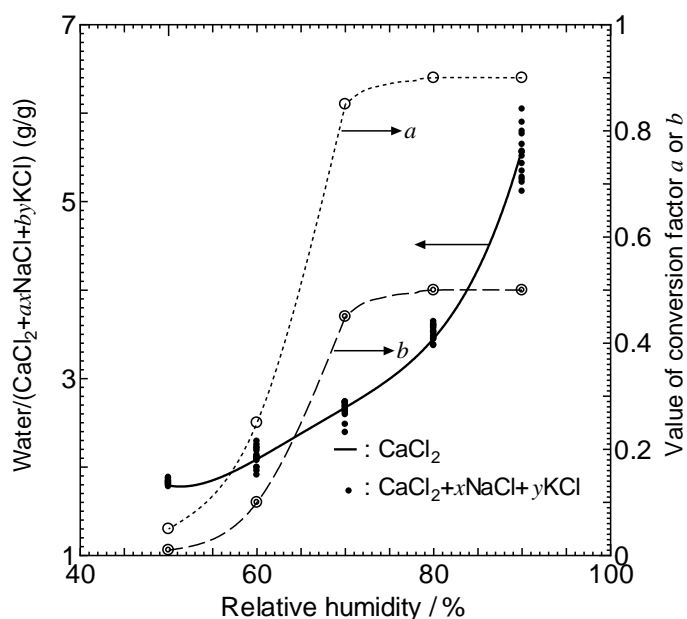


図 2.7 CaCl<sub>2</sub>、NaCl、KCl 共存系の吸水能と NaCl、KCl の CaCl<sub>2</sub> への換算係数

CaCl<sub>2</sub>、NaCl、KCl 混合系において、ある湿度で 1g の NaCl、KCl が CaCl<sub>2</sub> 各々  $ag$ 、 $bg$  に相当するものとすれば、NaCl や KCl の吸湿能を定量的に表現出来る。この場合、CaCl<sub>2</sub> のみが存在する場合の CaCl<sub>2</sub> 1g 当たりの吸水量を  $W_0$ 、CaCl<sub>2</sub> 1g に対する NaCl、KCl の質量を各々  $xg$ 、 $yg$  とすれば、混合系での吸水量  $W$  は

$$W = (1 + ax + by)W_0$$

数式 2-5

で与えられることとなる。実際には溶液中に NaCl、KCl の溶け残りが生じる場合があるので、数式 2-6 の適用範囲には制約があるが、図 2.7 に示すように、湿度が 50% から 90%、CaCl<sub>2</sub> に対する NaCl、KCl の割合が 0 から 0.7 の範囲では、数式 2-7 の関係が近似的に成立していることが分かる。日本の年間平均湿度は 70% の程度だが、そこでの  $a$ 、 $b$  の値は各々 0.85、0.45 となるから、CaCl<sub>2</sub> の共存下では、NaCl はおよそ CaCl<sub>2</sub> と同程度、KCl は CaCl<sub>2</sub> の半分程度の吸湿能力があると言える。

#### 2.5.4. 表面被覆の影響

焼却飛灰の一部は通気性のあるポリプロレン性のフレキシブルコンテナに入れて保管されている。この場合はフレキシブルコンテナシートを通しての側面からの吸湿も生じるので、吸湿速度定数に対するフレキシブルコンテナシートの吸湿阻害効果を調べた、その結果、吸湿速度定数は大気に直接暴露した場合の 60% 程度に減少することが分かった。

### 2.6. 溶液漏出時期計算法

以上に述べた研究結果に基づく飛灰からの Cs 漏出時期の予測手順を以下に列記する。

#### 2.6.1. 漏出の可能性判定

焼却飛灰からの溶液漏出時間を算出するには平均湿度を求める必要がある。湿度が高くても温度が低くて吸湿速度定数が低ければ吸湿量は少ないし、湿度が低くても温度が高ければ吸湿量は多くなる。よって平均湿度  $H_{av}$  としては、数式 2-6 で定義され、吸湿速度定数で重みを付けた平均値を採用する必要がある。

$$H_{av} = \int H(t)k(t)dt / \int k(t)dt$$

数式 2-6

なお、このようにして求めた福島県小名浜地区の年平均吸湿速度定数は  $0.128C_0$  となり、年平均湿度は 83% となる。吸湿によって焼却飛灰から溶液が漏出するか否かは焼却飛灰の空隙率と吸水性塩類の含量によって決まる。焼却飛灰中の CaCl<sub>2</sub>、NaCl、KCl 含量を化学分析によって求め、年間平均湿度が分かれば図 2.7 から換算係数  $a$ 、 $b$  が定まり、これと CaCl<sub>2</sub>、NaCl、KCl 含量を数式 2-5 に代入すると、実効 CaCl<sub>2</sub> 含量が定まる。この値を使って得た平均湿度での吸湿飽和状態での溶液の体積が空隙の体積以上になれば、溶液の漏出が生じるし、それ以下なら漏出は生じない。

### 2.6.2. 吸湿速度定数の測定

本技術資料では微細粉末状飛灰を用いているが、実際に保管されている飛灰では、飛散防止のための初期加水の影響により、塊状、砂状の飛灰が混入するなど、その形状は様々である。よって漏出の恐れがある場合、焼却飛灰の吸湿速度定数を実測する必要がある。様々な保管焼却飛灰の吸湿速度定数を実測したところ、速度定数自体の値は様々なものの、数式 2-2 が成立することを確認した。

### 2.6.3. 漏出開始時間計算式

吸湿で生じた溶液が飛灰内の空隙を満たすと漏出が始まる。水溶液の比重を 1 と近似すると、上面が解放された筒状容器に入った、空隙率 $\phi\%$ 、高さ  $L$ cm の焼却飛灰から、吸湿によって塩類の漏出が始まるまでの時間  $t$  は、以下の式で与えられる。

$$\int_0^t C_0 [H(t)]^{3.4} \exp[-4880 / T(t)] dt \approx L^2 (\phi / 100)^2$$

数式 2-7

焼却飛灰が初期加水されている場合には、その分を空隙率から差し引く。例えば初期加水のない、高さ 100cm の筒状または角状容器に入れた、空隙率 60%、それぞれ実効  $\text{CaCl}_2$  含量 20% および 30% の乾燥焼却飛灰を大気中に晒した場合の漏出時間を福島県小名浜の気象データから算出すると、それぞれ 120 年および 60 年となる。しかしながら、焼却飛灰の高さが 10cm に減少すると、後者の場合で漏出時間は半年に減少する。これはフレキシブルコンテナの上部からのみの吸湿を考えている。現実のフレキシブルコンテナの多くは、ポリエチレンの内貼りがあるか、遮水性であるため、上部からの吸湿を考えればよい。しかし、透水性のフレキシブルコンテナで保管されている場合は、吸湿が 3 次元で起きえ、かつ液状水は下方から放出される可能性があり、この場合は濃厚塩水漏出までの時間は短縮される。単体のフレキシブルコンテナから漏水しない場合も、フレキシブルコンテナにコンクリートが接する状況となれば濃厚塩水が染み出す可能性もある。したがって、遮水性のないフレキシブルコンテナに焼却飛灰が保管されている場合には、遮水性の材料で早期に被覆し、最終処分することが望ましい。

### 2.7. 焼却飛灰から溶出する水溶液の組成

冠水や吸湿、結露等によって焼却飛灰中に水が侵入すると、これは焼却飛灰中の水溶性成分である塩化ナトリウム ( $\text{NaCl}$ )、塩化カリウム ( $\text{KCl}$ )、塩化セシウム ( $\text{CsCl}$ )、塩化カルシウム ( $\text{CaCl}_2$ )、および難溶性化合物ではあるが溶液の pH を支配する水酸化カルシウム ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) を溶かし込むため、焼却飛灰から漏出する水は多量のアルカリ金属イオン、カルシウムイオン ( $\text{Ca}^{2+}$ )、および塩化物イオン ( $\text{Cl}^-$ ) を含むアルカリ性の高濃度塩水となる。漏出液の組成は焼却飛灰中の水溶性成分の組成や加わった水の量に依存するが、初期に漏出する水溶液は、20～30mass% 程度の塩化物イオンを含む、弱アルカリ性濃塩化物溶液となる。以下にその根拠を示す。

飛灰に含まれる水溶性化合物の溶解度がすべて低い場合、漏出混合溶液の組成は各々の溶解度積から計算できるが、塩化アルカリや塩化カルシウムは溶解度が高いため、漏出溶液の組成は実験的に定める必要がある。飛灰中の水溶性化合物の組成は様々だが、代表例として、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$  に加えて  $2\text{mol/kg}$  の  $\text{CaCl}_2$ 、 $1\text{mol/kg}$  の  $\text{NaCl}$  および  $1\text{mol/kg}$  の  $\text{KCl}$ 、すなわち  $22\text{wt}\%$  の  $\text{CaCl}_2$  と  $5.8\text{wt}\%$  の  $\text{NaCl}$  および  $7.5\text{wt}\%$  の  $\text{KCl}$  を含んでいる飛灰に水が均等に加わった際の、平衡状態での漏出溶液の組成と残存塩類の量を図 2.8 および図 2.9 に示す。溶液中の  $\text{Cl}^-$  濃度はモール法で、 $\text{Ca}^{2+}$  イオン濃度はキレート滴定法で決定した。焼却飛灰中の  $\text{CsCl}$  の量は微量なので、平衡状態では微量の水が加わるとすべて溶け出すことになるが、平衡に達するには長い時間が必要なので、実際には焼却飛灰から徐々に溶け出すことになる。

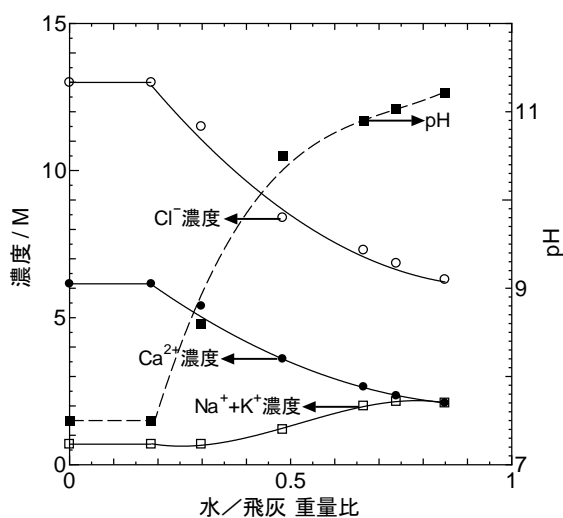


図 2.8 焼却飛灰に添加した水の量と漏出液の組成との関係

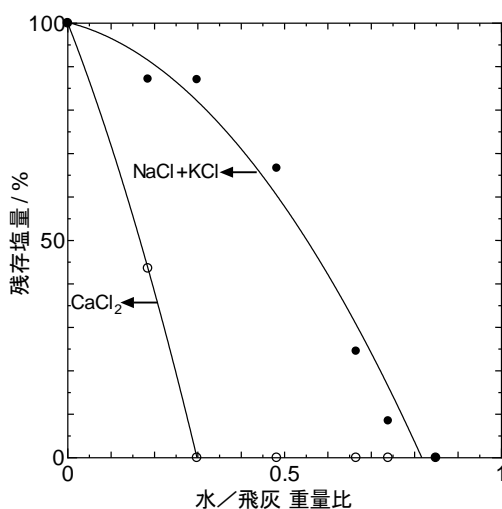


図 2.9 焼却飛灰に添加した水の量と、溶け残った塩類の量との関係

モル濃度で表した場合の  $\text{CaCl}_2$  の溶解度は  $\text{NaCl}$  や  $\text{KCl}$  と同じ程度だが、飛灰に少量の水が加わった場合、図 2.8 に示すように、 $\text{CaCl}_2$  が優先的に溶け出すこととなる。これは  $\text{CaCl}_2$  の溶解が、大きな発熱を伴う、自由エネルギー変化の大きな過程であることによる。焼却施設では、焼却飛

灰の飛散を防止するために焼却飛灰の 20%程度の水を飛灰に散布することがあるが、この場合、**図 2.9** に示すように、CaCl<sub>2</sub> のほとんどは飛灰中で飽和溶液となって存在することとなる。可溶性塩類のすべてを飛灰から溶出させるには、飛灰質量の 80%程度の水が必要であることも分かる。

純水にCa(OH)<sub>2</sub>が溶け込んだ場合のpHは12.7となるが、焼却飛灰からの漏出液のpHは、CaCl<sub>2</sub>の溶解によって低下する。Ca<sup>2+</sup>イオンとOH<sup>-</sup>イオンが希薄な場合には溶液のpHはCa(OH)<sub>2</sub>の溶解度積から算出され、 $\text{pH}=11.87-0.5\log[\text{Ca}^{2+}]$  ([ ]は各イオンのモル濃度) で与えられるが、多量のCaCl<sub>2</sub>を溶解した溶液のpHは算出値よりもはるかに低くなる。

乾燥焼却飛灰のかさ密度は一般に1g/cm<sup>3</sup>の程度で、可溶性塩類と含有空気によって形成される空隙の専有割合すなわち空隙率は60~70%の程度である。空隙は溶液を保持し、飛灰からの漏出を防ぐから、空隙が溶液ですべて満たされた後に初めて溶液の漏出が始まる。このため焼却飛灰からの溶液漏出には焼却飛灰の80mass%程度の水(溶液比重は1.2程度)が必要ということになり、その時の塩化物イオンの濃度は6mol/L程度、すなわち20mass%程度となる。

**図 2.8** の溶液組成は、焼却飛灰に大量の水が一気に加わった場合の漏出液の組成に対応しているが、保管している焼却飛灰の上部から水が少しずつ加わった場合も考慮する必要がある。この場合の溶液組成は、CaCl<sub>2</sub>が溶け残っている内は水/焼却飛灰質量比ゼロでの組成すなわち塩化物イオン濃度30mass%程度の濃厚塩溶液となり、CaCl<sub>2</sub>が溶解した後は、溶け残ったNaClおよびKClの溶解による、15mass%程度の塩化物イオンを含む溶液が漏出してくる。各化合物の25℃での飽和溶液の濃度と溶液密度を表**2.5**に示す。

表 2.5 焼却飛灰に含まれる水溶性塩類の 25℃での飽和濃度と比重、

溶質	NaCl	KCl	CsCl	CaCl <sub>2</sub>	NaCl+KCl	CaCl <sub>2</sub> +NaCl+KCl
分子量	58.44	74.55	168.35	110.98	1:1 モル混合物	2:1:1 モル混合物
飽和濃度 (mass%)	26.4	26.4	65.6	45.3	28.7	31.7
Cl濃度 (mass%)	16.0	12.6	13.8	28.9	15.3	19.0
Cl濃度 (mol/L)	5.42	4.17	7.44	12.0	5.20	6.80
溶液密度 (kg/L)	1.20	1.18	1.91	1.47	1.21	1.27

## 2.8. 焼却飛灰長期保管時に注意すべき点

**数式 2-7** から分かるように、溶液が漏出する時期は保管焼却飛灰の高さに強く依存し、低いものほど早く溶液漏出が起こる。従って施設への焼却飛灰搬入時には、搬入作業で床面にこぼれ出た焼却飛灰は、必ず除去する必要がある。

### 3. ひび割れに関する事例検討(温度ひび割れおよび乾燥収縮ひび割れ対策)

#### 3.1. はじめに

対象とする鉄筋コンクリート構造物では、第 I 部で述べたように、放射性物質を有する廃棄物を保管する目的である処分施設において過大なひび割れが生ずることは、安心感を損なうだけでなく、その後の温冷・乾湿変化に起因するムーブメントによって、腐食防止対策としての内面被覆材に損傷を生じさせたり、部材そのものの耐久性の低下をもたらす。これらの背景から、コンクリートには過大なひび割れを抑制する必要がある。これに対して、温度ひび割れや乾燥収縮ひび割れの評価手法はすでにさまざまな手法が提案され、実務でも活用されているものの、温度応力や乾燥収縮によるひび割れ幅を直接的に数値解析により評価する手法は必ずしも一般化されていない。

ここでは、設計での考え方を整理した上で、具体的な解析例を示すこととした。本解析事例を示す目的は、温度ひび割れや収縮ひび割れ対策において、材料・配合や部材の境界条件の影響をひび割れ幅評価の観点で定量的に評価する手法の例を示すことにある。

#### 3.2. 温度ひび割れ

##### 3.2.1. 設計の考え方

対象とする構造物は、温度ひび割れの制御を実施することが求められている。そのため、性能照査型の設計にもとづき実施することが望ましい。ここでは、その性能照査型の設計を行う一例を示すとともに、事例として対策コンクリートを用いた場合の性能評価について示すこととした。

性能を照査する際の解析手法は、日本コンクリート工学会発刊「マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008」[\[2\]](#)、日本建築学会の「マスコンクリートの温度ひび割れ制御設計・施工指針(案)」[\[3\]](#)、もしくは、土木学会の「標準示方書」[\[4\]](#)を参考にできる。ひび割れ幅を評価する解析については、既往の実験等[\[5\]](#)、[\[6\]](#)で検証されたもので実施する必要がある。なお、コンクリート工学会および土木学会の手法では、ひび割れ指数と鉄筋比からひび割れ幅を予測する手法が示されているが、ひび割れ指数の算定に当たっては、設計用値の定め方が指定されているので適切に考慮する必要がある。日本建築学会の手法は、解析結果は応力強度比で制御することになっており、必ずしもひび割れ発生後のひび割れ幅を明に取り扱っていない。一方で、材料特性値などを極力反映することを是としているため、応力解析にあたっては、物性値を極力詳細に反映する方向で評価を実施することができる。

許容するひび割れ幅の考え方は、ひび割れ幅をほとんど許容しない(JCI マスコン指針によれば 0.05mm 以上のものがないことで判断する。)、ひび割れ幅を許容するが制限する、の二通りがある。ひび割れ幅を許容する場合には、鉄筋が降伏しない条件において、要求される機能から設定する必要がある。腐食防止対策として、鉄筋コンクリート構造物の表面にエポキシ樹脂や FRP 防食ライニング、シートライニングなどの内面被覆を施すことを考えた場合には、内面被覆材の施工性、ひび割れ追随性をもとに設定する必要があるが、これらは内面被覆材の材質によって異なるので設計者は材料選定において下地面であるマスコンクリートの挙動について評価しておく必要がある。また、被覆材を施さない場合については、ひび割れ幅をほとんど許容しない条件で実施することが望ましく、また、ひび割れが生じた場合においても補修が適切に行える範囲のもの



である必要がある。

ひび割れ幅を数値解析的に評価する手法は必ずしも一般化されていない。

解析手法としては、有限要素法に対してスミアードモデルを用いてひび割れ相当ひずみを積分する手法[7]やあらかじめひび割れが発生しうる場所を仮定して用いるディスクリートモデルがある。また、剛体バネモデルや個別要素法、粒子法などの手法でも解析は可能であるが、いずれの場合も、ひび割れ幅を評価するには鉄筋とコンクリート間の付着[5][8]を考慮することが必要である。評価にあたっては、1次元モデル、2次元モデルであっても支障はない。部材の特徴を評価した上で、現象を適切にモデル化し、ひび割れ幅が工学的背景のもとに考慮できることができれば、有用なモデルと言える。たとえば、現在までにCPひび割れ幅法[9]、CP法による応力計算とFEMによるひび割れ幅算定といったそれぞれの長所を取り入れた手法[10]、有限要素法と付着式の連成による方法[11]などが提案されている。

解析にあたり、立地場所における気候、型枠の種類、打上高さ、対象となる部材の大きさ、鉄筋量、鉄筋径、および配置、配合を考慮したコンクリートの物性値等を考慮する必要がある。予め、対策を想定した特殊な材料を用いる場合には、取得した実験にもとづき解析の入力値を定めてよい。

### 3.2.2. 解析事例

#### (1) はじめに

ここでは、必ずしも一般化された事例とはいえないが、ひび割れ幅を解析的に簡易に取り入れた事例として、1次元モデルを用いた評価手法について紹介する。元とする解析手法は、対象とする壁部材と拘束部材の剛性を考慮して、ひび割れ本数とひび割れ幅を決定することが比較的高い精度で求めることができる小柳らの手法[12][13]をマスコンクリートに援用したものであり、ひび割れ幅の算定手法としては、日本建築学会の「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」にも記載のある手法である。

小柳らの手法を用いる場合、対象部材を1次元部材として近似する必要がある。本検討では、梁や壁部材を想定した検討を実施する。すでに、梁・壁状マスコンクリートで長さ/高さ比が大きい場合には、曲げの影響が生じて部材頂部よりひび割れが生ずることなどが指摘されている。しかし、本検討ではこれらの曲げ影響については考えない。

また、マスコンクリート部材内部には、セメントの水和発熱に起因した温度分布が生じ、部材内部と外部では力のやりとりが生じるが、やはり、本検討ではこれを考慮しない。部材内部の温度履歴は、内部によってまちまちであるが、部材内部の温度分布については放物線を仮定する。部材内部の代表温度変化量は、最高温度履歴点における温度上昇量の2/3を用いることとした。部材の有効材齢、およびそれに基づく強度、ヤング率、自己収縮ひずみのいずれも、この温度履歴を用いて算出することとする。

#### (2) 普通コンクリートと対策コンクリートの解析

ここでは、第II部参考資料II-4において示した手法を用い、普通コンクリート(NPC)と対策コンクリート(FA+Ex、普通コンクリートにフライアッシュと膨張材を混和したもの)の比較について示す。想定したコンクリートの配合を表3.1に示す。

表 3.1 対策コンクリートと普通コンクリートの配合

調配合	目標 空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					
				W	P			S	G
					C	FA	Ex		
FA+Ex	4.5	40	44.0	157	257	118	18	748	975
NPC	4.5	55	47.0	163	296	-	-	847	977

これらのコンクリートを用いて、対象とする部材（図 3.1）に示す解析を行った。対象部材の下部は十分硬化しており、対象部材の打上高さは 1000mm と仮定した。部材厚さは 800mm とし、部材は 40m とした。この時の温度履歴を示したものが、図 3.2 である。対策コンクリートである FA+Ex は、膨張材の発熱影響もあり、若干高い温度履歴を経ることが分かる。

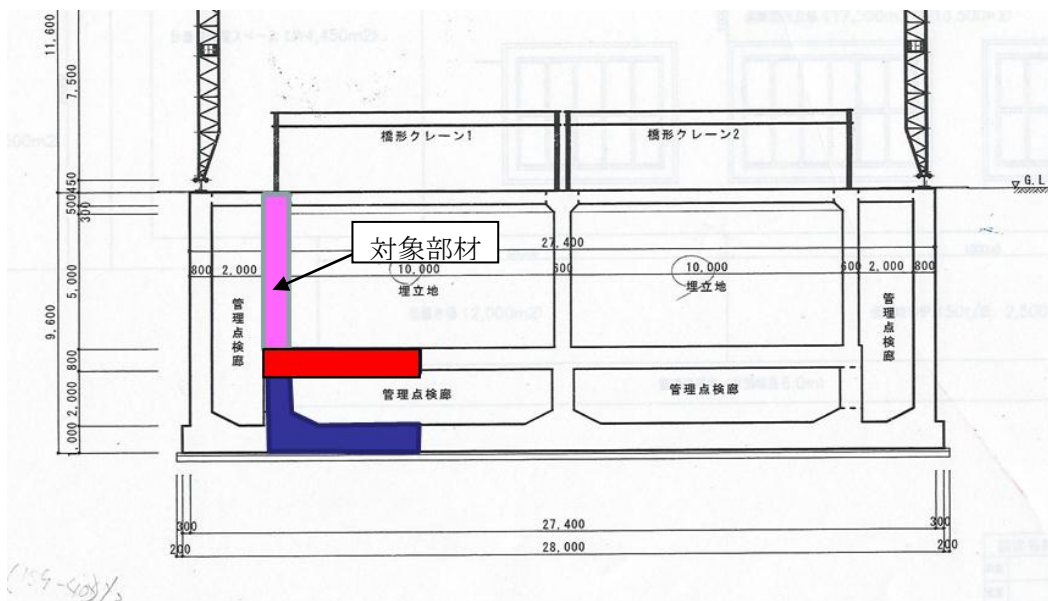


図 3.1 対象とする部材

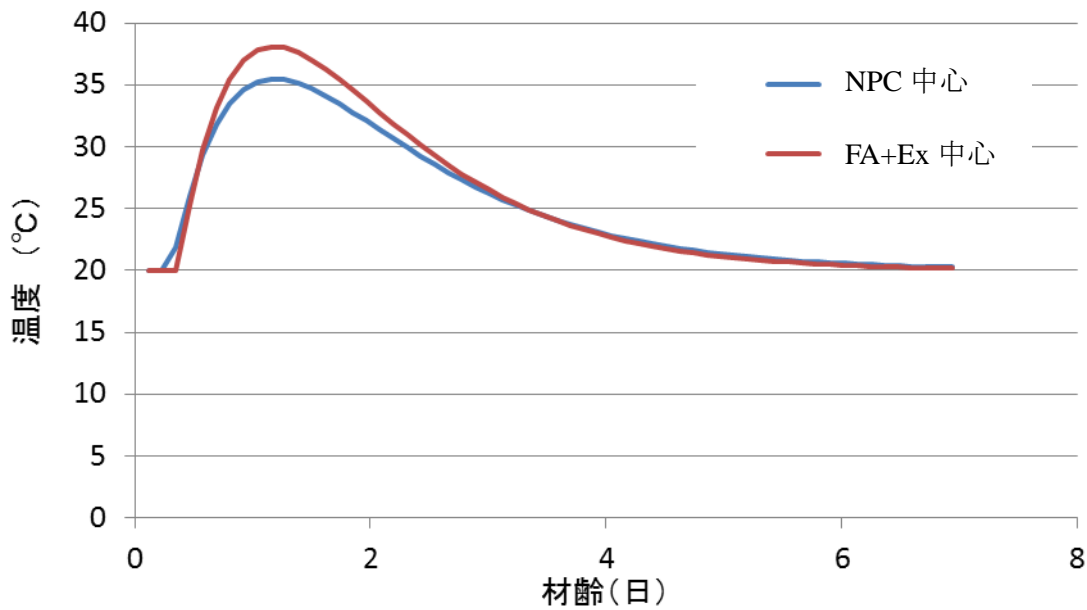


図 3.2 対象部材中心における温度履歴の比較

この温度履歴のもとで、自己収縮および膨張材による膨張効果を考慮することとした。これらは一定温度条件下における実測データをもとに、有効材齢の考え方に基づくものとし、図 3.2 の温度履歴の下で図 3.3 のような歪挙動を示すものと仮定した。

解析にあたり、コンクリートの線膨張率は、両者ともに  $10 \mu / ^\circ\text{C}$  を仮定し、温度応力解析を実施した。

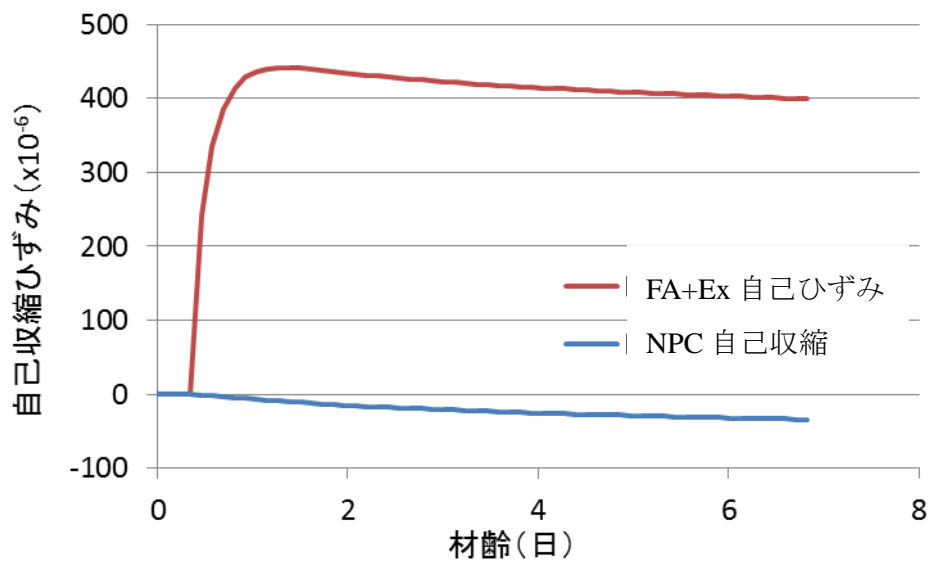


図 3.3 部材中心部位におけるコンクリートの自己変形挙動

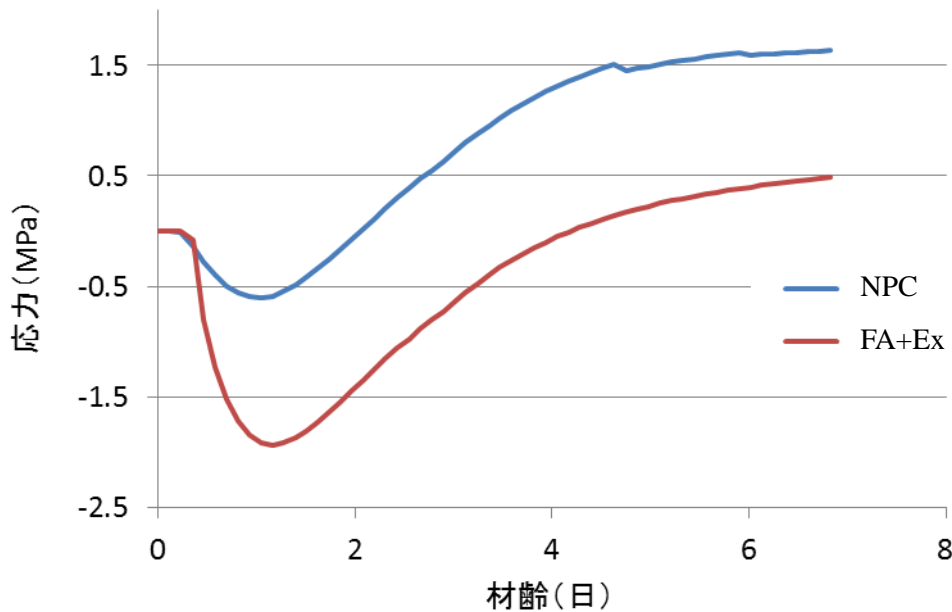


図 3.4 部材中心部位におけるコンクリートの応力

その結果得られたコンクリートに生ずる応力は、図 3.4 のようであった。ここで見られるように、FA+Ex の初期膨張は圧縮応力蓄積に大きく貢献し、その結果として温度降下後の内部応力は、0.5MPa 程度にとどまっておリ、初期応力の低減に大きく貢献していることが分かる。

図 3.5 は、NPC のケースにおけるひび割れ幅の発生の経時変化とひび割れ幅の関係である。材齢 7 日における温度降下後のひび割れ幅は、一番太いもので 0.26mm、その他、2 本のひび割れが生じ、それらが 0.13mm 程度であった。今後、乾燥によってひび割れ幅が拡大することを考えると、初期の 0.2mm のひび割れの存在は、目地による対策、補修、その他で対応することが望ましい。石灰石の利用や、ひび割れ分散用に鉄筋を配置する、プレクーリングを実施するなど、各種対策を実施することが必要と考えられる。

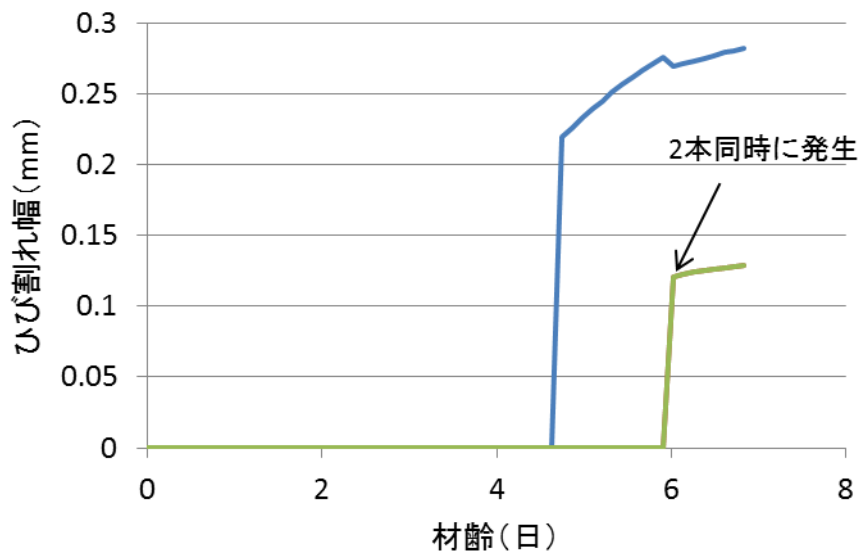


図 3.5 NPC におけるひび割れの発生量とひび割れ幅の経時変化

### 3.3. 乾燥収縮ひび割れ

#### 3.3.1. ひび割れ制御設計の考え方

対象とする構造物は、乾燥収縮ひび割れの存在によって生ずるさまざまな劣化が誘引される可能性を極力抑えることが求められている。そのため、性能照査型の設計にもとづき実施することが望ましい。ここでは、その性能照査型の設計を行う一例を示すとともに、事例として対策コンクリートを用いた場合の性能評価について示すこととした。

性能を照査する際の解析手法は、日本建築学会の「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」[13]、あるいは、その他の実績のある解析的検討に順ずる。制御対象となるひび割れ幅は、各解析において予測可能な部位のひび割れ幅を指標とし、それらを許容値以内に収めるよう、仕様を定めることとする。

温度ひび割れと同様に、乾燥によって生ずるコンクリートのひび割れ幅を数値解析的に評価する手法は必ずしも一般化されておらず、研究的にもいまだ途上の状況にある。有限要素法を用いる場合で、あらかじめひび割れ部を指定しないスメアドモデルを用いる場合の事情は 3.2.1 の温度ひび割れと同様である。ひび割れ部を指定する手法としてディスクリートモデルがあるが、この場合、ひび割れ本数などが所与のものとして考えられる場合に有用であるが、設計を目的とした解析で、特に今回の対象となる特殊環境における場合には、ひび割れ発生箇所の同定も難しく、利用は困難であろう。

スメアドモデルを用いる場合でも、そうでない場合でも配筋の影響を考慮するためには、付着モデルを考慮する必要がある。この場合、現在までにひび割れ幅を予測する上で有用となる付着の実験や付着要素モデル[8]が提案されているので、それらを用いるとよい。

近年では、解析手法として剛体バネモデルや個別要素法を高度化したもの、粒子法、その他の手法が応用されているが、これらの解析においても既往の実験などを参考比較し、あらかじめ適用性を考慮した上でひび割れ幅を評価することが望ましい。

評価にあたっては、1次元モデル、2次元モデルであっても支障はない。部材の特徴を評価した上で、現象を適切にモデル化し、ひび割れ幅が工学的背景のもとに考慮できることができれば、有用なモデルと言える。

解析にあたり、立地における気候、利用時に想定される環境、型枠の種類、対象となる部材の大きさ、鉄筋量、鉄筋径および配置、配合を考慮したコンクリートの物性値等を考慮する必要がある。予め、対策を想定した特殊な材料を用いる場合には、取得した実験にもとづき解析の入力値を定めてよい。

乾燥収縮ひび割れの長期予測には、本来は温湿度の変動等も適切に考慮することが望ましいが、安全側と見込める境界条件を定めることで対応してもよい。また、現地の状況を極力反映させた検討が望ましいことから、短期間の間であっても、温度および湿度の状況を勘案できる予備実験を検討し、境界条件を適切に定めることが望ましい。

#### 3.3.2. 解析事例

ここでは、性能照査の一助となることを期待し、乾燥収縮ひび割れ解析の一例を示し、対策コンクリートを仕様した場合の効果に関する定量評価を行った事例を紹介する。なお、内面被覆材

は、その性能に依存するが、下地のコンクリートの乾燥を抑制する役割を果たす。この影響については、明示的に解析で考慮してもよいが、ここで示す事例では透湿性については考慮せず、安全側の評価を実施する例について示すこととした。

#### (1) 解析対象

鉄筋コンクリート製指定廃棄物貯留ピットの水分移動、体積変化、ひび割れ及びたわみの解析を行った。貯留ピットイメージ (図 3.6)、解析対象の要素分割イメージと各部屋の湿度 (図 3.7) を示した。断面図が示すように、貯留ピットは左右対称に二つの埋立地を有することから、片側一方の埋立地を中心とした部分を解析対象とした。また、断面図に示すように、埋立地床部のかぶり厚さ 100mm 部分に鉄筋比 0.3%となるように鉄筋を入れた。また、本検討は 3 次元的な壁・床の配置による拘束を考慮するものではなく、単純に二次元的に拘束の効果、境界条件ごとの乾燥の影響、材料の対策などを定量的に評価することを目的として示している。耐震的な構造形状が決まったあとは、必要に応じて 3 次元的な計算も必要となりうることを付記する。



図 3.6 貯留ピットイメージ

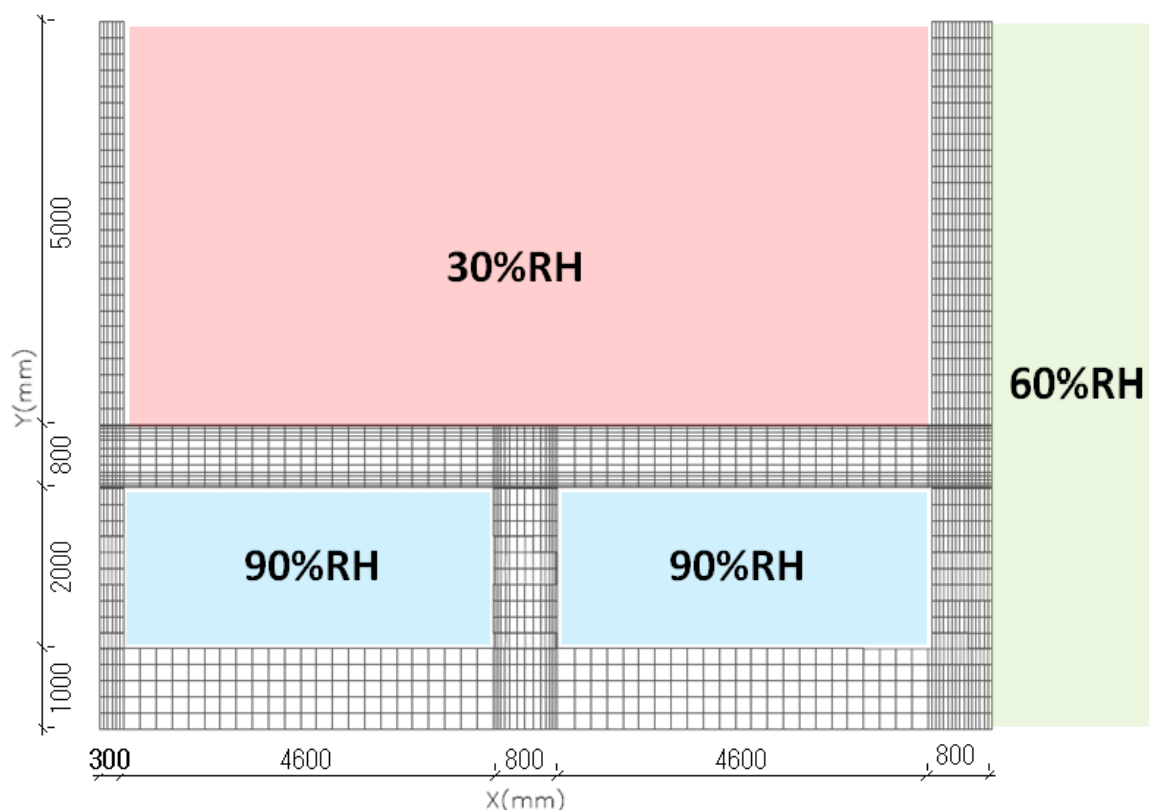


図 3.7 解析対象要素分割図

(2) 解析対象コンクリートの物性値

普通ポルトランドセメント(NPC)のみを用いた普通コンクリートと、普通ポルトランドセメントにフライアッシュ、膨張剤を加えたもの(FA+Ex)を用いた対策コンクリートの二種を解析対象とした。各コンクリートの物性値を表 3.2 に示す。

表 3.2 解析対象コンクリート物性値

	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大骨材粒径 (mm)
NPC	27800	0.18	31.2	2.93	20
FA+Ex	33000	0.18	41.4	3.24	20

(3) 解析に用いた構成則の概要

ここで示す解析は2次元の水分移動 FEM 解析と、水分移動解析によって推察される含水率から乾燥収縮ひずみを予測し、それを等価接点力として力の釣り合いをとく、2次元応力 FEM 解析を連成したものである。

① 水分移動解析

多孔体中の水分移動については、液水と水蒸気を分けて考え、ポテンシャルを多孔体中の水の化学ポテンシャルとするのが望ましいが、硬化がある程度進み、空隙構造が変化しなくなっ

らの水分移動であれば、化学ポテンシャルによって定まる含水率は、ヒステリシスの問題を考慮しなければ、一意に定まるので、含水率や相対含水率をみかけの駆動力とする水分移動であっても、確度の高い解析が可能となる。

ここでは、この簡易の含水率を駆動力とした手法を採用した。数式 3-1 を支配方程式とし、数式 3-2 を境界条件とし用いることとした。

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} D(w) \frac{\partial w}{\partial x} + W$$

数式 3-1

$$J_w = A \cdot D(w) \frac{\left(\frac{w}{w_0}\right) - \left(\frac{w_{env}}{w_0}\right)}{d_{env}}$$

数式 3-2

ここで、 $w$ ：コンクリート中の体積含水率( $\text{g}/\text{m}^3$ )、 $W$ ：水分の消費・生成量( $\text{g}/\text{m}^3/\text{s}$ )、 $D(w)$ ：コンクリートの含水率を駆動力とした拡散係数( $\text{m}^2/\text{s}$ )、 $J_w$ ：境界面からの水分逸散量( $\text{g}/\text{s}$ )、 $A$ ：境界面積( $\text{m}^2$ )、 $w/w_0$ ：相対含水率、 $w_{env}/w_0$ ：空気湿度から算出した外気含水率、 $d_{env}$ ：境界面と空気との遷移区間を仮想的にセメント硬化体の長さで換算した値( $\text{m}$ )である。なお、 $D(w)$ は、第Ⅱ部参考資料Ⅱ-5 に示すように、実験から得られた値を用いた関数である。含水率と拡散係数のグラフは図 3.8 に示したとおりである。

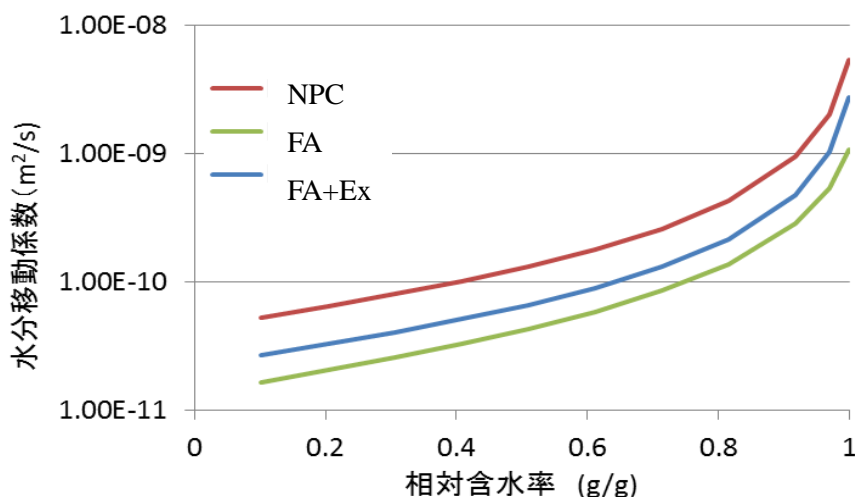


図 3.8 相対含水率と水分移動係数の関係

## ② 含水率とひずみの関係

水分移動の解析は、乾燥収縮ひずみを求めることが目的である。応力解析において収縮応力の駆動力となる自由ひずみは、含水率とひずみの関係を定めることによって求めた。各湿度の平衡含水率とひずみの関係は、長さ変化等温線と吸着等温線によって求められる。ここでは、第Ⅱ部参考資料Ⅱ-5 に示される実験結果をもとに、図 3.9 に示した関係式を定めた。



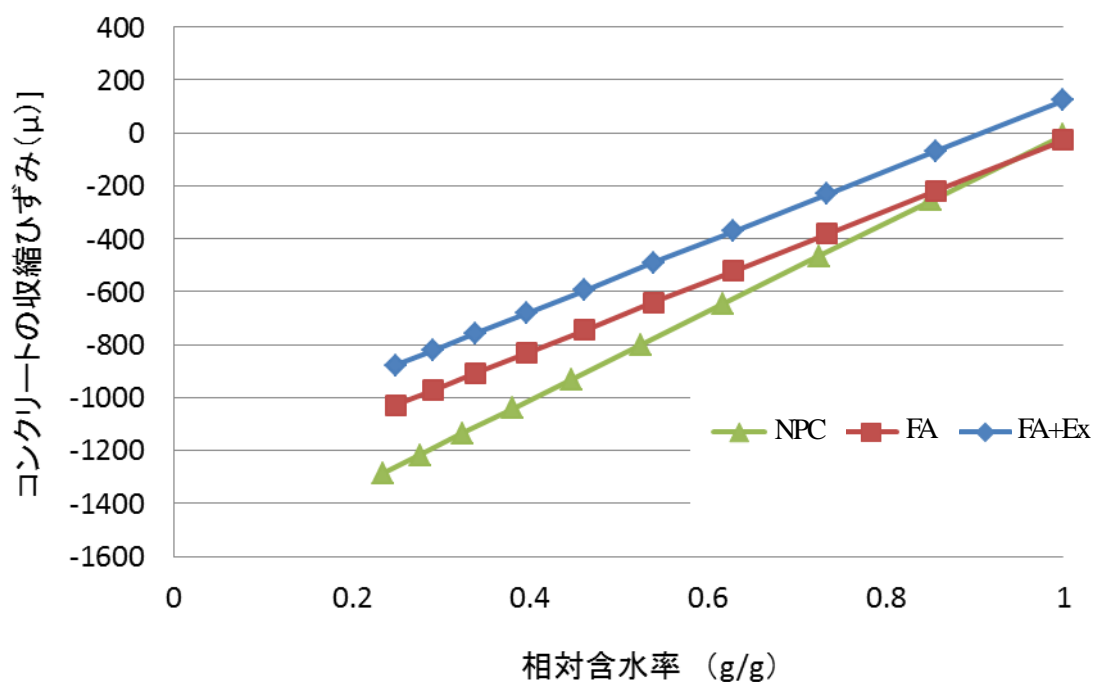


図 3.9 相対含水率とコンクリートの収縮ひずみの関係

### ③ 応力・ひび割れ解析

本検討では、コンクリートに生ずるひび割れを予測する上で、エネルギー保存則に基づく有限要素法を用いて評価した。解析にあたり、4 接点アイソパラメトリック要素によってコンクリートを評価するとともに、鉄筋をライン要素、および鉄筋とコンクリートの付着については、ボンド要素を採用した。本解析でひび割れを評価するにあたり、コンクリートの応力ひずみ関係を適切に評価することが重要である。以下、その手法について簡易に述べる。

本検討では引張応力下のコンクリートは、ひび割れ発生前は線形弾性体と仮定し、応力がコンクリートの引張破壊基準を満足するとき、最大主引張応力に垂直な方向にひび割れが発生するものとして考えた。また、一度発生したひび割れの方向は固定とする固定分布ひび割れ帯モデルを用いた。

本検討では、ひび割れ後の引張軟化の構成則として、1/4 モデルを採用した。これは、図 3.10 に示すように、ひび割れと直行方向の応力-ひずみ関係を、ひび割れ要素の構成則として用いるものである。ひび割れ発生後のひび割れ直行方向の剛性  $E_{cr}$  は、図 3.10 に示す 1/4 モデル上の、現在のひずみ-応力点と原点を結んだ傾きである。すなわち、ひび割れ発生後に除荷が起きる場合には、塑性域は生じないものとし、原点指向型とした。また 2 軸引張応力下にある要素において、最大主引張応力直行方向にひび割れ(以下、1 次ひび割れ)が発生後、ひび割れ方向で引張応力が生じるケースについては、ひび割れ方向の剛性は健全なコンクリートの剛性の 1/3 とし、その後引張破壊基準に達した(以下、2 次ひび割れ)後は、1 次ひび割れと同様に、1/4 モデルにしたがって引張剛性の軟化を考慮することとした。

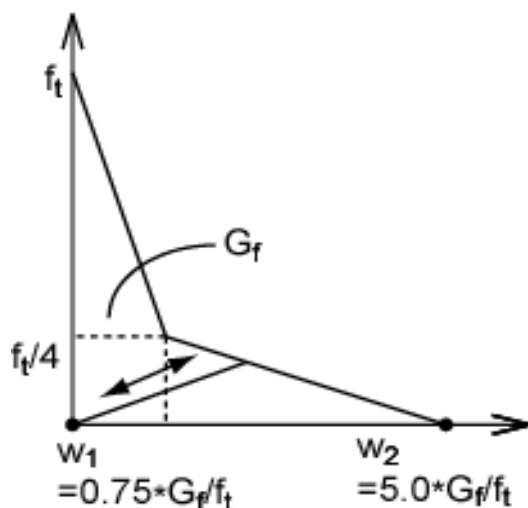


図 3.10 引張軟化曲線(1/4 モデル)

せん断剛性の低下はせん断剛性低減係数  $\beta$  を用いて、以下の式で考慮した。

$$G_{cr} = \beta \cdot G_0$$

数式 3-3

$\beta$  はせん断剛性の低下を骨材の噛合いの影響を考慮して決定する。 $\beta$  については数多くの実験結果から算定式が提案されているが、本検討ではひび割れひずみによって決定する以下の式を採用した[14]。

$$\beta = G_{cr} / G_0 = \frac{1}{1 + 4447 \varepsilon_{cr}}$$

数式 3-4

鉄筋は降伏強度に達する前では線形弾性体とし、降伏強度後の変形では応力一定を保つこととした。本来、ひずみ硬化を考慮する必要があるが、本検討で解析対象とする試験体では鉄筋が降伏するケースを想定していないため、降伏後の鉄筋の応力—ひずみ関係の挙動は解析結果に影響を及ぼさないと考え、簡易なモデルとした (図 3.11)。

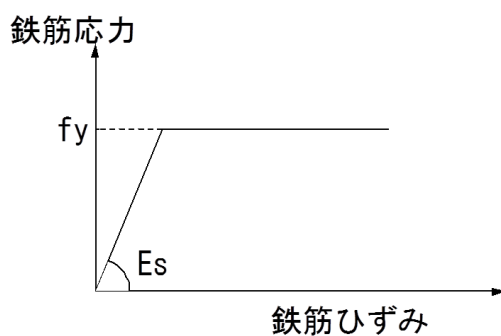


図 3.11 鉄筋の応力ひずみ関係

鉄筋とコンクリート界面の付着性状を表現するバネ要素を使用した。バネ要素は大きさを持た

ない要素であり、鉄筋とコンクリートの相対変位であるすべりを詳細に評価することが可能となる。本検討では、X方向とY方向の剛性は異なることとした。X方向に仮定した付着応力-すべり関係を数式 3-5 に、その形状を図 3.12 に示す[8][15]。

$$\tau = \begin{cases} 0.4 \times 0.9 \times (f_c)^{2/3} (1 - \exp(-40(s/D)^{0.5})) & 0 \leq s < 0.2 \\ \tau_{MAX} - (\tau_{MAX} - 0.1\tau_{MAX})(s - 0.2)/(0.4 - 0.2) & 0.2 \leq s < 0.4 \\ 0.1 \times \tau_{MAX} & 0.4 \leq s \end{cases}$$

数式 3-5

ここに  $f_c$  : 圧縮強度(MPa)、 $s$  : すべり量(mm)、 $D$  : 鉄筋径(mm)、 $\tau$  : 付着応力(MPa)、 $\tau_{MAX}$  : 最大付着応力(MPa)である。

本モデルは、実験式である島らの提案式を参考に、FEM 解析において鉄筋近傍のひび割れをより実現と近い形で再現できるよう菅らによって改良されたモデルである。

また、本検討ではY方向はすべりを生じないものと仮定し、Y方向の剛性を十分大きい値を採用した。

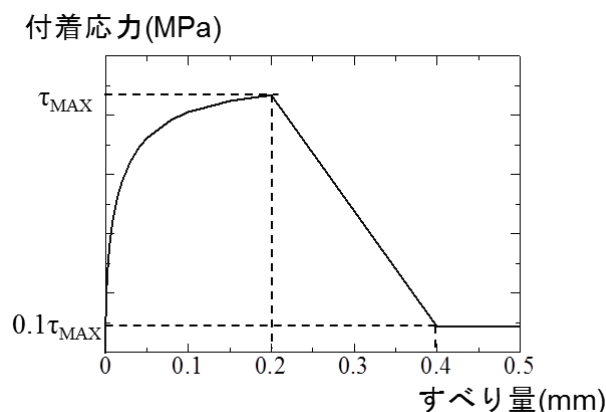


図 3.12 付着応力-すべり関係

最後に、収縮ひずみ、温度ひずみ、クリープひずみについては、Ito らの研究[16]を参考に、体積変化は等価節点力として評価し、クリープについては線形則に基づく増分型 Step by Step 法により評価することとした。

#### (4) 解析結果

解析による結果について概要を述べる。施工後十分硬化してから、図 3.7 に示される境界条件が与えられるものとして解析し、竣工後 10 年を評価した。まず、ひび割れ図として、NPC について図 3.13、FA について図 3.14、FA+Ex (対策コンクリート) について図 3.15 に示す。

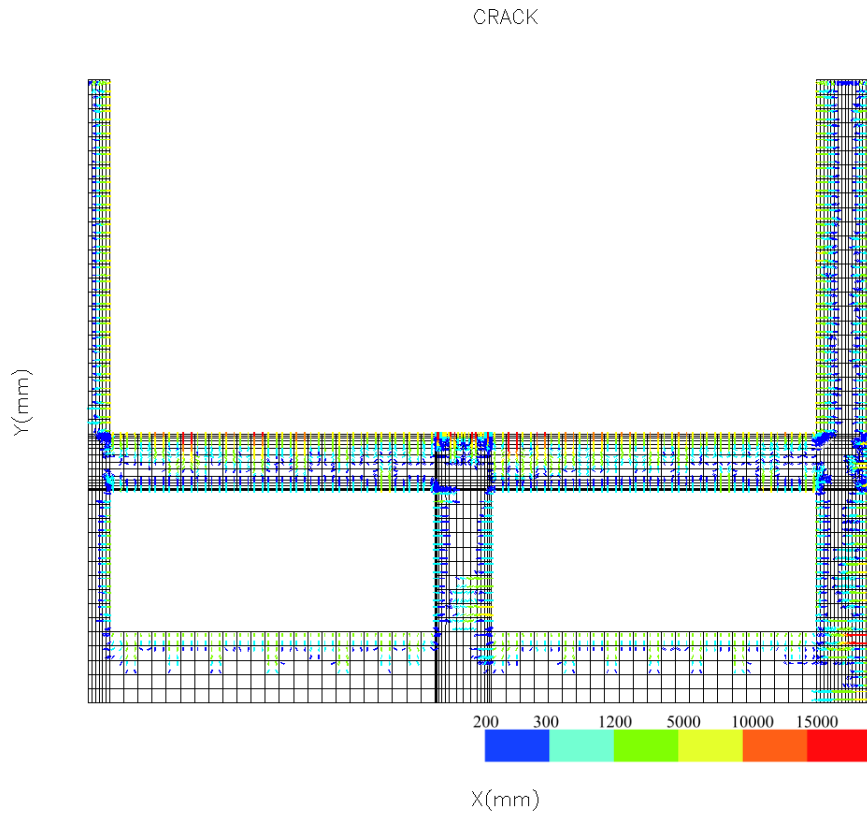


図 3.13 NPC を用いた場合の材齢 10 年後のひび割れ図 (最大主ひずみ/ $\mu$ )

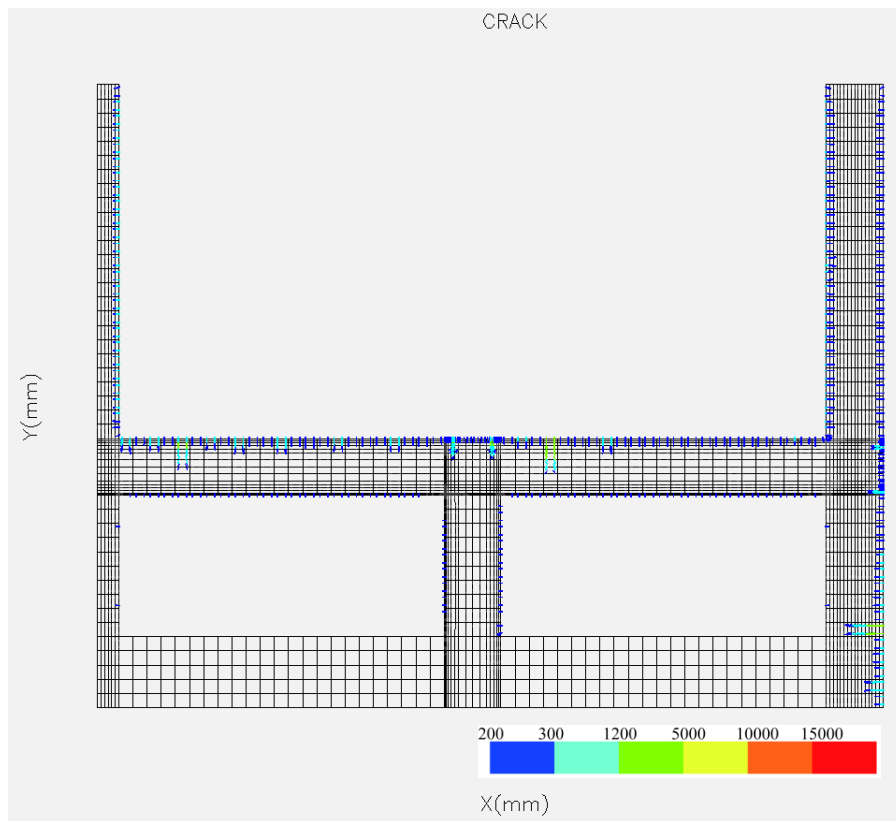


図 3.14 FA を用いた場合の材齢 10 年後のひび割れ図 (最大主ひずみ/ $\mu$ )

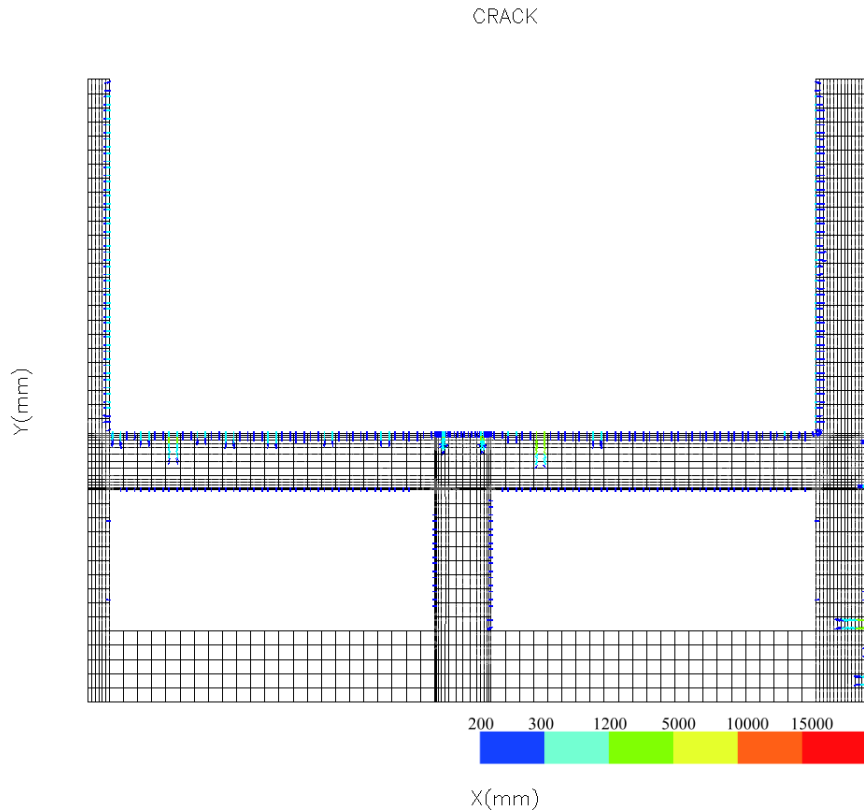


図 3.15 FA+Ex を用いた場合の材齢 10 年後のひび割れ図 (最大主ひずみ/μ)

ここに示されるように FA+Ex を用いたコンクリートは、初期膨張の影響から収縮ひび割れがほとんど生じないという傾向を示した。これは、高湿度域の膨張は、ひずみとして所与であるので、クリープで抜けない仮定となっていたこと、水セメント比が小さいことから水分移動が緩慢で、かつ、ひずみの感度が緩慢になっていることに起因する。実際は、圧縮応力がクリープで抜けることや、自由収縮が緩やかであるが内部で進行する影響なども生じうるのももう少し危険側になる評価が考えられるが、これらを相殺したものと同等の FA の解析でもほとんどひび割れが生じていないことを考えると、対策コンクリートはひび割れ抑制効果が高いと考えられる。

次に、汚染焼却飛灰廃棄物等を支える梁に着目して解析結果を見てみる。まず、スラブについて、中の含水率分布を見てみる。データを抽出した箇所は、図 3.16 に示す通りである。

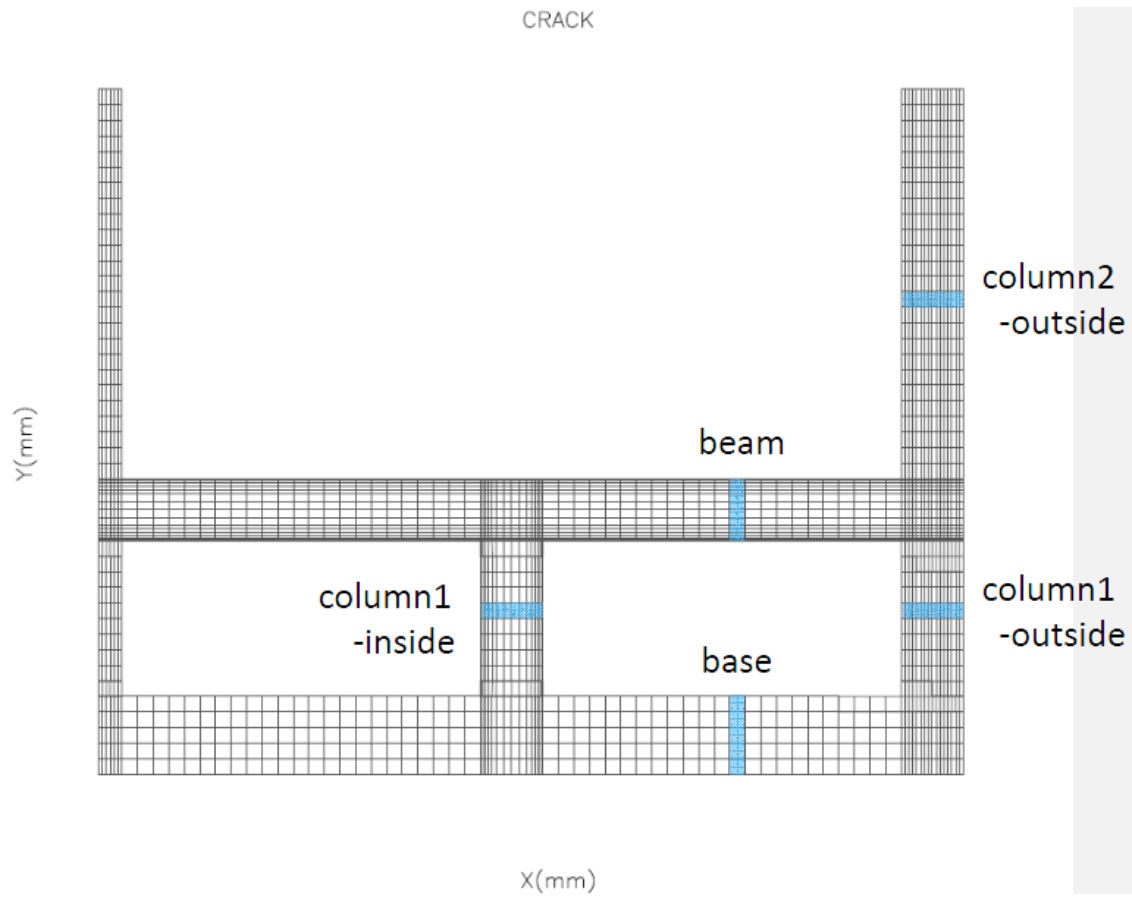


図 3.16 スラブの水分分布着目箇所 (beam が本検討での出力箇所)

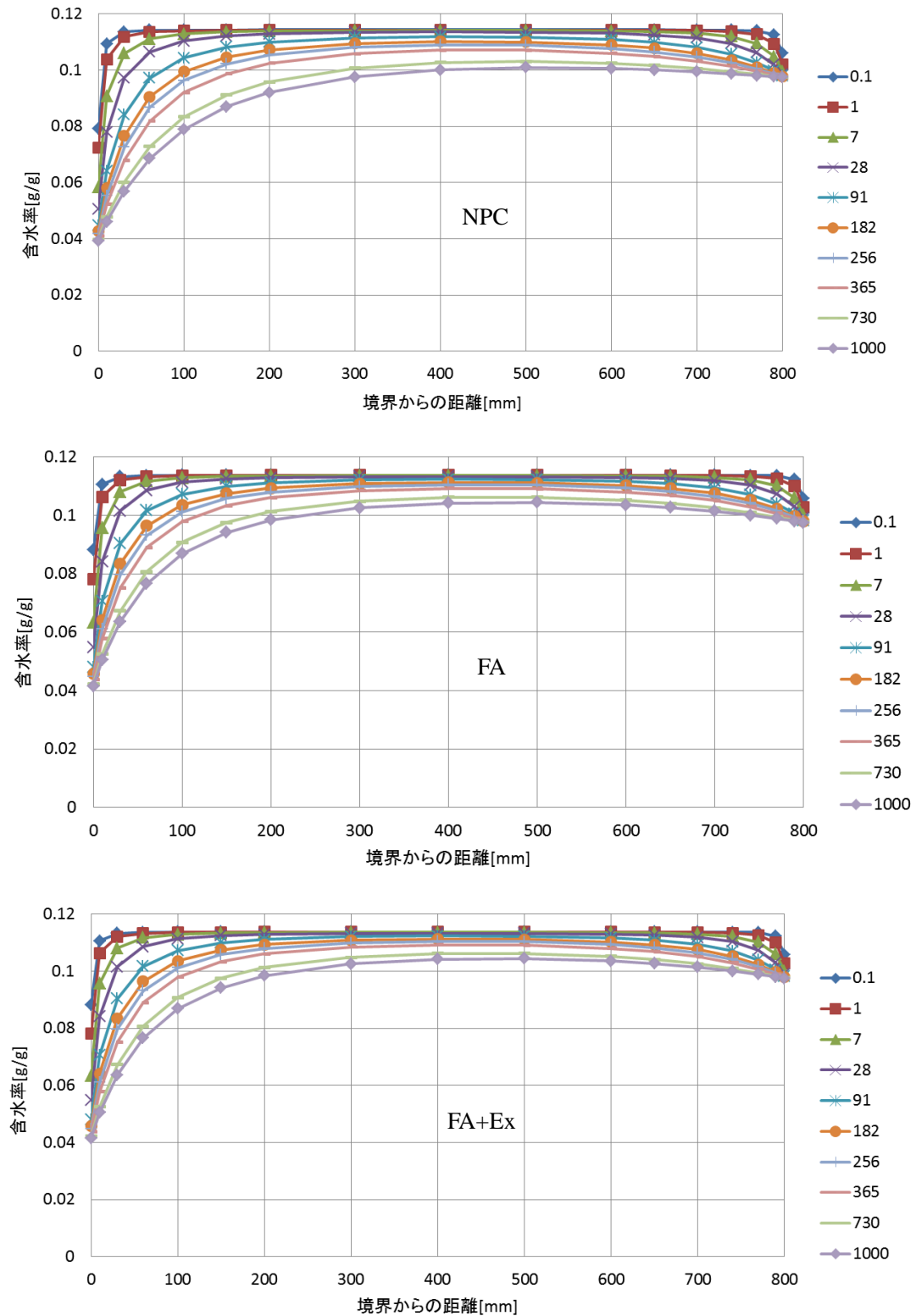


図 3.17 スラブの中の含水率分布 (0mm が貯蔵槽側、800mm が点検部側)  
 (上 : NPC、中 : FA、下、FA+Ex。含水率はモルタルあたりの値に換算して示した。凡例は材  
 齢 (日))

図 3.17 に示されるように、NPC は早期に乾燥が内部まで進行する。また、貯蔵槽側の勾配が緩やかになっており、乾燥収縮による駆動力がかなり早い時期から内部まで生ずることを示した。一方、点検部側では、湿度が高い設定となっているため、大きくは乾燥していない。

次にこの含水率によって生じた収縮により部材がどの程度ひび割れを生じさせたかについて考察する。図 3.18 におけるスラブ上端に位置する要素の積分点のひずみ分布を示す。

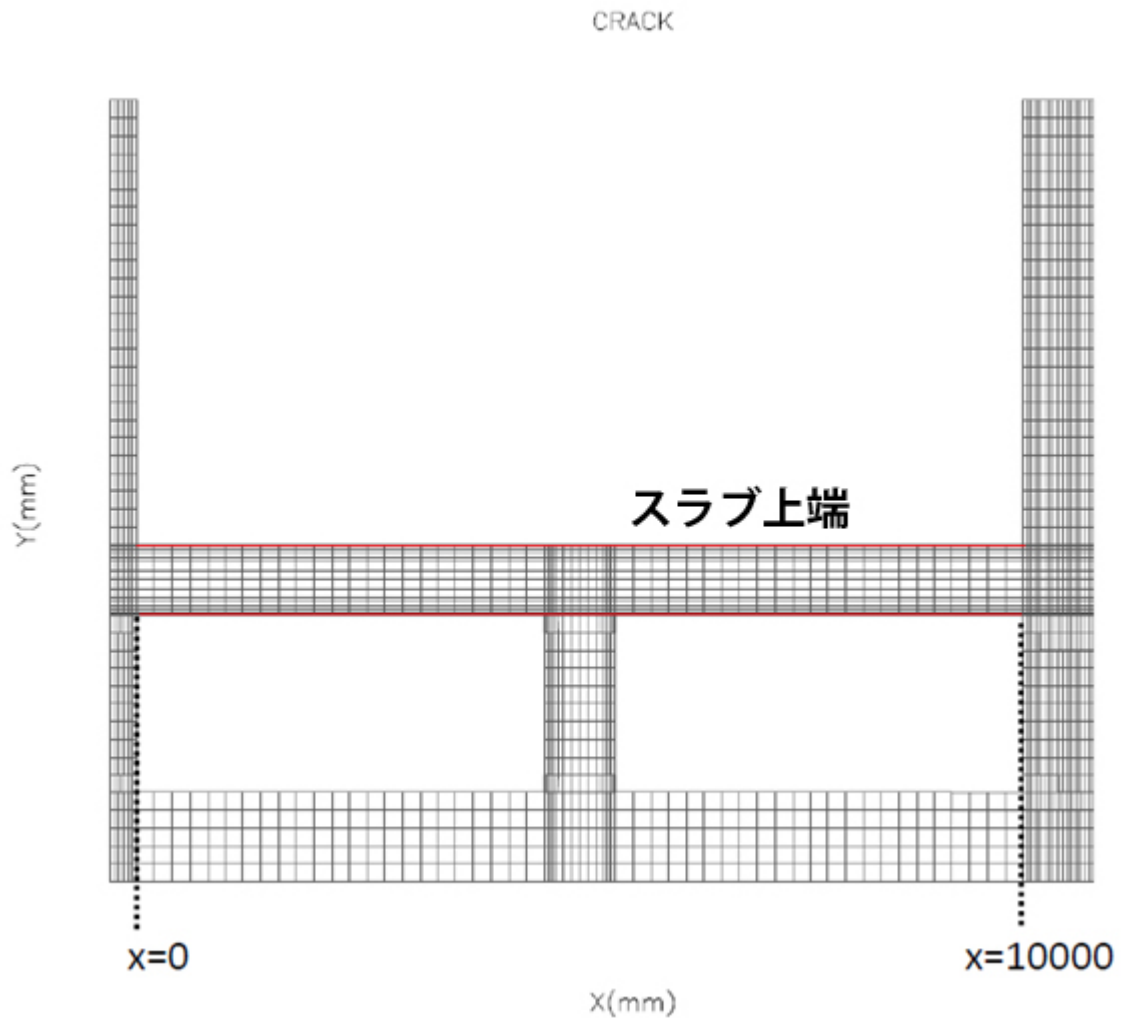
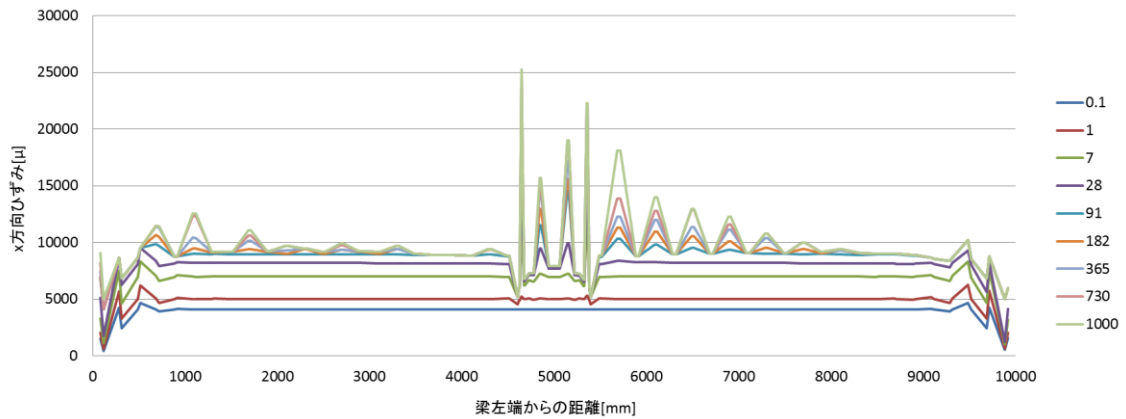
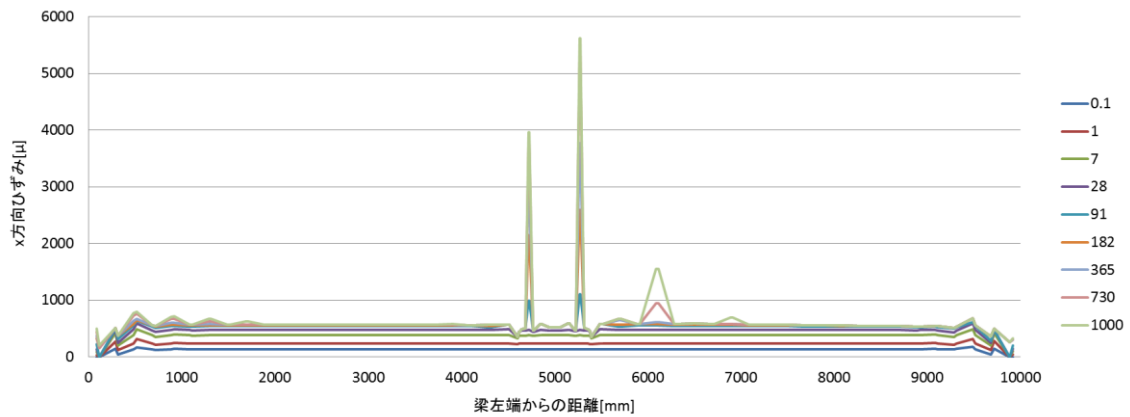


図 3.18 ひずみの評価箇所について





NPC



FA

図 3.19 NPC および FA のスラブ上端におけるひずみ分布  
(左が施設中央の壁面。凡例は材齢 (日))

このひずみ分布から、ひび割れを 200mm 間隔で設定された要素中に 1 本のひび割れが入るものと仮定し、ひずみの積分を行うことでひび割れ幅を算出することができる。このとき、NPC では、最大ひび割れ幅が 0.62mm、FA では 0.04mm、FA+Ex では 0.04mm となった。なお、クリープの影響がないと仮定した場合、NPC では 3.64mm、FA では 0.56mm、FA+Ex では 0.57mm となった。材齢 10 年時であることから、今後もひび割れの進行はある程度は生じるものと考えられるが、フライアッシュを入れて高強度化することでも、収縮抑制効果はある程度認められることが解析によって明らかになった。

## 4. 高い耐久性が求められるコンクリートに関する事例検討

### 4.1. はじめに

対象とする鉄筋コンクリート構造物では、**第 I 部**で述べたように、一般の構造物と比較して高い耐久性が求められる。そこで、アルカリ骨材反応、化学的侵食などに関して、設計での考え方を整理したうえで、具体的な検討事例を示すこととした。なお、偶発作用として高濃度塩水が作用する場合の検討は後述するが、鉄筋コンクリート構造物の耐久性を高めることは、偶発作用による厳しい環境作用によるコンクリートの性能低下を抑制することにも繋がると考えられる。

### 4.2. アルカリ骨材反応

#### 4.2.1. 基本的な考え方

コンクリートのアルカリ骨材反応(ASR)は、一般に、コンクリート中のアルカリ総量の抑制や混合セメントの使用、無害と判定される骨材の使用によって、構造物の供用期間中に有害なレベルに達しないようにすることとしている。しかしながら、ここで対象とする構造物は、放射性物質の遮断や遮蔽を目的として建設されるため、一般的な構造物よりも高い安全・安心と説明性が求められると考えられることから、ここでは、ASRに関する詳細な検討を例示することとした。なお、高濃度塩水の作用によってASRは促進されることが考えられるが、これについては後述する。

骨材もしくはコンクリートの試験について、現状の技術レベルで最も国際的に合理的と考えられる加速コンクリートプリズム試験(CPT)を実施することが、ASRによる膨張を制御する上で重要である。CPTによるASR評価の有用性を**第 II 部参考資料 II-7**に、CPTの実施手順として、コンクリート工学会 TC115FS ASR 診断の現状とあるべき姿研究委員会が提案する手法を**第 II 部参考資料 II-8[17]**に示す。

CPTを含め、いずれの試験も、構造物においてASRが生じないことを保証する期間は明確でない。数十年から百年程度の監視期間、ASRが生じないことを保証するためには、どのような試験をどの程度の期間実施するのか、明確にする必要がある。例えば、ASRによる膨張は温度依存性があり、温度が低い方が膨張は緩やかであるが、最終膨張量は大きい。したがって、長期監視期間を有し、かつ土中に位置する構造物では、長期的にASRのリスクが高まる可能性が考えられる。例えばCPTにおける判定基準0.04%未満を満足したとしても、実環境における膨張量が0.04%以上となる可能性もある。また、ASRによる膨張は温度依存性を有しているため、実環境に対する試験法の加速倍率は建設サイトの環境条件に依存することとなる。このように、骨材の反応性もしくはコンクリートの膨張性の判定基準が異なることから、CPTの結果を用いて画一的な判定はできない。

したがって、長期監視期間の重要構造物においては、長期的にASRによる膨張が生じないことを確認することが必要であり、そのためには将来的な膨張の有無についてそれぞれのサイトの環境条件やコンクリートの配合条件を基に予測し、必要に応じて対策を講じることが望ましい。しかしながら、現状の技術レベルにおいては、ASRによる膨張挙動を精緻に捉えることのできる予測法は確立されていない。

このような背景の中、近年では実配合コンクリートを用いたCPTで得られた膨張挙動を活用し、実環境における膨張挙動を簡易的に予測するという試みがなされている。この予測はASRによ

て生じる膨張挙動を精緻に予測することを目的としたものではない。CPT で得られた結果を構造物の時間軸上で考えることで、長期の監視期間にわたって工事に使用するコンクリートが ASR を生じないことを確認することを目的としたものである。

ここでは、比較的早期に結果を得ることが可能な、実配合コンクリートの加速コンクリートリズム試験(CPT)の試験方法を提示した。この方法は RILEM AAR-4 を基本とした試験法であり、ASR 反応性の判定基準として促進期間 20 週で 0.04%以下の基準が示されているものである。また CPT に基づいた簡易長期予測方法を例示し、その結果を用いた ASR に対する膨張予測について例示する。なお、促進のための 60°C 条件は温度が高いために一部の骨材の膨張を過小評価する可能性がある。38°C で促進する RILEM AAR-3 を用いる方がより信頼性が高いが、試験期間に 1~2 年を要し、本技術資料の目的にはそぐわない面もある。

#### 4.2.2. CPT による膨張試験

表 4.1 が主な CPT の試験条件[18]である。温度およびコンクリートのアルカリ総量の影響は以降に示す補正法によって換算可能である。

表 4.1 主な試験条件の例

温度	60°C
保管条件	水を張った反応容器の中に試験体を保管（湿布無し）
配合条件	工事の実配合
アルカリ総量	5.5 kg/m <sup>3</sup> (NaOH を添加)
試験体寸法	(75±5) mm × (75±5) mm × (250±50) mm

#### 4.2.3. 膨張予測の流れ

CPT の結果を活用し、実環境における実配合コンクリートの膨張挙動を予測するフローを図 4.1 に示す。本予測法についての設定根拠については、文献[19]を参照されたい。まず、工事に用いられる実配合のコンクリートについて、アルカリ総量を増やし、高温条件で CPT を実施する。CPT の試験方法については次節にて説明する。CPT で得られた膨張挙動について Larive の成果[20]を参考に

数式 4-1 を用いて実験結果にフィッティングすることで、各定数を決定する。図 4.2 に ASR 膨張挙動のモデル化の概念図を示す。

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{\infty} \frac{1 - \exp(-t/\tau_c)}{1 + \exp\{-(t - \tau_L)/\tau_c\}}$$

数式 4-1

ここに、 $\varepsilon_t$  : 時間  $t$  における膨張量 (%),  $\varepsilon_{\infty}$  : 最終膨張量 (%),  $\tau_c$ ,  $\tau_L$  : 時間を表す定数 (年)

次に、CPT と実環境において異なる主な要因は、環境温度とコンクリートのアルカリ総量である。したがって、上述した 3 つの定数 ( $\varepsilon_{\infty}$ ,  $\tau_c$ ,  $\tau_L$ ) について、温度依存性およびアルカリ濃度依存性を考慮し、定数を補正する。

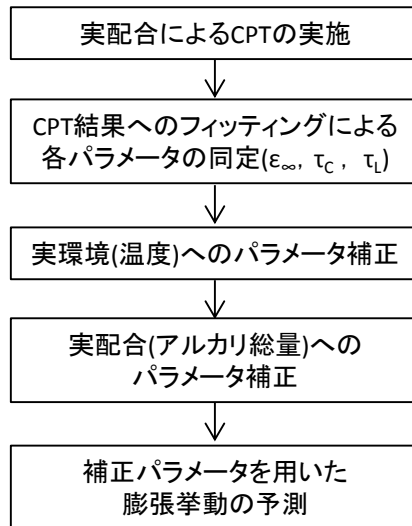


図 4.1 CPT を活用した ASR 膨張挙動予測フロー

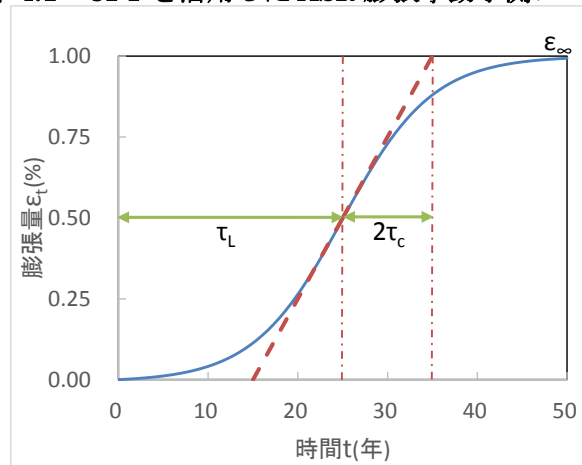


図 4.2 ASR 膨張挙動のモデル化の概念図[19]

ASR 膨張の温度依存性について、アレニウス則に従うものと仮定すると、数式 4-2～数式 4-4 を用いることで、CPT の養生温度（加速温度） $T_2$  [K]における各定数を実环境温度  $T_1$  [K]におけるそれらに補正することができる。実环境温度は年平均気温もしくは月平均気温を用いて計算する。

$$\frac{\varepsilon_{\infty(T_1)}}{\varepsilon_{\infty(T_2)}} = \exp \left[ \frac{U_{\infty}}{R} \left( \frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right) \right]$$

数式 4-2

$$\frac{\tau_{C(T_1)}}{\tau_{C(T_2)}} = \exp \left[ \frac{U_C}{R} \left( \frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right) \right]$$

数式 4-3

$$\frac{\tau_{L(T_1)}}{\tau_{L(T_2)}} = \exp \left[ \frac{U_L}{R} \left( \frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right) \right]$$

数式 4-4

ここに、 $R=8.314$  [JK<sup>-1</sup>mol<sup>-1</sup>]、 $U_{\infty}=15.8$  [kJmol<sup>-1</sup>]、 $U_C=64.6$  [kJ/mol<sup>-1</sup>]、 $U_L=64.7$  [kJ/mol<sup>-1</sup>]

アルカリ濃度依存性については 2 つの方法がある。一つは、異なるアルカリ総量のコンクリー

トを用いて加速試験を実施し、CPTにおけるアルカリ総量  $R_2$  [kg/m<sup>3</sup>]の各定数を実配合におけるアルカリ総量  $R_1$  [kg/m<sup>3</sup>]の値に補正することである。これはコンクリートの ASR 膨張のアルカリ濃度依存性を直接評価することができる信頼性の高い方法といえる。もう一つは、数式 4-5～数式 4-7 に示す簡易モデルでアルカリ濃度依存性を求めるものである。これは、工事の制約等によって数種類の CPT が実施できない場合に適用するという位置づけとしている。本手法はあくまでも簡易的である。最終膨張量  $\epsilon_{\infty}$  は骨材の岩石学的特徴によって大きく相違するため、予測の信頼性は前者と比べて劣ると考えられる。

$$\epsilon_{\infty} = \begin{cases} 0 & (R_1 < R_{lim}) \\ \epsilon_{\infty-CPT} \frac{R_1 - R_{lim}}{R_2 - R_{lim}} & (R_1 \geq R_{lim}) \end{cases}$$

数式 4-5

$$\frac{\tau_{C(R1)}}{\tau_{C(R2)}} = \exp \left[ V_c \left( \frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right) \right]$$

数式 4-6

$$\frac{\tau_{L(R1)}}{\tau_{L(R2)}} = \exp \left[ V_L \left( \frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right) \right]$$

数式 4-7

ここに、 $\epsilon_{\infty-CPT}$  : CPT で得られた最終膨張量 [%]、 $R_{lim}$  : 限界アルカリ総量 [kg/m<sup>3</sup>]、 $V_c = -0.24$  [kg/m<sup>3</sup>]、 $V_L = -0.25$  [kg/m<sup>3</sup>]

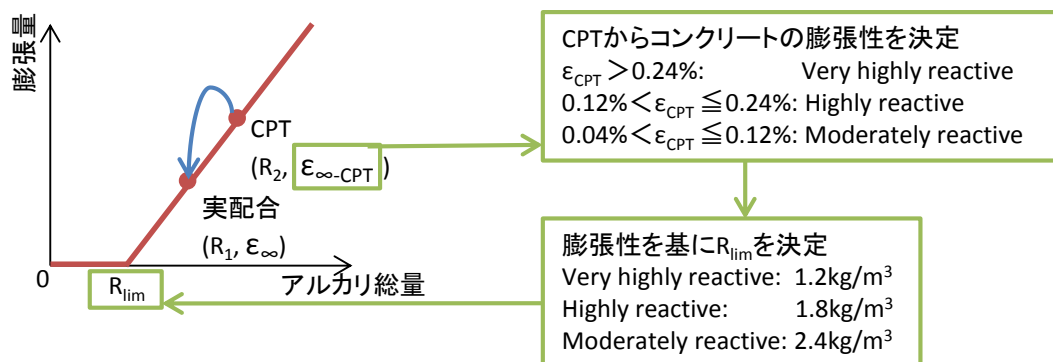


図 4.3 ASR 膨張のアルカリ濃度依存性のモデル化の流れの概念図

図 4.3 に最終膨張量  $\epsilon_{\infty}$  のアルカリ濃度依存性のモデル化の流れの概念図を示す。本式は、ある限界アルカリ総量まで膨張が生じず (数式 4-5 上)、それ以上になると、アルカリ総量に比例して最終膨張量が増加する (数式 4-5 下) というモデルである。本研究では仮にまず、CPT で得られた膨張量 (アルカリ総量  $R_2$  [kg/m<sup>3</sup>]) から、Very highly reactive Highly reactive, Moderately reactive

の3つに分類し、膨張性を判定する。次に、このコンクリートの膨張性の判定結果に応じて、コンクリートが膨張を開始する限界アルカリ総量( $R_{lim}$ )を図4.3の通り設定する。その後、(数式4-5上)を用いて実配合（アルカリ総量  $R_2$  [kg/m<sup>3</sup>]）における最終膨張量に変換するものである。

最終的に、補正された定数を数式4-1に再度代入することで、実環境における実配合コンクリートのASR膨張挙動を予測する。

なお、実環境と加速環境では水分の供給環境が明らかに異なるが、実環境における水分供給環境は加速環境と同等と安全側に仮定している。

表 4.2 検証に用いた試験条件 (CANMET の実験結果)

記号	使用骨材	CPT		暴露実験	
		アルカリ総量 (kg/m <sup>3</sup> )	温度 (°C)	アルカリ総量 (kg/m <sup>3</sup> )	温度 (°C)
NM CAN M111	NM (Very highly reactive aggregate)	-	38	5.25	5.98
NM CAN IC4		5.25		3.78	
Sp CAN M34	Sp (Highly reactive aggregate)	-		5.25	
Sp CAN M25		5.25		3.78	
Su CAN M11	Su (Moderately reactive aggregate)	-		5.25	
Su CAN M18		5.25		3.78	

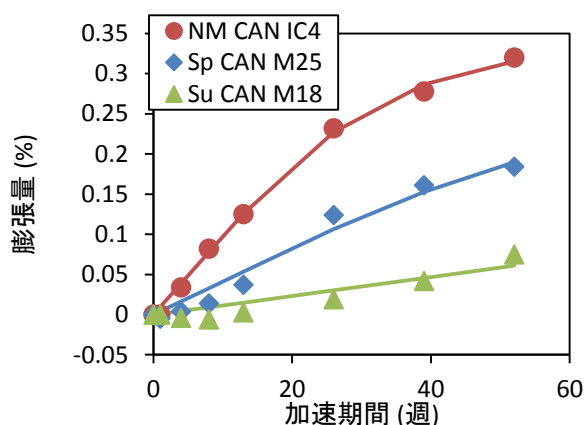


図 4.4 ASR 膨張挙動とフィッティング結果(CPT)

#### 4.2.4. 試算例

提案した予測法について、既報の暴露実験結果を用いて検証を行った。暴露実験結果には、Fournierらのデータ[21]を用いた。FournierらはAAR-3と同様の試験条件であるCSA A23.2-14Aに準拠したCPTとコンクリートブロックの暴露実験を実施し、最大で10年間のブロックの表面ひずみを測定している。本論では、文献[21]のうち、CANMETで10年間の暴露結果が得られている結果（骨材：NM、Sp、Su）を使用した。表4.2に検証に用いた試験条件を示す。パラメータ補正には、簡易的に年平均気温は5.98°Cを用いた。月平均降水量は60~90mmであった。なお、

アルカリ総量  $3.78\text{kg/m}^3$  は、文献[21]に示される配合およびアルカリ量 (0.90%) から計算した。

図 4.4 に CPT におけるコンクリートの膨張挙動 (プロット) とフィッティング結果 (回帰線) を示す。この実験結果について、数式 4-1 を用いてフィッティングし、各パラメータを同定する (表 4.2)。その後、温度依存性について数式 4-2~数式 4-4 でパラメータ補正する。また、数式 4-5~数式 4-7 を用い、実配合コンクリートのアルカリ総量にパラメータ補正を行う。この時、骨材の反応性に応じてその補正值が異なるため、注意を要する (図 4.3)。上述した方法で補正したパラメータを表 4.3 に示す。

図 4.5 に暴露実験における膨張挙動 (Exp.) と予測結果 (Calc.) を示す。図 4.5 に示すように、予測結果は実験結果と概ね近い膨張挙動を示している。したがって、提案手法は、改善が必要な点もあるが、簡易的に実環境におけるコンクリートの膨張挙動を再現するという観点で有用と考えられる。

表 4.3 膨張挙動のフィッティング結果(CPT)

	$\epsilon_{\infty}$	$\tau_C$	$\tau_L$
NM CAN IC4	0.34	0.27	0.11
Sp CAN M25	0.27	0.51	0.22
Su CAN M18	0.31	2.11	0.89

表 4.4 パラメータ補正結果

	$\epsilon_{\infty}$	$\tau_C$	$\tau_L$
NM CAN M111	0.43	4.74	1.92
NM CAN IC4	0.68	4.83	1.95
Sp CAN M34	0.30	8.35	3.55
Sp CAN M25	0.52	8.50	3.62
Su CAN M11	0.31	36.43	15.49
Su CAN M18	0.63	37.09	15.78

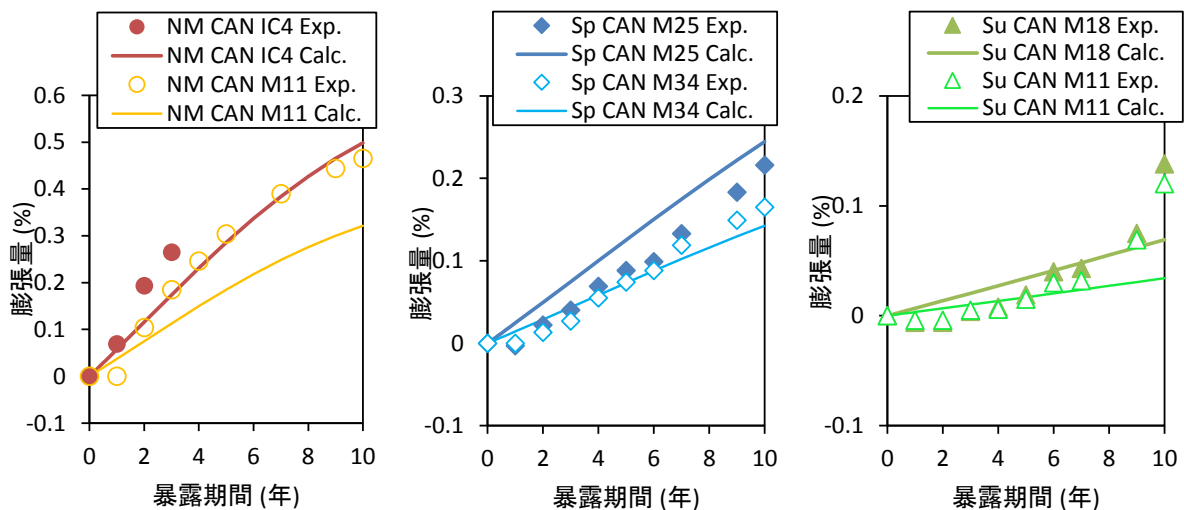


図 4.5 ASR 膨張挙動と予測結果 (CANMET における暴露実験)

#### 4.2.5. CPT の加速倍率

有害なひび割れをもたらす膨張率を  $0.04\%$  とし、実構造物の温度とアルカリ総量の条件でひび

割れが発生する時期を推定するために必要な CPT の試験期間について、加速倍率を用いて検討する方法を示す。

文献[18]の反応性の極めて高い安山岩を用いた CPT のデータをもとに、温度 60°C アルカリ総量 5.5kg/m<sup>3</sup> の CPT が、想定する実コンクリート（アルカリ総量 2.5kg/m<sup>3</sup>）が実環境（地下なので 15°C を想定）においてどの程度の加速倍率を有するのかを図 4.6 に示す。計算によると CPT は現実のアルカリ総量 2.5kg/m<sup>3</sup> かつ実環境 15°C では加速倍率は 85 年になり、CPT を 1 年継続することで 85 年の ASR 抑制効果を推定できることになる。

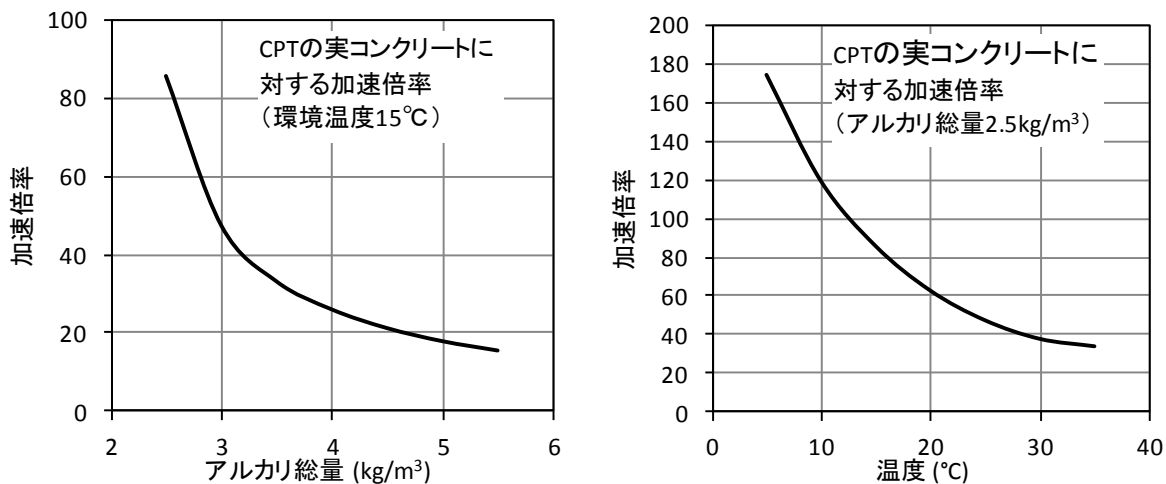


図 4.6 CPT の実コンクリートに対する加速倍率  
 (左：環境温度 15°C でアルカリ総量が異なる場合、  
 右：アルカリ総量が 2.5kg/m<sup>3</sup> で環境温度が異なる場合)

### 4.3. 化学的侵食（地盤由来の硫酸塩劣化）

#### 4.3.1. 基本的な考え方

最終処分場の考慮すべき立地環境の一つとして、硫酸塩濃度がある。温泉などの極端な酸性地盤（例えば pH<2.5）は最終処分場建設の候補地からは除外されると考えられるが、硫化物を含有する土壌を掘削し、埋め戻す場合に、硫化鉄などが酸化し、硫酸イオン濃度が高まる可能性はある。日本では硫酸塩に富む地盤は少ないと考えられてきたが、沖積層で硫化鉄を含む地盤を切土し盛土した側の造成地では、含水硫酸アルカリ塩の析出により物理的硫酸塩劣化[22]が生じる可能性や、石膏を含有する地盤改良材が過剰に用いられた場所等では余剰の硫酸イオンが影響してエトリングイト生成による硫酸塩劣化の可能性がある。現状の技術では定量的予測が困難であるため、仕様規定型の対策となることが一般的である。なお、偶発作用として高濃度塩水が発生した場合に関しては後述する。

#### 4.3.2. 硫酸塩地盤の照査の検討例

示方書では詳細な硫酸塩対策は記載されていないが、たとえば EN206-1-2006 では、地盤条件の分類を硫酸イオン濃度および全潜在的硫酸塩により規定している。設計硫酸塩クラスとして、Mg



イオン濃度も考慮し最も緩やかな DS-1 から最も厳しい DS-5m までに区分される。さらに、自然土壌と汚染土壌 (brownfield)、流水の有無、pH を組み合わせて、ACEC クラスを定めており、詳細な ACEC クラスごとに、かぶり、強度クラス、セメント種類、付加的抑制対策を定めている。

ただし、これらの現象に関する知見は不十分であり、硫酸塩劣化に対する定量的性能照査は困難であるので、仕様規定型の対策が講じられているのが実情である。今後の研究の進展が期待される。EN206-1-2006 の硫酸塩劣化に対する規定は複雑であり、JIS で規定する混合セメントの範囲を超えて、相当に厳しい対策が必要である。したがって、一定以上に硫化物を含有する地盤への最終処分場建設は避けるのがよい。

EN206-1-2006 を勘案すると、原則として、地盤中の潜在硫酸塩濃度が 0.24%未満の地盤を選択するのがよい。地盤中の潜在硫酸塩濃度が 0.24%以上の場合、混合セメント C 種を用い、水セメント比を 40%以下とする。地盤中の潜在硫酸塩濃度が 0.60%を超える場所への建設は避けるべきである。

#### 4.4. 中性化

##### 4.4.1. 基本的な考え方

中性化速度は、コンクリート材料として、セメント種類、水セメント比、混和材量の種類・品質と使用量、骨材の種類と品質など、環境条件として、炭酸ガス濃度、温度、湿度など、施工条件として、打込み、締め固め、湿潤養生期間など、その他、表面被覆材などの影響を受ける。最終処分場のコンクリートでは、これらの影響を考慮して、中性化速度を予測し、監視期間中に中性化による鋼材腐食が生じないようにする必要がある。

なお、偶発作用としての高濃度塩水の作用によって中性化が著しく促進されることはないため、一般の構造物と同様に、既往の基準・指針類に従って監視期間中の耐久性についてのみ照査を行えばよいと考えられる。

##### 4.4.2. 中性化の照査方法

最終処分場におけるコンクリートにおける中性化速度の推定における中性化速度係数の設定では、以下を考慮して定める必要がある。

###### 1) コンクリート材料

コンクリート材料のうち、セメント種類、水セメント比、混和材量が中性化速度に大きく影響する。一般に、水セメント比の低下は、炭酸ガスの浸透を抑制し中性化速度は遅くなるが、混合セメントやフライアッシュなどの混合材を用いた場合は、水和の進行で生成した水酸化カルシウムが混和材によって消費されるため中性化速度は速くなる。

###### 2) 環境条件

最終処分場におけるコンクリートは、屋根構造によって雨掛かりはないが、地中構造物であるため日射の影響は無く、コンクリートの含水率は比較的高い状態に保たれると考えられる。焼却飛灰によってピット内部は乾燥状態となる可能性はあるが、遮水シートによって内面は保護され、また、偶発作用として高濃度塩水が作用した場合においてもピット内面側にエポキシ鉄筋等を使用すれば、中性化による鉄筋の腐蝕発生確率は低くなると推測される。なお、炭酸ガス濃度は、外気と同等を考慮してもよいので、想定する環境条件は雨掛かりのない土木構造物の条件とほぼ同

じと見なすことができる。炭酸ガスが作用するのは、点検通路面のコンクリートで、点検通路は必要に応じて換気されるので、大気と同じ炭酸ガス濃度が作用する。

### 3) 施工条件

混合セメントや混和材を使用した場合、強度発現とともに中性化速度も湿潤養生期間の影響を受ける。従って中性化速度の予測に用いた指針類に示される湿潤養生期間は遵守する必要がある。

### 4) その他

最終処分場におけるコンクリートでは、外観目視による点検を行うため、基本的には構造物の内面以外には表面被覆材は用いない。中性化速度の抑制を目的として被覆を行う場合には、外観目視による点検・調査を妨げない無色透明な表面被覆材を用いることとし、被覆材による炭酸ガス浸透抑制効果を既往の知見や実験による確認を行い、予測することが必要である。

以上を考慮した上で、土木学会標準示方書[4]に示される中性化速度係数の予測を用いて、ポルトランドセメントにフライアッシュを内割り置換したコンクリートの中性化速度を予測した例を図 4.7 に示す。ここで示したかぶりは、中性化深さの設計値にかぶりの誤差 10mm、および鉄筋の腐蝕発錆が生じない中性化残り 10mm を加算した値であり、想定期間は 100 年である。

フライアッシュを 30% 添加し、水セメント比を 0.40 とした対策コンクリートでは必要なかぶりは 40mm であり、設計において、かぶりを確保すれば十分に中性化に対しては耐久的である。コンクリート製容器などにおいて、さらに水セメント比を 30% と低くすれば必要なかぶりは 25mm でよいこととなる。ただし、これらの値は十分に養生されたコンクリートが前提であり、この前提に合致する養生が必要である。

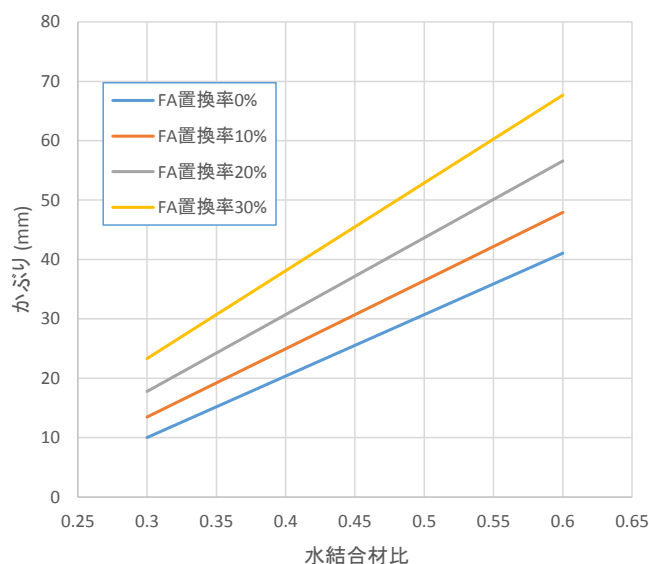


図 4.7 フライアッシュを混和したコンクリートの中性化速度予測から算出したかぶり  
(100 年間を想定)

## 5. 高濃度塩水の作用に関する事例検討

### 5.1. はじめに

偶発作用によって鉄筋コンクリート構造物が浸水して汚染焼却飛灰が水と接触した場合には、 $\text{CaCl}_2$ などの高濃度の塩化物を含む高濃度塩水がコンクリートに作用し、塩害による鋼材腐食やコンクリートの化学的侵食、アルカリ骨材反応の促進などによって性能を低下させる可能性がある。このような場合には、低下した性能を回復させ継続的な使用を可能とするための復旧性が求められる。

本項では、すでに確立された方法に加え、先端的研究の成果を取り入れ、塩害、ASR、化学的侵食、Cs 浸透について、将来予測の例を示すこととした。

なお、塩害で想定すべき汚染焼却飛灰から溶出する可能性のある溶液組成は第Ⅱ部 2.7 に、高濃度塩水が作用することによる化学的侵食に関しては第Ⅱ部 5.5 化学的侵食に、また、過大なかぶりが構造性能に及ぼす影響は第Ⅱ部参考資料Ⅱ-6 に記載する。

### 5.2. 塩害

#### 5.2.1. 基本的な考え方

ここでは塩害による劣化を対象とした定量的な耐久性照査の基本的な考え方や照査方法の例を示す。塩化物イオンの作用による鋼材腐食に対する耐久性の照査は、設定した境界条件のもと、監視期間中に、塩化物イオンの侵入に伴う鋼材腐食によって構造物の所要の性能が損なわれないことを確認することとなるが、ここでは、さらに性能が低下した場合でもそれを回復させることができる復旧性が議論される。そのためには、たとえば、コンクリートの表面ひび割れ幅が鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値以下であることを確認したうえで、鋼材位置における塩化物イオン濃度が、対策を講じることができる期間中に、鋼材腐食発生限界濃度に達しないことの確認を行うことが考えられる。

塩害による劣化を対象とした定量的な耐久性照査の基本的な考え方として、2012年制定土木学会コンクリート標準示方書[4]（以下、示方書とする）が参考となる。また、コンクリート材料特性から、過大なかぶりとなる場合等では、普通鉄筋ではなく、エポキシ樹脂塗装鉄筋やステンレス鉄筋を用いることも考えられる。それぞれの耐久性照査に関する基本的な考え方についても、土木学会のエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 [改訂版] [23] やステンレス鉄筋を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計施工指針（案） [24] を参考として、概要を述べることとした。

#### 5.2.2. 塩害の照査方法

ここでは、偶発作用として、焼却飛灰によって非常に高い濃度の塩化物イオンが、乾燥状態のコンクリートに作用することを考える。塩害の照査においては、(i)排水や遮水などを行ってコンクリートへの塩化物イオンの作用を停止させるまでの期間に進行する、表面からの塩化物イオンの侵入、および、(ii)その後の構造物の供用終了までに、コンクリート内部で進行する塩化物イオンの移動に関して、鋼材腐食が発生しないことを限界状態とすることとした。

乾燥状態のコンクリートへの塩化物イオンの侵入や遮水後のコンクリート内部での塩化物イオ

ンの移動の予測においては、一般的な設計式では直接的な考慮ができず、水分と塩化物イオンの連成挙動を評価可能な数値解析手法などの活用が有用である。

(1) 鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値

鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値は、ひび割れ位置における局所的な鋼材腐食により構造物の所要の性能が損なわれることがないように、構造物の条件に応じて適切な値を設定する必要がある。一般的な土木構造物に対する標準的な方法として、示方書では、鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値を、鉄筋コンクリートの場合、0.5mm を上限として、0.005c (c はかぶり) としてよいとしている。ただし、この値は確定的なものではなく、構造物が置かれる環境条件などに応じて限界値を設定する必要がある。しかしながら、偶発作用としての高濃度塩水に関する知見は十分ではないことから、十分に小さな値を設定する必要がある。

(2) 塩化物イオンの侵入に伴う鋼材腐食に対する照査

塩化物イオンの侵入に伴う鋼材腐食に対する照査は、次式に示すように、鋼材位置における塩化物イオンの濃度の設計値  $C_d$  の鋼材腐食発生限界濃度  $C_{lim}$  に対する比に構造物係数  $\gamma_i$  を乗じた値が、1.0 以下であることを確かめることにより行うことが一般的である。

$$\gamma_i \frac{C_d}{C_{lim}} \leq 1.0$$

数式 5-1

表 5.1 ステンレス鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度の推奨値

ステンレス鉄筋の種類	腐食発生限界塩化物イオン濃度の推奨値 (kg/m <sup>3</sup> )
SUS304-SD	15
SUS316-SD	24
SUS410-SD	9

ここで、構造物係数  $\gamma_i$  は、一般の土木構造物では 1.0~1.1 としている。普通鉄筋の鋼材腐食発生限界濃度は、従来は 1.2kg/m<sup>3</sup> とすることが一般的であったが、2014 年制定の示方書では、セメント種類と水セメント比に応じた値が示されている。一方、ステンレス鉄筋の場合には、腐食発生限界塩化物イオン濃度の推奨値として、表 5.1 の数値が示されている。なお、ここに示す腐食発生限界塩化物イオン濃度がコンクリート表面において想定される塩化物イオン濃度を上回る場合には、ステンレス鉄筋に腐食が生じる可能性は極めて低いため、鉄筋腐食に対する照査を行わなくてよいこととなる。

鋼材位置における塩化物イオンの濃度の設計値は、一般の土木構造物の場合、Fick の拡散方程式を表面濃度一定として得た次式の解析解を用いて設定することが多い。

$$C_d = \gamma_{cl} C_0 (1 - \operatorname{erf}(\frac{0.1 \cdot c_d}{2\sqrt{D_d \cdot t}})) + C_i$$

数式 5-2

ここで、 $C_0$ ：コンクリート表面における塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )、 $c_d$ ：施工誤差を考慮したかぶりの設計値 (mm)、 $D_d$ ：塩化物イオンに対する設計拡散係数の設計値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )、 $t$ ：塩化物イオンの侵入に対する耐用年数 (年)、 $C_i$ ：初期塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ ) (一般には  $0.30 \text{ kg/m}^3$ )、 $\gamma_{cl}$ ：鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値のばらつきを考慮した安全係数 (一般には 1.3)、 $\text{erf}$ ：誤差関数である。

一方、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる場合には、塗膜の塩化物イオンの浸透性を表す見かけの拡散係数の概念を導入し、塗装をしていない普通鉄筋と同様の照査を行うこととなる。ここで素地鋼材位置における塩化物イオンの濃度の設計値は、Fick の拡散方程式においてエポキシ樹脂塗装の遮蔽効果を同等の効果をもつかぶりコンクリートの仮想厚さに換算し、次式によって求めることができる。

$$C_d = \gamma_{cl} C_0 \left( 1 - \text{erf} \left( \frac{0.1}{2\sqrt{t}} \left( \frac{c_d}{\sqrt{D_d}} + \frac{c_{epd}}{\sqrt{D_{epd}}} \right) \right) \right)$$

数式 5-3

ここで、 $c_{epd}$ ：エポキシ樹脂塗膜の厚さの設計値 (mm)、 $D_{epd}$ ：エポキシ樹脂塗膜内への塩化物イオンの侵入を拡散現象とみなした場合の塩化物イオンに対する設計拡散係数の設計値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ ) である。 $D_{epd}$  は、JSCE-E 102 「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格」を満たす範囲内でのエポキシ樹脂塗装鉄筋の品質のばらつきと長期における品質安定性の不確定要因を考慮して定めるものとする。JSCE-E 102 の品質規格を満足するエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用し、設計供用期間内に特別な対策を講じることなく所要の耐久性を保持する構造物の設計を行う場合には、 $2.0 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{年}$  としてよいとされている。

塩化物イオンに対する設計拡散係数は、示方書の場合、ひび割れの影響を考慮して、次式によって計算できることが示されている。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left( \frac{w}{l} \right) \cdot D_0$$

数式 5-4

ここで、 $\gamma_c$ ：コンクリートの材料係数 (一般には 1.0 だが、上面では 1.3 とするのがよい)、 $D_k$ ：コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )、 $\lambda$ ：ひび割れの存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数 (一般に 1.5)、 $D_0$ ：コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 (一般に  $400 \text{ cm}^2/\text{年}$ )、 $w$ ：ひび割れ幅 (mm)、 $l$ ：ひび割れ間隔 (mm) である。

塩化物浸透の照査においては、拡散に加えて移流による塩化物イオンの移動を考慮する必要があることやコンクリート表面における塩化物イオン濃度の変化を考慮する必要がある。

なお、照査のための数値の設定が困難である場合には、信頼できる防水工を適切に設けることによって、コンクリート中に塩化物イオンが侵入しないようにすることも考えられる。凍結防止

剤の散布による塩害対策については、防水工や排水工による対策が現実的であるとされている。

### (3) コンクリートの塩化物イオン拡散係数の特性値の設定

コンクリートの塩化物イオン拡散係数の特性値は、次のいずれかの方法で求めることができる。

- (i) 水セメント比と見掛けの拡散係数との関係式
- (ii) 電気泳動法や浸漬法を用いた室内試験または自然暴露実験
- (iii) 実構造物調査

示方書では、(i)に関してセメント種類ごとの関係式、(ii)に関して電気泳動試験による実効拡散係数からの換算式などが示されている。なお、浸漬・暴露期間や材齢によって得られる拡散係数が大きく異なることがあり、特にフライアッシュコンクリートの場合には、その影響が強いとされている。また、一般には飽水状態での拡散係数が求められることが多いが、乾燥状態のコンクリートに塩水が作用した場合には、移流の効果によって塩化物イオンの浸透が促進されることに注意が必要である。

### (4) コンクリートの表面塩化物イオン濃度の設定

塩害に関するコンクリートの表面塩化物イオン濃度は、一般の土木構造物では、海からの飛来塩化物量に応じた値が示されているが、塩化カルシウムなどの高濃度塩水については特殊な条件であり、別に適切な値を設定することが必要である。また、表面塩化物イオン濃度が変化しえることにも注意が必要である。

## 5.2.3. 塩害の照査の検討例

塩害による鋼材腐食に対する照査の検討例を以下に示す。なお、いずれにおいても照査の手順を例示するものであって、これによって実際の処分施設の耐久性を保証するものではない。

### (1) 条件

コンクリートは、(A)普通コンクリート（普通ポルトランドセメント、 $W/C=55\%$ ）、(B)対策コンクリート（フライアッシュセメント、 $W/C=40\%$ ）、(C)容器用対策コンクリート（フライアッシュセメント、 $W/C=30\%$ ）の3種類を比較する。

施工誤差を考慮したかぶりの設計値は  $100\text{mm}$  とする。コンクリートのひび割れ幅は  $0.1\text{mm}$  とし、いずれも鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値以下であるとする。また、ひび割れ間隔は  $200\text{mm}$  とする。

コンクリートは十分に養生を行い、偶発作用の発生までは相対湿度  $60\%$  の安定した乾燥環境であるものとする。また、十分に材齢が経過した後に発生し、高濃度塩水として濃度  $26.5\%$  の  $\text{NaCl}$  水溶液が作用するものとする。偶発作用を取り除いたのちは封緘状態であるものとする。この処置には1年間で行うものとするが、比較のため、対策を行わなかった場合についても照査する。なお、温度はすべてにおいて  $20^\circ\text{C}$  とする。

高濃度塩水による化学的侵食に対する照査は別に行い、ここでは化学的侵食などの他の劣化が生じておらず、塩害のみが検討対象になるものとする。

表 5.2 鋼材腐食発生限界濃度

	セメント種類	W/C (%)	鋼材腐食発生限界濃度 (kg/m <sup>3</sup> )
(A)普通コンクリート	普通ポルトランドセメント	55	1.75
(B)対策コンクリート	フライアッシュセメント	40	2.06
(C)容器用対策コンクリート	フライアッシュセメント	30	2.32

(2) 示方書の設計式を用いた例

① 鋼材腐食発生限界濃度の設定

鋼材腐食発生限界濃度は、セメント種類と水セメント比から、示方書の式を用いて表 5.2 のように設定した。

② コンクリートの塩化物イオン拡散係数の設定

塩化物イオンに対する設計拡散係数は、水セメント比との関係から求められる塩化物イオン拡散係数の特性値をもとに、表 5.3 のように設定した。なお、水セメント比と見掛けの拡散係数との関係式は、普通ポルトランドセメントについては示方書の式を用いたが、フライアッシュセメントについては、長期材齢における低下を考慮するために、土木学会コンクリートライブラリー 132 号「循環型社会に適合したフライアッシュコンクリートの最新利用技術」で示された、材齢 5 年以上のデータの回帰式を使用した。

表 5.3 コンクリートの拡散係数

	セメント種類	W/C (%)	拡散係数の特性値 (cm <sup>2</sup> /年)	設計拡散係数 (cm <sup>2</sup> /年)
(A)普通コンクリート	普通ポルトランドセメント	55	1.907	2.779
(B)対策コンクリート	フライアッシュセメント	40	0.115	0.449
(C)容器用対策コンクリート	フライアッシュセメント	30	0.052	0.368

表 5.4 高濃度塩水作用時のコンクリートの表面塩化物イオン (Cl) 濃度

	セメント種類	W/C (%)	自由 Cl 濃度 (kg/m <sup>3</sup> )	固定化 Cl 濃度 (kg/m <sup>3</sup> )	表面塩 Cl 濃度 (kg/m <sup>3</sup> )
(A)普通コンクリート	普通ポルトランドセメント	55	15.4	6.4	21.9
(B)対策コンクリート	フライアッシュセメント	40	11.2	7.5	18.7
(C)容器用対策コンクリート	フライアッシュセメント	30	6.6	9.6	16.1

### ③ 偶発作用におけるコンクリートの表面塩化物イオン濃度の設定

極めて高濃度の塩化物イオンが作用した場合のコンクリートの表面塩化物イオン濃度に関しては十分な知見がなく、実験等によって値を検討することが望ましいが、ここでは、暫定的な簡易法として以下の手順で計算することとした。

- 1) コンクリートの配合や水和物生成量を仮定し、細孔量を算出する。
- 2) コンクリート表面の細孔は作用する NaCl 水溶液(濃度 26.5w%)にて満たされていると仮定し、前述の細孔量から自由塩化物イオン濃度を算出する。
- 3) コンクリート表面の細孔溶液中の吸着または固定された固定化塩化物イオン濃度は、石田ら [25] の実験で得られた塩化物イオン量との関係式を用いて算出する。
- 4) 自由塩化物イオン濃度と固定化塩化物イオン濃度の合計値をコンクリートの表面塩化物イオン濃度とする。

以上の計算で得られた表面塩化物イオン濃度を表 5.4 に示す。なお、次に示す計算では、数式 5-2 に示した安全係数 $\gamma_{cl}$  (=1.3) を考慮するため、計算される塩化物イオン濃度の表面での値は、ここで得られた値の 1.3 倍となる。

### ④ 計算されたコンクリート中の塩化物イオン濃度の分布

Fick の拡散方程式によって計算した、塩水の作用から、1、10、100、300 年後のコンクリート中の塩化物イオン濃度の分布を図 5.1～図 5.3 に示す。

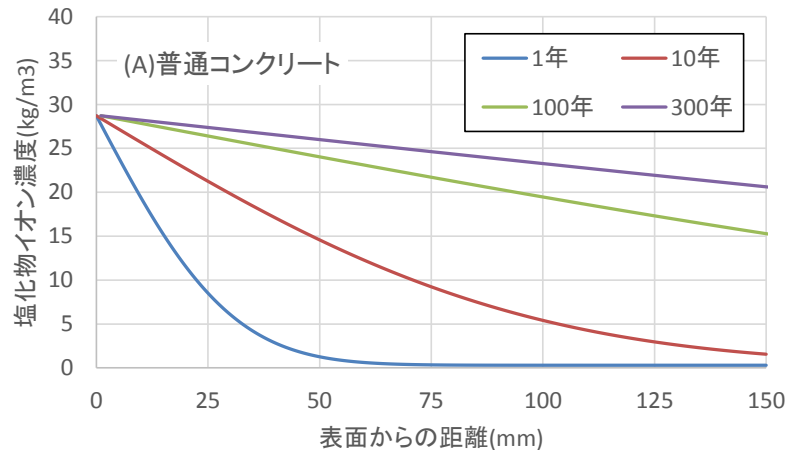


図 5.1 示方書式で計算した塩化物イオンの分布 (普通コンクリート)



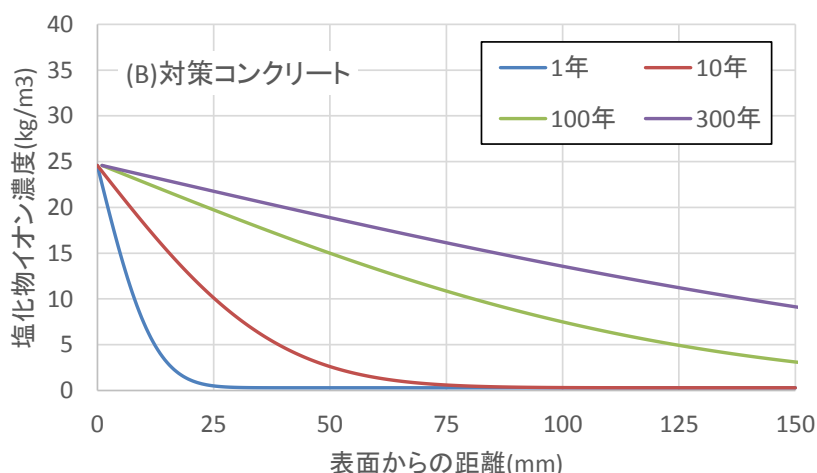


図 5.2 示方書式で計算した塩化物イオンの分布（対策コンクリート）

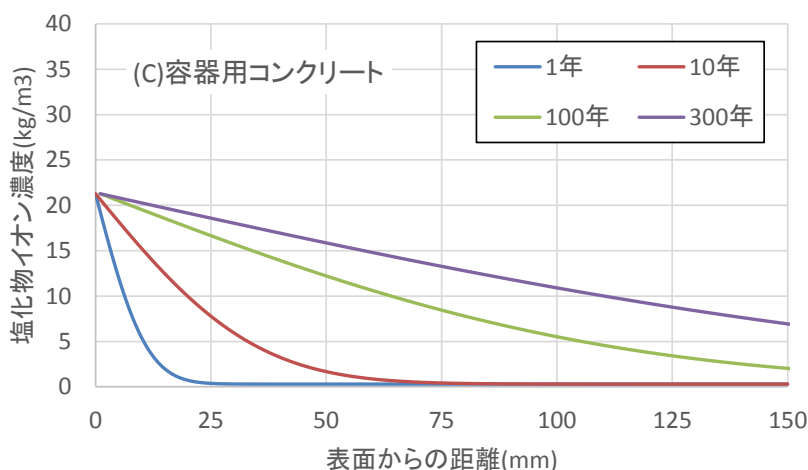


図 5.3 示方書式で計算した塩化物イオンの分布（容器用コンクリート）

### ⑤ 塩害の照査

偶発作用としての高濃度塩水の作用に対して、ここでは、(i)排水や遮水などを行ってコンクリートへの塩化物イオンの作用を停止させるまでの期間に進行する、表面からの塩化物イオンの侵入、および、(ii)その後の構造物の供用終了までに、コンクリート内部で進行する塩化物イオンの移動に関して、鋼材腐食が発生しないことを照査する。

簡易検討として、(i)に関しては、高濃度塩水の作用から所定の期間の間に、Fick の拡散則で求めた鋼材位置の塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界濃度に達しないことの照査を行う。ここでは乾燥状態のコンクリートへの塩化物イオンの侵入における移流の効果を考慮していないが、限界状態を十分に安全側としていることや水の浸潤深さには限界があるとの研究報告もあることを考慮した。(ii)に関しては、(i)においてコンクリート中に侵入した塩化物イオンの総量と初期塩化物イオン濃度の和をかぶりコンクリートの体積で除したものが、鋼材腐食発生限界濃度に達しないことの照査を行うこととする。これは遮塩後のコンクリートの内部での移動による塩化物イオンの再分配は濃度勾配を小さくするように生じると考え、安全側に設定したものである。

鋼材位置での塩化物イオン濃度およびかぶりコンクリート体積に対する塩化物イオン濃度（侵

入した塩化物イオンの総量と初期塩化物イオン濃度の和をかぶりコンクリートの体積で除したものの)について、計算値および鋼材腐食発生限界濃度との比較による判定結果を表 5.5、表 5.6 に示す。鋼材位置での塩化物イオン濃度は、1 年後ではいずれにおいても鋼材腐食発生限界濃度に達していなかったが、10 年後では普通コンクリートで鋼材腐食発生限界濃度に達していた。また、100 年後では、すべてのコンクリートで鋼材腐食発生限界濃度に達した。一方で、かぶりコンクリート体積に対する塩化物イオン濃度は、1 年間で遮塩では普通コンクリートおよび対策コンクリートが鋼材腐食発生限界濃度に達し、10 年間で遮塩ではすべてのコンクリートで鋼材腐食発生限界濃度に達した。よって、今回の計算では、容器用コンクリートを用いて 1 年間で遮塩による復旧をした場合には、塩害による鋼材腐食は生じないと判定された。

表 5.5 鋼材位置での塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)と判定結果 (普通鉄筋)

	1 年後	10 年後	100 年後	300 年後
(A)普通コンクリート	0.30 (OK)	5.41 (NG)	19.4 (NG)	23.2 (NG)
(B)対策コンクリート	0.30 (OK)	0.32 (OK)	7.38 (NG)	13.5 (NG)
(C)容器用対策コンクリート	0.30 (OK)	0.30 (OK)	5.42 (NG)	10.8 (NG)

表 5.6 かぶりコンクリート体積に対する塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)と判定結果 (普通鉄筋)

	1 年間で遮塩	10 年間で遮塩	100 年間で遮塩
(A)普通コンクリート	5.79 (NG)	17.3 (NG)	53.9 (NG)
(B)対策コンクリート	2.30 (NG)	6.23 (NG)	18.8 (NG)
(C)容器用対策コンクリート	1.84 (OK)	4.95 (NG)	14.8 (NG)

なお、ステンレス鉄筋を用いた場合には腐食発生限界塩化物イオン濃度が大幅に上昇するため、塩害に対する耐久性が普通鉄筋よりも大幅に向上する。たとえば、ステンレス鉄筋 SUS304-SD を用いた場合には腐食発生限界塩化物イオン濃度が 15kg/m<sup>3</sup> となるため、それぞれの判定は次の表 5.7、表 5.8 のようになり、大幅に改善する。普通コンクリートの場合には高濃度塩水の作用から 1 年、対策コンクリートの場合には 10 年、容器用対策コンクリートでは 100 年で作用を止めれば、腐食は発生しないこととなる。

表 5.7 鉄筋位置での塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)と判定結果 (ステンレス鉄筋)

	1 年後	10 年後	100 年後	300 年後
(A)普通コンクリート	0.30 (OK)	5.41 (OK)	19.4 (NG)	23.2 (NG)
(B)対策コンクリート	0.30 (OK)	0.32 (OK)	7.38 (OK)	13.5 (OK)
(C)容器用対策コンクリート	0.30 (OK)	0.30 (OK)	5.42 (OK)	10.8 (OK)

表 5.8 かぶりコンクリート体積に対する塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)と判定結果(ステンレス鉄筋)

	1年間で遮塩	10年間で遮塩	100年間で遮塩
(A)普通コンクリート	5.79 (OK)	17.3 (NG)	53.9 (NG)
(B)対策コンクリート	2.30 (OK)	6.23 (OK)	18.8 (NG)
(C)容器用対策コンクリート	1.84 (OK)	4.95 (OK)	14.8 (OK)

表 5.9 エポキシ塗装鉄筋使用時の素地鋼材位置での塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)と判定結果

	1年後	10年後	100年後	300年後
(A)普通コンクリート	0.00 (OK)	0.00 (OK)	5.27 (NG)	12.6 (NG)
(B)対策コンクリート	0.00 (OK)	0.00 (OK)	1.23 (NG)	6.29 (NG)
(C)容器用対策コンクリート	0.00 (OK)	0.00 (OK)	0.82 (OK)	4.89 (NG)

表 5.10 エポキシ樹脂塗装の遮蔽効果による仮想かぶり厚さを加算したかぶりコンクリート体積に対する塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)と判定結果

	1年間で遮塩	10年間で遮塩	100年間で遮塩
(A)普通コンクリート	1.53 (NG)	5.25 (NG)	17.0 (NG)
(B)対策コンクリート	0.94 (OK)	3.07 (NG)	9.90 (NG)
(C)容器用対策コンクリート	0.74 (OK)	2.50 (NG)	8.04 (NG)

また、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた場合には、塗膜による保護効果によって素地鉄筋における塩化物イオン濃度が小さく計算されるため、塩害に対する耐久性は普通鉄筋を用いた場合よりも大きく向上する。表には、エポキシ塗装鉄筋を用いた場合の計算結果を示す。ここでの塗装厚さには、品質規格値として必要諸性能を満足したうえで遮蔽性を高められる塗装厚さとして 220 ± 40μm が定められていることから、180μm として計算した。また、初期塩化物イオン量は 0、腐食発生限界塩化物イオン濃度は 1.2kg/m<sup>3</sup>とした。表 5.9 より、塗装のない普通鉄筋と比べて塩化物イオン量を大幅に抑制できていることが分かる。

さらに、遮塩後のコンクリート内部での塩化物の再分配に関する検討として、かぶりコンクリート体積に対する塩化物イオン濃度（侵入した塩化物イオンの総量と初期塩化物イオン濃度の和をかぶりコンクリートの体積で除したもの）（表 5.9）においては、エポキシ樹脂塗装の影響を数式 5-3 に基づき仮想かぶり厚さ（エポキシ樹脂と同等の遮蔽効果を有するコンクリートの厚さ）として加算することとした。計算された仮想かぶり厚さは、普通コンクリートで 212.2mm、対策コンクリートで 85.3mm、容器用対策コンクリートで 77.2mm となった。ここで計算された仮想かぶり厚さは、換算対象となるコンクリートの拡散係数の値によって変化するため、普通コンクリートで大きく、容器用対策コンクリートで小さな値となったが、エポキシ樹脂の遮蔽効果としては同じである。かぶりコンクリート体積に対する塩化物イオン濃度および腐食発生限界塩化物イオン濃度を 1.2kg/m<sup>3</sup>とした判定結果を示す。対策コンクリートまたは容器用対策コンクリートを

用い、1年間で塩水の作用を止めれば腐食は発生しないこととなった。なお、ここで設定した素地鋼材位置での腐食発生限界塩化物イオン濃度  $1.2\text{kg/m}^3$  は、コンクリート中の値よりも小さな数値である。その根拠は必ずしも十分ではなく、実際には腐食のために必要となる酸素の供給も大幅に抑制されると考えられることから、相当に安全側の設定となっていると考えられる。

### (3) 水分と塩化物イオンの移動に関する連成挙動を考慮した数値解析による例

#### ① 数値解析手法の概要

水分と塩化物イオンの移動に関する連成挙動を考慮した数値解析の例として、熱力学連成解析システム DuCOM を用いて検討を行う。DuCOM は東京大学コンクリート研究室で開発された数値解析プログラム[26][27][28]で、セメント系材料の水和過程から各種劣化現象までを逐次計算するものである。塩化物イオンの拡散係数や表面塩化物イオン濃度、透水係数などは、セメント種類や配合、養生条件などをもとに自動計算される。ここでは、イオンの拡散に加え、液状水の移動とそれに伴うイオンの移流が重要となる。近年、液状水の移動とイオンの拡散・移流の連成現象を対象とした数値解析は数多く開発されており、他の手法を用いても同様の検討は可能である。

ここでの計算対象は対策コンクリートのみとし、28日間の湿潤養生後、飽水状態で高濃度塩水が作用するものとした。また、普通鉄筋を用いることとし、部材厚さは600mmとした。

#### ② 計算されたコンクリート中の塩化物イオン濃度の分布

熱力学連成解析システム DuCOM を用いて計算した、塩水の作用を、1または10年後まで、および300年間常に受けたコンクリートの、塩水作用開始から300年後までの塩化物イオン濃度の分布を示す。10年または1年で遮塩した後は、表面付近での塩化物イオン濃度が減少するとともに、内部へ拡散している。なお、常時高濃度塩水が作用した場合には示方書とほぼ同じ計算条件であるが、解析プログラム内で計算される拡散係数や表面塩化物イオン濃度が異なるため、示方書の計算結果とは完全には一致していないが、ほぼ同等の値となっている。

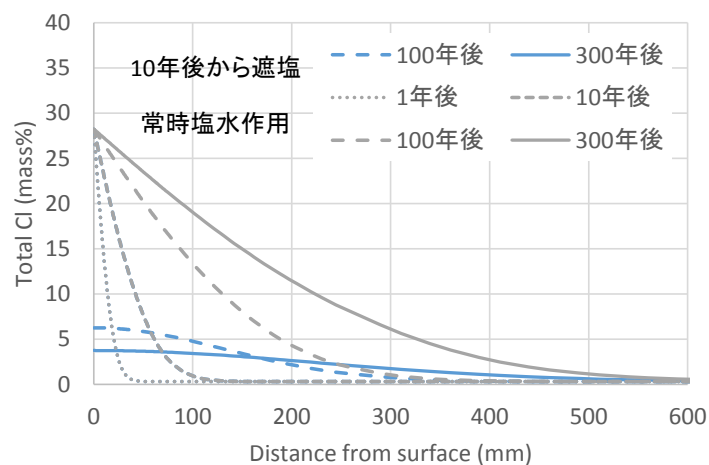


図 5.4 DuCOM で計算した塩化物イオンの分布 (対策コンクリート)  
(常時塩水作用と塩水作用 10 年後から遮塩した場合の比較、部材全域)

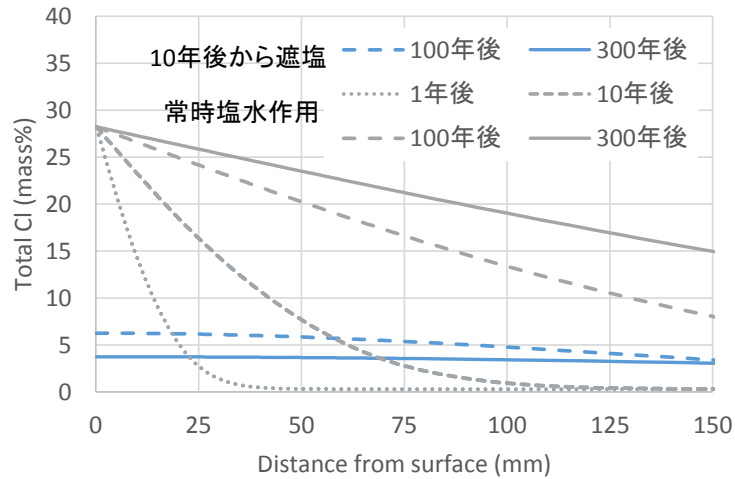


図 5.5 DuCOM で計算した塩化物イオンの分布 (対策コンクリート)  
(常時塩水作用と塩水作用 10 年後から遮塩した場合の比較、150mm まで)

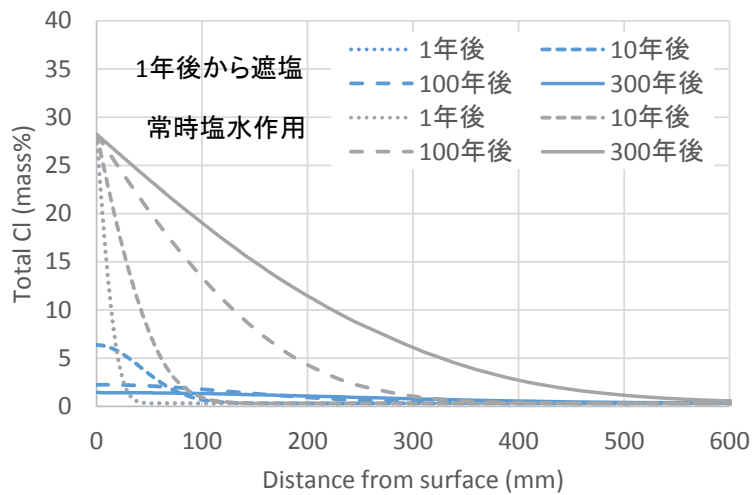


図 5.6 DuCOM で計算した塩化物イオンの分布 (対策コンクリート)  
(常時塩水作用と塩水作用 1 年後から遮塩した場合の比較、部材全域)

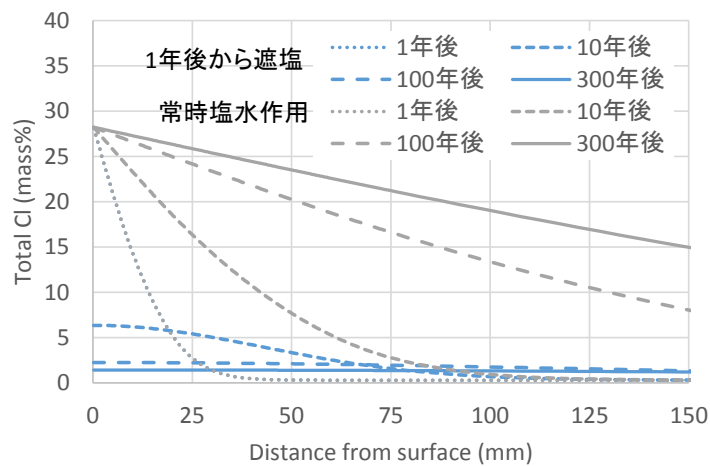


図 5.7 DuCOM で計算した塩化物イオンの分布 (対策コンクリート)  
(常時塩水作用と塩水作用 1 年後から遮塩した場合の比較、150mm まで)

### ③ 塩害の照査

偶発作用としての高濃度塩水の作用に対して、作用開始から 300 年後までの鉄筋位置での塩化物イオン濃度が、鋼材腐食発生限界濃度に達していないことを照査する。ここでの鋼材腐食発生限界濃度は、普通鉄筋に関する簡易検討で示方書式によって求めたものとし、 $2.06\text{kg/m}^3$  とした。その結果を表 5.11 に示す。

遮塩後のコンクリート中での塩化物イオンの再分配を逐次計算しているため、鉄筋位置である表面から 100mm の位置での塩化物イオン濃度はいったん上昇した後に、減少している。厳密には経時的な変化から最大値を抽出する必要があるが、塩水の作用から 1 年後に遮塩した場合（高濃度塩水の作用が 1 年間であった場合）には、10 年、100 年、300 年時点の塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界濃度を下回る結果となった。

表 5.11 鋼材位置での塩化物イオン濃度( $\text{kg/m}^3$ )と判定結果 (対策コンクリート)

	1 年後	10 年後	100 年後	300 年後
常時塩水作用	0.30 (OK)	1.58 (OK)	14.9 (NG)	20.1 (NG)
塩水作用開始から 10 年後に遮塩			5.08 (NG)	3.50 (NG)
塩水作用開始から 1 年後に遮塩		1.03 (OK)	1.86 (OK)	1.34 (OK)

## 5.3. アルカリ骨材反応

### 5.3.1. 基本的な考え方

偶発作用として高濃度塩水がコンクリートに作用し、塩化物がコンクリートに浸透した場合には、コンクリートのアルカリ骨材反応が促進されることとなる。ここでは、偶発作用に対するアルカリ骨材反応(ASR)の影響についての検討を例示する。

### 5.3.2. アルカリ骨材反応の照査の検討例

ここでは、飽和 NaCl に浸漬したコンクリートの膨張を測定した結果を用いた長期膨張挙動の予測を参考として示すとともに、偶発作用によって焼却飛灰から漏出するアルカリによるアルカリ骨材反応に対する耐久性照査方法について記載する。

図 5.8 に、各種フライアッシュを混合した供試体を  $40^\circ\text{C}$  飽和 NaCl 溶液に浸漬した時の膨張変化を示す。コンクリートに用いた骨材は、粗骨材の 30 質量%を、クリストバライトを含む反応性の高い安山岩であり、その他の粗骨材および細骨材は非反応性の石灰岩である。この膨張率測定結果を、図 5.9 に例示するように、Larive 式[20]を用いてフィッティングした。ASR による膨張率が 0.04%となった時にコンクリートにひび割れが発生する閾値と仮定し、各種フライアッシュの添加によって 0.04%に達するまでの時間が、フライアッシュ無添加での時間に対して何倍の時間を要するか( $t_{ap}$ )を予測した。

結果を図 5.10 に示す。用いるフライアッシュによって異なるが、FA15%で 0.04%の膨張量に達するまで無混和の 2.3~3.6 倍遅延することが分かる。本結果は、コンクリートの試験開始までの

前養生期間が 28 日であるが、91 日前養生を行った供試体について同様に予測した結果を図 5.11 に示す。前養生期間を 91 日にすることで、遅延倍率は 1.6~6.8 倍となり、ブレーンの大きい IV 種フライアッシュでは遅延倍率の向上が認められなかった。これらのことから、用いる FA の品質を適切に選定することで、効果的に高濃度塩水などの外来アルカリに対して ASR を抑制することが可能であり、また、コンクリートの前養生を十分に行うことが重要であることが分かる。これらの結果を実際の時間スケールに換算することは難しいが、塩化物イオンの浸透を適切に制御することで、それよりも拡散係数の小さなアルカリ金属イオンのコンクリートへの侵入を抑制することができる。

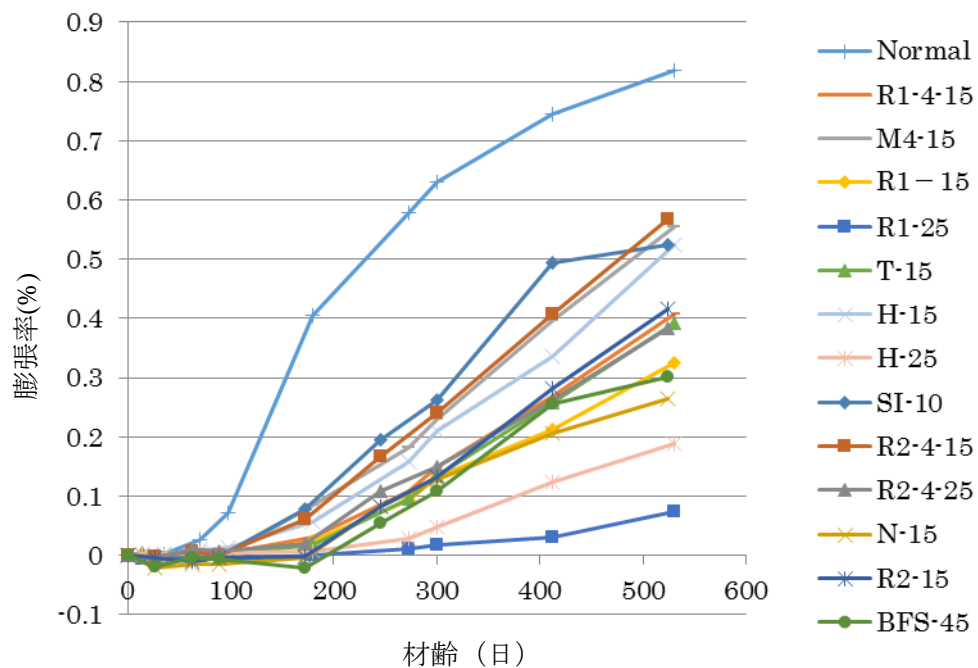


図 5.8 飽和 NaCl 溶液に浸漬した、各種 FA を置換したコンクリートの膨張挙動  
 (Normal : 混和材無混和、BFS : 高炉スラグ、  
 その他の記号 : フライアッシュの銘柄、-数値 : 混和材添加量%)

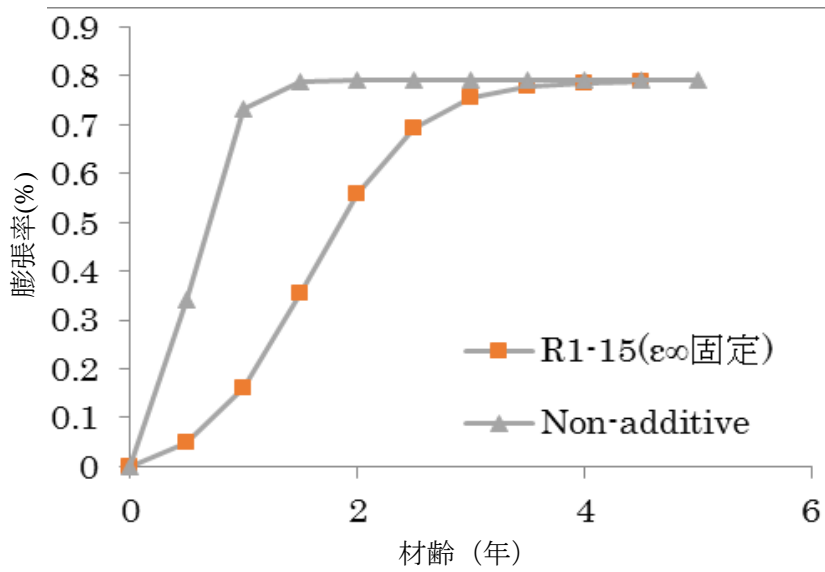


図 5.9 膨張挙動の予測例

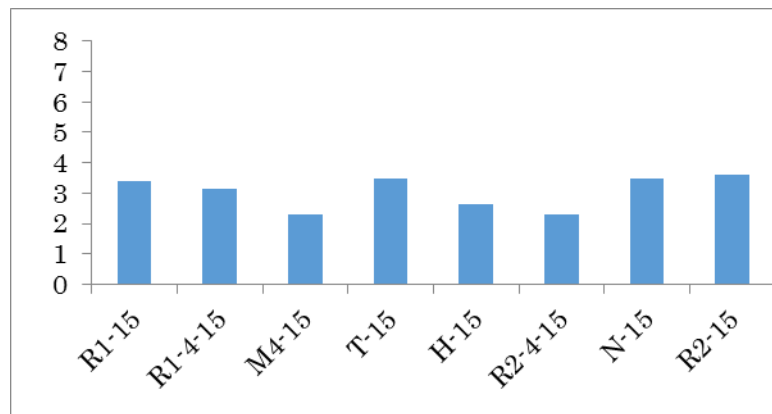


図 5.10  $t_{ap}$  (膨張量 0.04%に達するまでの期間) の無混和に対する比率 (前養生 28 日)  
(記号はフライアッシュの銘柄。置換率は 15mass%)

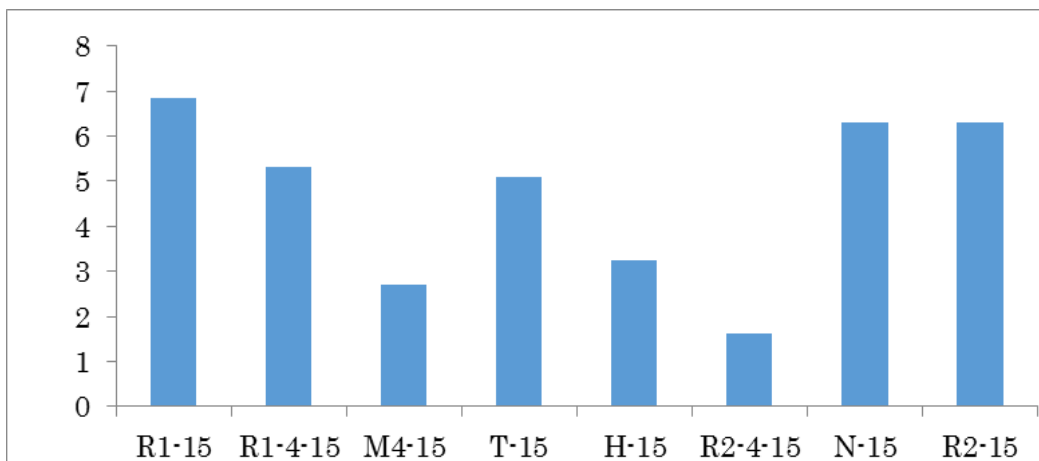


図 5.11  $t_{ap}$  (膨張量 0.04%に達するまでの期間) の無混和に対する比率 (前養生 91 日)  
(記号はフライアッシュの銘柄。置換率は 15mass%)

以上のように、工事における実配合を用い、飽和 NaCl 溶液あるいは焼却飛灰抽出液にコンクリートプリズムを浸漬させ、その膨張挙動から、5.2.2 に示した将来予測を行い、膨張率が数年内に



0.04%以下として、高濃度塩水による ASR 長期膨張予測によって照査が可能である。

また、混合材添加の場合、図 5.8 に示したように、フライアッシュ品質によってはフライアッシュ 15% 置換ではアルカリ骨材反応抑制は限定的である場合があり、また高炉スラグ 45% 置換でも、アルカリ骨材反応抑制は限定的である。従って、フライアッシュ B 種では偶発作用に対しての余裕度の確保は限定的となることが想定され、フライアッシュ置換量 30% 程度とし、かつ、前述の建設時コンクリートの長期膨張挙動予測による照査を満足する場合は、みなし仕様として、高濃度塩水による ASR 長期膨張予測による照査を省略できると考えられる。

参考として、反応性骨材を用いアルカリを添加しないコンクリート供試体を、焼却飛灰抽出模擬液（都市ごみ焼却灰を使用し、水粉体比 0.25 で抽出した時の化学組成）の液相化学組成を模した溶液（表 5-12）に、60° C 環境下で浸漬した場合の膨張挙動を図 5-11 示す。焼却飛灰抽出模擬液への浸漬で普通ポルトランドセメントのみを使用したコンクリート（図中の焼却飛灰抽出模擬液 FA 置換率 0%）は大きく膨張しており、焼却飛灰抽出模擬液のアルカリのコンクリートへの浸透で ASR が促進されていることが分かる。

表 5-12 焼却飛灰抽出模擬液の化学成分

濃度(mol/L)					pH
Na	K	Ca	SO <sub>4</sub>	Cl	
2.55	1.32	1.38	0.00	6.61	11.5

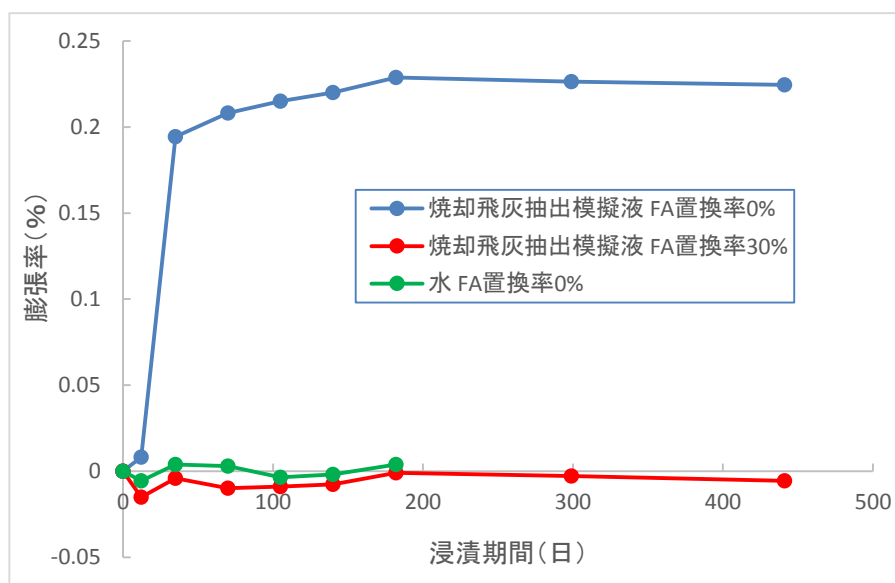


図 5-11 焼却飛灰抽出模擬液に浸漬したコンクリートの膨張挙動

#### 5.4. 化学的侵食(塩類劣化)

##### 5.4.1. 基本的な考え方

偶発作用として、汚染焼却飛灰に含まれる CaCl<sub>2</sub> などに起因した高濃度塩水がコンクリート構造物に作用した場合には、化学的侵食（塩類劣化）によってコンクリート構造物の性能が低下する可能性がある。第 II 部参考資料 II-9 に CaCl<sub>2</sub> に起因した化学的侵食を示した。

ここでは、2012年制定土木学会コンクリート標準示方書（以下、示方書とする）[4]を参考としながら、化学低侵食を対象とした耐久性に関する照査の基本的な考え方と検討の例を示す。

#### 5.4.2. 化学的侵食（塩類劣化）の照査の検討例

化学的侵食に対する照査は、設定した境界条件のもと、監視期間中に、化学的侵食による塩類劣化によって構造物の所要の性能が損なわれないこと、あるいは低下した性能を回復できることを照査することとなる。一般には、化学的侵食深さの設計値がかぶりの設計値以下となることの照査を行う。

ここで、化学的侵食は、焼却飛灰中の高濃度の塩化カルシウムが、セメント硬化体中の水酸化カルシウムと反応することによって、以下のように  $3\text{CaO}\cdot\text{CaCl}_2\cdot 15\text{H}_2\text{O}$  が生成する。この反応で体積膨張し、セメント硬化体を劣化させることを想定する。



数式 5-5

しかしながら、現時点では、化学的侵食による塩類劣化が構造物の性能に与える影響を定量的に評価するには必ずしも十分な知見がない。したがって、現状においては、侵食性物質の接触や侵入によるコンクリートの劣化が顕在化しないことを限界状態とすることが妥当である。示方書では、たとえば凍結防止剤（ $\text{CaCl}_2$  など）による化学的侵食に対しては、コンクリートの化学的侵食を構造物の所要の性能に影響を及ぼさない程度に抑えるために、水セメント比を 45% に設定するのがよいとしている。

また、コンクリート中の水酸化カルシウム  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  の含有量を減少させるとともに塩化物の浸透を抑制するために、高炉スラグ微粉末やフライアッシュ、シリカフェームなどの混和材をセメントに置換して用いることが有効である。また、前述のように、水セメント比を小さくすることも劣化の進行を遅らせることに効果がある。

これらのことから、化学的侵食の照査では、実験等によってあらかじめ検討し、その効果を定量的に評価するか、類似の条件における既往の知見により、化学的侵食深さの設計値がかぶりの設計値以下となることを確かめる。また、余裕度を確保するという観点から、みなし仕様として、水セメント比を 45% 程度、かつ、水酸化カルシウムを抑制できるフライアッシュを使用すれば、偶発作用による化学侵食に対する照査を省略してもよいと考えられる。

### 5.5. 化学的浸食（硫酸塩劣化）

#### 5.5.1. 基本的考え方

処分対象の汚染焼却飛灰には石膏が含有されている場合が多い。もし、焼却飛灰がコンクリートと直接接する場合には硫酸塩劣化の可能性を考慮する必要がある。通常はコンクリート表面の防食層により飛灰とコンクリートが直接接することはないが、偶発作用により発生した高濃度塩水から硫酸イオンがもたらされる可能性を考える。対策は、劣化を抑制できるコンクリートを用いる仕様規定型とする。

### 5.5.2. 化学的侵食(硫酸塩劣化)の照査の検討例

高濃度塩水は Ca イオン濃度が高く、石膏の溶解は抑制され硫酸イオン濃度が高まりにくい環境になる。したがって、偶発作用の早期発見により、水の供給を抑制すれば、焼却飛灰由来の硫酸連劣化の進行は限定的と考えられる。しかし、水が過剰に作用し、可溶性塩が洗い流されると硫酸塩劣化が進行することになる。したがって、偶発作用による高濃度塩水の作用を早期に除去することが重要である。石膏が常に作用し続ける場合、通常の硫酸イオンのみの浸透による劣化とは異なり、どのようなセメントを用いても完全にコンクリートのエトリングایت生成による膨張劣化を抑制することは難しいと考えられるが、フライアッシュなどのポゾラン材料を添加し、水セメント比を低くするなどして物資浸透抵抗性を高めることで抑制することが可能である。この抑制対策は、硫酸塩土壌に対するものと同等となる。

偶発作用に対しては数年の耐久性を保持することを求めるので、前記の硫酸塩土壌と同等の対策、すなわち混合セメント C 種を用い、水セメント比を 45%以下とする対策を講じるのがよいと考えられる。特に偶発作用による硫酸塩劣化については、偶発作用検出時の最先端の研究成果を参照して硫酸塩劣化に関し、適切な評価と予測を行い、対策を講じる必要がある。

## 5.6. Cs 浸透

### 5.6.1. 基本的な考え方

偶発作用による鉄筋コンクリート構造物内への浸水を考えると、放射性 Cs のコンクリートへの浸透評価は、遮断型相当の最終処分場からの Cs 漏洩に極めて重要である。この際、コンクリートが接するのは飛灰から発生した高濃度塩水であり、この中の安定 Cs を含めた挙動解析が重要となる。

照査方法では、実験的な検証例を示すが、偶発作用を想定した場合におけるコンクリートの塩害に対する耐久性照査を行えば、Cs 浸透に対する照査を省略してよいと考えられた。

### 5.6.2. Cs 浸透の照査の検討例

以下に実験的に Cs の浸透を検証した事例を示す。

実飛灰サンプルから発生する最も濃厚な溶液(飛灰抽出液)を実測し、同等な塩濃度の溶液を合成し、ここに安定 Cs を湿式分析で評価可能なレベル(400ppm)添加し、模擬溶液を作製し、各種コンクリート、もしくはモルタルを浸漬する実験を行った。浸漬は 20°C28 日とした。

飛灰抽出液は、固液比 0.25 で採取し、その組成は表 5.12 のとおりである。

表 5.12 飛灰抽出液の化学組成

濃度(mol/L)				pH
Na	K	Ca	Cl	
2.6	1.3	1.4	6.6	11.05

コンクリートの配合は以下のとおりである。

普通コンクリート : W/C=0.55、20°C28 日封かん養生。圧縮強度 34.6N/mm<sup>2</sup>。

対策コンクリート : FA30%、膨張材を 18kg/m<sup>3</sup> 添加。W/C=0.40。40°C28 日封かん養生。  
圧縮強度 57.6 N/mm<sup>2</sup>。

養生条件が異なり、圧縮強度レベルも異なるが、FA の長期的な水和の効果を勘案するため、十分な水和が得られる条件とした。本試験は配合の差を見ることが目的ではなく、標準的な普通コンクリートと、十分な施工管理を行った対策コンクリートの違いを検証することが目的なので、あえて異なる養生条件を採用した。

浸漬後のコンクリートを割裂し、硝酸銀噴霧により Cl 浸透フロントを特定した。その上で、研削厚さを決定し、10 層研削し、そのうち 8 層を分析した。図 5.12 にコンクリートに硝酸銀を噴霧した写真を示す。図 5.13 に、Cs と Cl の濃度プロファイルと硝酸銀による Cl 浸透深さの測定結果と共に示す。

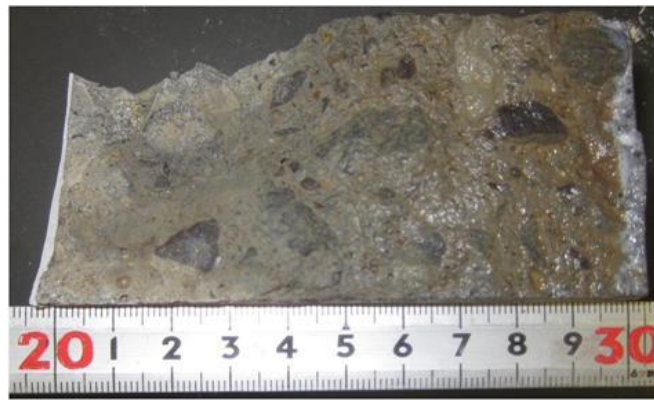
図 5.13 右によると、硝酸銀噴霧による評価と濃度プロファイルの Cl 浸透先端とはほぼ一致していた。Cs 浸透プロファイル(図 5.13 左)を見ると、Cl よりも浸透深さは小さいことが分かる。

希薄溶液中での Cs と Cl の自己拡散係数は同じなので、Cs 浸透深さが小さいということは、両者の濃度はまったく異なるが、試験の条件での Cs と鉄筋コンクリート構成物との相互作用の影響が Cl よりも強いと考えられる。本検討では 400ppm の Cs 濃度としたが、より低濃度(実飛灰の安定 Cs 濃度は 0.1~10ppm 程度)であれば、より Cs と鉄筋コンクリート構成物との相互作用は強くなり、さらに浸透深さは小さくなることが予想される。したがって、コンクリートが十分 Cl 浸透に耐久的であれば、偶発作用に対しても塩害以上の余裕度を確保でき、Cs 漏洩は起きないと考えられる。

20°C28 日の浸漬から、より長期の Cs 浸透を予測すると、対策コンクリートでは 1 年で 2.5cm、30 年で 8cm、普通コンクリートでは 1 年で 4.5cm、30 年で 15cm となる。

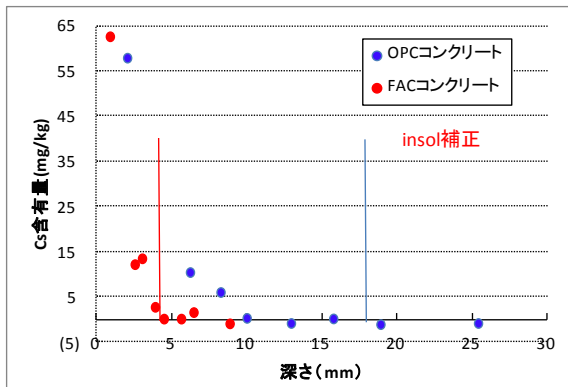


普通コンクリート

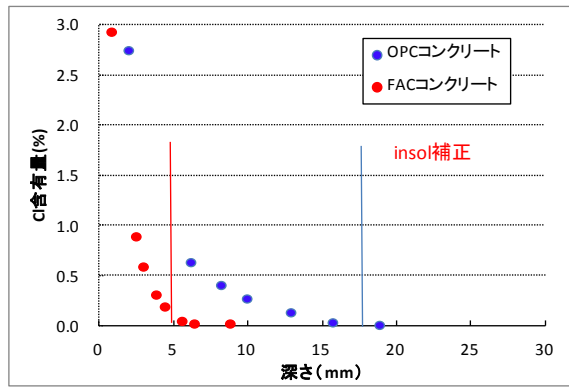


対策コンクリート

図 5.12 飛灰抽出模擬溶液に浸漬したコンクリート割裂面への硝酸銀噴霧



Cs の含有量分布



Cl の含有量分布

図 5.13 飛灰抽出模擬溶液からコンクリートへのCsとClの浸透  
(浸漬条件:20°C28日間、OPC:普通コンクリート、FA:対策コンクリート)

## 6. 施工における品質確保に関する事例検討(コンクリート施工)

### 6.1. はじめに

第 I 部で述べたように、本施設は放射性物質を対象とするために高い性能が求められる可能性がある一方で、工期が十分ではない可能性がある。すなわち、優れた施工を行うことが極めて重要になると考えられる。ここでは、施工の基本的事項を整理するとともに、品質確保のための事例を紹介するととした。

鉄筋コンクリート構造物の施工は、設計図書に基づいて施工計画を立案し、この施工計画に従って、適切に品質を管理しながら構造物を構築し、構造物が設計図書通りに構築されていることを検査することが原則となる。土木学会コンクリート標準示方書 [施工編] [29] (以下、示方書とする) を参照するとよい。

特に、最終処分施設の鉄筋コンクリート構造物は部材の断面が大きく、また、耐久性向上の観点から富配合となると考えられることから、マスコンクリートの温度ひび割れの抑制対策が求められる。示方書のほか、日本コンクリート工学会のマスコンクリートひび割れ制御指針[2]などを参照するとよい。また、耐久性向上の観点からフライアッシュを用いる場合には、養生などに特段の注意が必要となるので、土木学会のフライアッシュを用いたコンクリートの施工指針(案)など [30][31]を参照するとよいと考えられる。なお、水密性が求められるため、継目を設ける場合にはその影響を十分に考慮しなければならない。

### 6.2. 品質管理

示方書には、所要の品質を有する鉄筋コンクリート構造物を経済的に造るため、施工の各段階において品質管理を適切に行わなければならないことが記載されている。具体的には、コンクリート材料および補強材の品質管理、コンクリート製造の品質管理、フレッシュコンクリートの品質管理、硬化コンクリートの品質管理、コンクリート施工の品質管理、鉄筋コンクリート構造物の品質管理が示されている。コンクリートの品質管理では、(a)配合の確認、(b)フレッシュコンクリートの (i)スランプ試験、(ii)空気量試験、(iii)温度管理、(c)硬化コンクリートの強度試験などが挙げられる。施工の品質管理では、(a)準備段階における品質管理のほか、(b)コンクリート工に関して、(i)現場までの運搬、(ii)現場内での運搬、(iii)打込みおよび締固め、(iv)仕上げ、(v)養生、(c)鉄筋工に関して、(i)配筋図の確認、(ii)鉄筋工の計画、(iii)納入と貯蔵、(iv)加工、(v)組立、(d)型枠および支保工に関して、(i)設計および確認、(ii)図面と施工の確認、(iii)使用時の管理、(iv)取外しの時期および方法の確認が行われる。

品質管理は施工者の自主的な活動であり、施工者自らがチェックシートを作成して活用している事例がある。一方、山口県では、後述するような施工状況把握チェックシートを用い、発注者の立場で施工状況を把握する取り組みを行っている。

本技術資料が対象とするような重要な構造物の施工においては、受発注者双方において、適切な品質管理の方策をあらかじめ確認しておくとともに、施工管理の記録を行うことが望ましい。

### 6.3. 検査

検査は、検査計画にに基づき、構造物の発注者の責任のもとに実施し、品質が判定基準に適合

しているか否かを判定するものである。示方書では、コンクリート材料の受入れ検査、コンクリートの製造設備の検査、レディーミクストコンクリートの受入れ検査、補強材の受入れ検査、施工の検査、鉄筋コンクリート構造物の検査が示されている。施工の検査では、コンクリート工（運搬、ポンプ圧送、打込み、養生）、鉄筋工（加工、組立、継手）、型枠工および支保工の検査が行われる。鉄筋コンクリート構造物の検査では、部材の位置及び形状寸法、表面状態、構造物中のコンクリート、かぶりの検査のほか、部材または構造物の載荷試験を行う場合がある。

一般には、各種受入れ検査やコンクリート工および目視による表面状態の検査を確実にを行い、これらが合格と判断されれば、構造物中のコンクリートは所要の性能を有するものとされる場合が多い。しかしながら、養生などの施工の状況は、構造物表層のコンクリートの品質に大きな影響を及ぼし、特に耐久性を左右することが、最近の研究では指摘されている。示方書では、あらかじめ検査計画に定めた場合や受け入れ検査等において不合格となった場合などを対象とはしているが、構造物中のコンクリートの検査方法として、(a)構造物中のコンクリート表面に対して実施する非破壊試験、(b)構造物中の硬化コンクリートを採取して行う試験、(c)受け入れ時にコンクリートを採取して実施工環境と同様の条件を再現して行う試験が説明されている。(a)の非破壊試験には信頼性の課題が指摘されているものの、たとえば表層透気試験（トレント法）に関しては、2013年にスイス標準規格 SIA202/1 に採用されており、技術開発やデータの蓄積が進められている。

#### 6.4. 品質確保に関する実践例

品質確保の一例として、ここでは、山口県の取り組みを紹介する。山口県では、「コンクリートのひび割れ抑制システム」[\[32\]\[33\]\[34\]](#)を構築し、品質の確保や向上を実現している。ここでは、特に温度ひび割れの抑制対策としては、(1)適切な施工時期、(2)材料等による適切な対策方法、(3)確実な施工の実施の3要素を柱としており、発注者・設計者・施工者の協働体制やデータベースに基づくPDCAサイクルの構築などを実現している。このうち、(3)確実な施工の実施に関しては、「施工状況把握チェックシート」(表 6.1 [\[32\]](#))を用い、発注者が積極的に関与したひび割れ抑制対策を行っている。チェックシートに記載の内容は示方書に示された施工の基本事項を遵守することによって、不適切な施工によるひび割れを排除することができる。監督職員による施工状況把握は、契約の適正な履行のために公共工事の発注者が行うもので、本チェックシートは、監督職員の技術力や知識の向上と平準化のほか、県ホームページ上で公開することによって施工者との情報共有にも役立っている。チェックシートを用いた施工状況把握の結果は半年ごとに県のホームページで公開されており、指摘事項数が、平成 19 年の運用開始以後に明らかに減少していることが分かる (図 6.1 [\[35\]](#))。

一方、当然ながら、施工の基本事項の遵守は施工者の役割であることから、チェックシートを自社の施工管理のツールとして活用している事例もある。施工を行う施工者と工事の監督を行う発注者の双方で、コンクリートの品質確保のための具体的な方策を講じることが重要である。

なお、山口県におけるこれまでの運用で得られた多くの知見を踏まえて、対象を「ひび割れ抑制」から「品質確保」に拡大し、平成 26 年より「コンクリート構造物品質確保ガイド」[\[36\]](#)に移行している。ここでは、品質確保として、前述の3要素に加え、防水対策と鉄筋組み立ての精度確保が加えられている。

表 6.1 山口県の施工状況把握チェックシート（記入例つき） [32]

事務所名	〇〇土木建築事務所			工事名	県道〇〇線 道路改良工事		工区	1	
構造物名	〇〇橋 A1橋台			部位	たて壁		リフト	2	
受注者	〇〇建設（株）			確認者	〇〇技師				
配合	27-8-20BB			確認日時	2012/10/11（木） 7:30～13:30				
打込み開始時刻	予定	8:00	実績	8:10	打込み開始時気温	22.0℃	天候	曇のち晴	
打込み終了時刻	予定	12:00	実績	12:20	打込み量 (m <sup>3</sup> )	80	リフト高 (m)	3.0	
施工段階	チェック項目							記述	確認
準備	運搬装置・打込み設備は汚れていないか。							-	○
	型枠面は湿らせているか。							-	○
	型枠内部に、木屑や結束線等の異物はないか。							-	※1
	かぶり内に結束線はないか。							-	○
	硬化したコンクリートの表面のレイトンス等を取り除き、ぬらしているか。							-	○
	コンクリート打込み作業人員 <sup>(※)</sup> に余裕を持たせているか。							8人	○
	予備のバイブレータを準備しているか。							4台中1台	○
	発電機のトラブルがないよう、事前にチェックをしているか。							-	○
運搬	練り混ぜてから打ち終わるまでの時間は適切であるか。							50分	○
打込み	ポンプや配管内面の潤滑性を確保するため、先送りモルタルの圧送等の処置を施しているか。							-	○
	鉄筋や型枠は乱れていないか。							-	○
	横移動が不要となる適切な位置に、コンクリートを垂直に降ろしているか。							-	○
	コンクリートは、打込みが完了するまで連続して打ち込んでいるか。							-	○
	コンクリートの表面が水平になるように打ち込んでいるか。							-	○
	一層の高さは、50cm以下としているか。							50cm	○
	2層以上に分けて打ち込む場合は、上層のコンクリートの打込みは、下層のコンクリートが固まり始める前に行っているか。							-	○
	ポンプ配管等の吐出口から打込み面までの高さは、1.5m以下としているか。							約1.8m	※2
締固め	表面にブリーディング水がある場合には、これを取り除いてからコンクリートを打ち込んでいるか。							-	○
	バイブレータを下層のコンクリートに10cm程度挿入しているか。							-	○
	バイブレータを鉛直に挿入し、挿入間隔は50cm以下としているか。							-	○
	締固め作業中に、バイブレータを鉄筋等に接触させていないか。							-	○
	バイブレータでコンクリートを横移動させていないか。							-	○
養生	バイブレータは、穴が残らないように徐々に引き抜いているか。							-	○
	硬化を始めるまでに乾燥するおそれがある場合は、シートなどで日よけや風よけを設けているか。							-	○
	コンクリートの露出面を湿潤状態に保っているか。							-	○
	湿潤状態を保つ期間は適切であるか。							10日間	○
要改善事項等	型枠および支保工の取外しは、コンクリートが必要な強度に達した後であるか。							-	○
	<p>※1 型枠内部に結束線（3本）が落ちていたため、打込み前に取り除かせた。</p> <p>※2 排出口から打込み面までの高さが、明らかに1.5m以上であるため、口頭で注意したところ、是正された。</p> <p>上記※1、※2についての是正を確認するため、次回打込み時にも施工状況把握を行うことを、工事打合せ簿にて通知する。</p>								
<p>※コンクリート打込み作業人員・・・コンクリートの打込み・締固め作業時の人員のうち、直接作業に携わらない者（監理・主任技術者やポンプ車運転手等）を除いた人員</p>									

養生については、後日記入をする。



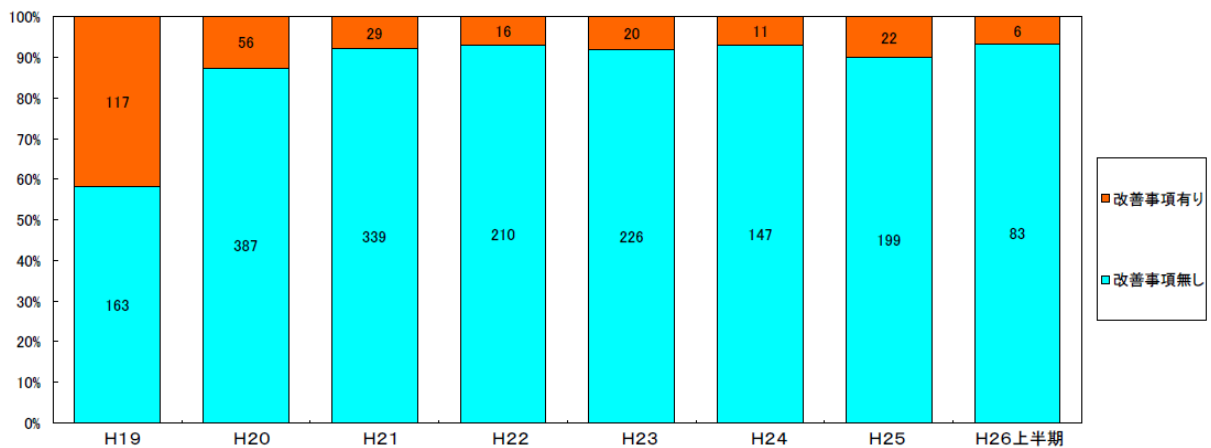


図 6.1 施工状況把握チェックシートの集計結果の推移[35]

### 6.5. 表層透気試験の活用

構造物中のコンクリートの物質透過性を、構造物表面から非破壊で測定する手法には、様々なものが提案されている。透気試験としては、シングルチャンバー法、ダブルチャンバー法、トリプルチャンバー法、シール法などの提案がある。このうち、ダブルチャンバー法である表層透気試験（トレント法）[37]は、図 6.2 に示すように、巻き込み空気の影響を緩和できること、測定データが数多く蓄積され、耐久性に関する物性値との高い相関が示されていること、測定データの蓄積が多いこと、全自動の測定システムが確立していることなどから、使用実績が増えている。前述したように、信頼性についての課題は残されているが、以下では、海外における基準化の動向や品質管理での活用事例を紹介する。

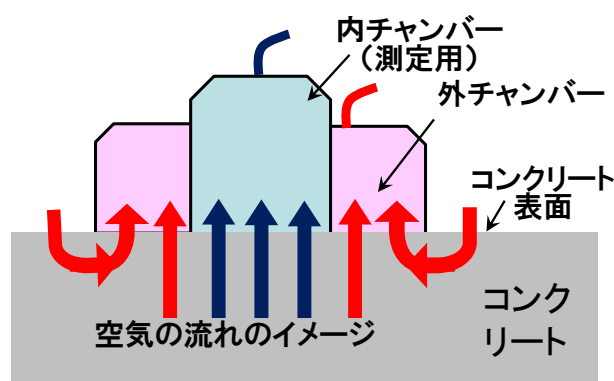


図 6.2 表層透気試験（トレント法）[37]におけるダブルチャンバー

表層透気試験（トレント法）の基準化は、試験法が開発されたスイスにおいて進められてきた。コンクリート構造物に関するスイス標準規格 SIA 262 は、2003 年に制定され、耐久性能の直接的な検査を求めている。耐久性能の観点からは、特にかぶりコンクリートの品質が重要であるとし、かぶりコンクリートの物質移動抵抗性を、実構造物（あるいは実構造物から採取したコア）にお

いて、表層透気試験などの方法によって検査しなければならないとしている。あわせて、実構造物における表層透気試験（トレント法）に関しての標準規格（SIA 262/1-付属書 E）も整備された。さらに、実際に試験を行うために必要となる、具体的な試験実施や適合性評価の方法については、2009年にスイス連邦道路局（ASTRA）より指針 AGB2007/007 が発行され[38][39]、2013年8月に改訂された SIA 262/1:2013 に全面的に反映されている。ここでは、基準値および適合性評価の方法のほか、付属書において、用語の定義、試験法の原理、試験装置、装置および試験面の準備、試験の実施、試験結果、報告内容、精度が示されている。たとえば、透気試験の結果はコンクリートの含水状態に影響されるが、表面含水率が 5.5% を超えないことなどが記載されている。

表層透気試験を用いた品質管理の有用性は、実構造物のデータからも実証されている。たとえば、アルゼンチンの地下鉄建設工事においては、既設部（第 1 段階）のコンクリートの透気係数を表層透気試験によって測定したところ、ばらつきが大きく、また、透気性も高かったことから、配合や品質管理の強化を行った。その結果、新設部（第 2 段階）のコンクリートの透気係数は、均質で透気係数の小さなものとなっていることが確認された[40] [41]。

## 6.6. フライアッシュを用いたコンクリートの養生

ひび割れが少ないコンクリートを実現するために各種混和材料等を使用し対策を施した場合、その強度発現性や耐久性は普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートとは異なる。特にフライアッシュなどの混合材を用いた場合、標準養生による強度発現性だけでなく、養生温度や水分の状態などの環境条件に大きく影響される。

一般的に構造体コンクリートの圧縮強度は、標準養生供試体による検査することを原則としているが、施工における湿潤の養生期間は検査における標準養生の材齢よりも短い。このため、標準養生のコンクリートと同様に打設するコンクリートにおいても十分は湿潤養生を行う必要がある。

図 6.3[42]に、フライアッシュを 30%置換したコンクリートにおいて、水中養生期間を変え、その後の屋外、屋内暴露での長期強度の研究例を示す。フライアッシュを用いた場合、水中養生材齢が長いほど長期材齢での圧縮強度は高くなる傾向にあり、特に、雨掛かりのある屋外よりも、雨掛かりのない室内への設置では、コンクリート打設後の水中養生の効果が大きい。これは、フライアッシュのポゾラン反応が湿潤環境下で進行するためと考えられ、湿潤養生期間は、強度発現性だけでなく耐久性にも影響する。

最終処分場におけるコンクリートでは、長期に及ぶ耐久性が求められるため、十分な湿潤養生期間を設定し、特に、フライアッシュ等の混合材を含むセメントや、初期強度発現性の遅い中庸熱ポルトランドセメントや低熱ポルトランドセメントを用いる場合の湿潤養生期間は、用いる材料の特性を考慮して、例えば、計画供用期間の級である”長期および超長期”[43]を超える期間行う必要がある。

また、土木学会のフライアッシュを用いたコンクリートの施工指針(案) [30]では湿潤養生期間に関して、普通ポルトランドセメントを用い、フライアッシュ II 種を 20~30%程度置換したコンクリートは、同一養生条件での普通ポルトランドセメントのみを使用したコンクリートと比較して、日平均気温が約 15°Cで 2 日間以上、10°C以下で 5 日間以上の養生日数を増加させることを標準とするとしている。すなわち、現行の示方書の普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの湿潤養生期間の標準から計算をすれば、日平均気温が 15°C以上で 7 日間以上、10°C以上で 12 日以上となる。実際には、生産地や炭種などにより同一種類に属するフライアッシュであっても強度発現性状に違いが生じる場合があるため、十分に湿潤期間を長くするか、あらかじめ試験等によって使用するフライアッシュの強度発現性を把握しておくことが望ましい。

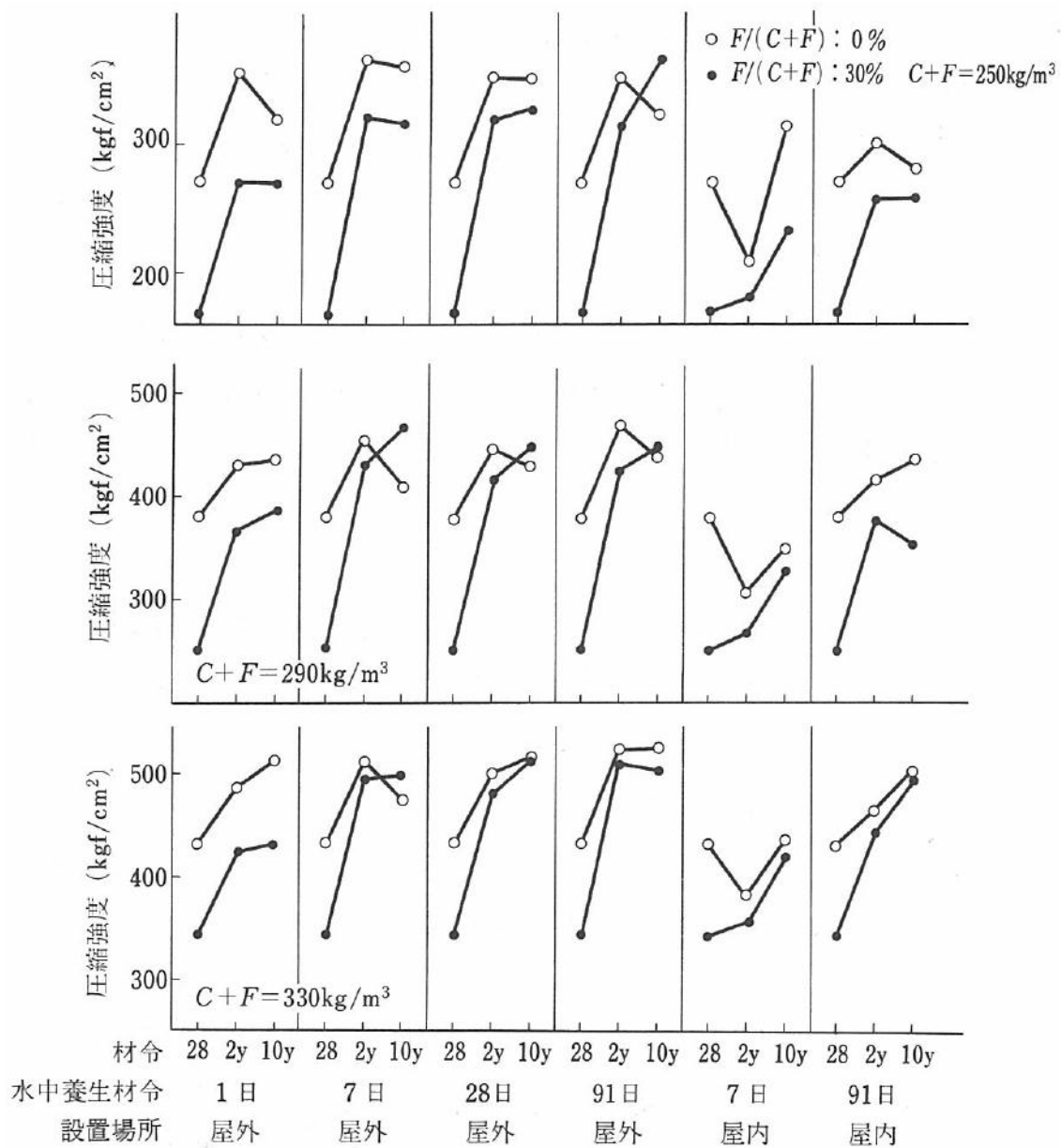


図 6.3 圧縮強度の材令に伴う変化 (養生条件) [42]

- 
- [1] 森浩文ら、都市ごみ焼却残渣の化学成分調査、第10回廃棄物学会研究発表会講演論文集、B9-2、488-490、1999
- [2] 日本コンクリート工学会、マスコンクリートのひび割れ制御指針2008、2008
- [3] 日本建築学会 マスコンクリートの温度ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説、丸善、2008
- [4] 土木学会、2012年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、2013.3
- [5] 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、付録、1986
- [6] 日本コンクリート工学会、マスコンクリートのひび割れ制御指針 解析事例、2008
- [7] 石川靖晃ら、分散ひび割れモデルによるひび割れ幅評価法の提案、コンクリート工学年次論文集、Vol. 1、pp.1555-1560、2009
- [8] 菅満宣ら、RCはりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.3、2001、pp.295-300
- [9] 日本コンクリート工学協会・マスコンクリートの温度応力研究委員会：マスコンクリートの温度応力研究委員会報告書、温度応力ひび割れ幅算定方法についての提案、日本コンクリート工学協会、1990.8
- [10] 日本コンクリート工学協会・マスコンクリートソフト作成委員会：マスコンクリートソフト作成委員会報告書、2003.11
- [11] 山崎敏敏：壁状マスコンクリートのひび割れ幅算定、日本建築学会構造系論文集、第508号、pp. 17-18、1986.6
- [12] 小柳、増田、中根：乾燥収縮による外壁のひび割れ幅予測に関する研究、コンクリート工学論文集、2(2)、1991.7、59-68
- [13] 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、丸善、2006
- [14] Walraven J. C.、Keuser W. : The shear retention factor as a compromise between numerical simplicity and realistic material behavior、Darmstadt Concrete. 2、pp.221-234、1987
- [15] 菅満宣ほか：RCはりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.3、pp.295-300、2001
- [16] H. Ito, I. Maruyama, M. Tanimura, R. Sato: Early Age Deformation and Resultant Induced Stress in Expansive High Strength Concrete, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.2, No.2, pp.155-174, 2004.6
- [17] 日本コンクリート工学会、ASR診断の現状とあるべき姿研究委員会報告書、pp.272-284、2014.7
- [18] 川端雄一郎、山田一夫、小川彰一、佐川康貴：加速コンクリートプリズム試験を用いたコンクリートのASR膨張の簡易予測、セメント・コンクリート論文集、No.67、pp.449-455、2013
- [19] 川端雄一郎、山田一夫、小川彰一、大迫政浩：加速コンクリートプリズム試験を用いたコンクリートのASR膨張予測に関する試み、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol.13、pp.453-458、2013
- [20] Larive, C.: Apports Combinés de l'Experimentation et de la Modelisation à la Comprehension de l'Alcali Reaction et de ses Effects Mecaniques, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1998 (in French)
- [21] Fournier, B. et al.: Effect of environmental conditions on expansion in concrete due to alkali-silica reaction (ASR), Materials Characterization, Vol. 60, pp.669-679, 2009
- [22] 吉田夏樹ほか：硫酸ナトリウムの結晶成長によるコンクリートの劣化現象、セメントコンクリート、Vol.778、pp.43-47、2011
- [23] 土木学会、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針〔改訂版〕、コンクリートライブラリー112、2003.12
- [24] 土木学会、ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造の設計施工指針(案)、コンクリートライブラリー130、2008.9
- [25] 石田哲也・宮原茂禎・丸屋剛、ポルトランドセメントおよび混和材を使用したモルタルの塩素固定化特性、土木学会論文集E、Vol. 63、No. 1、pp.14-26、2007.1
- [26] 石田哲也、前川宏一：物質・エネルギーの生成・移動と変形・応力場に関する連成解析システム、No.627/V-44、pp.13-26、1999.8

- 
- [27] Koichi Maekawa, Tetsuya Ishida, Toshiharu Kishi: Multi-scale modeling of concrete performance -Integrated material and structural mechanics, Journal of Advanced Concrete Technology, 1 (2) pp.91-126, 2003.
- [28] Koichi Maekawa, Tetsuya Ishida, Toshiharu Kishi: Multi-Scale Modeling of Structural Concrete, Taylor and Francis, 2008.
- [29] 土木学会、2012年制定コンクリート標準示方書〔施工編〕、2013.3
- [30] 土木学会、フライアッシュを用いたコンクリートの施工指針（案）、コンクリートライブラリー94、1999
- [31] 土木学会、循環型社会に適したフライアッシュコンクリートの最新利用技術、コンクリートライブラリー132、2009
- [32] 山口県土木建築部、コンクリート構造物ひび割れ抑制対策資料、2007.  
<http://www.pref.yamaguchi.lg.jp/cmsdata/7/0/e/70e4c9108d8245b1f3b3f365728a340b.pdf>
- [33] 国重典宏ほか：山口県における「コンクリートひび割れ抑制システム」について、コンクリート工学、Vol.49、pp.91-95、2011.5
- [34] 日本コンクリート工学会、データベースを核としたコンクリート構造物の品質確保に関する研究会報告書・シンポジウム論文集、2013.9
- [35] 山口県土木建築部、H26 上半期 施工状況把握チェックシート集計、  
<http://www.pref.yamaguchi.lg.jp/cmsdata/3/2/b/32bdb51036d54a18f9e7dea5c7cb4a48.pdf>
- [36] 山口県土木建築部、コンクリート構造物品質確保ガイド、2014.
- [37] Torrent, R.J. “A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of the permeability to air of the concrete cover on site”, Materials and Structures, V.25, No.6, pp.358-365, 1992.7
- [38] AGB2007/007: ASTRA Research Project “Recommendations for the quality control of concrete with air permeability measurements”.  
(<http://www.aramis.admin.ch/Default.aspx?page=Texte&projectid=24243>.)
- [39] Torrent, R., English Translation of “Recommendations for Quality Control of Concrete with Air-Permeability Measurements” (Swiss Federal Department of Transportation, December 2009), 2010.9
- [40] Di Pace, G. and Calo, D., “Assessment of Concrete Permeability in Tunnels”, International RILEM Conference on Site Assessment of Concrete, Masonry and Timber Structures (SACoMATIS 2008), Italy, 2008.9
- [41] 半井健一郎、R.J. Torrent : 表層透気試験（トレント法）の実務展開、コンクリート工学、Vol.52, No.7, pp.595-600, 2014.
- [42] コンクリートライブラリー第 64 号、フライアッシュを混和したコンクリートの中性化と鉄筋の発錆に関する長期研究、土木学会
- [43] 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事、日本建築学会、2009

## 参考資料Ⅱ-1 コンクリート以外に関する検討

### 1. 最終覆土

福島県外の指定廃棄物最終処分場は、**図 1.1** にあるように「雨水や地下水などが処分施設内に浸入することを防ぎます。水が廃棄物と接触しない構造とすることで放射性物質の漏出を防止します。」という説明がされてきている。

そのため、最終覆土に求められる性能は、降雨浸透量をほぼゼロにすることと考えられる。仮に、最終覆土を通過したとしても、「二重のコンクリートで遮断」ということになっているので、コンクリート躯体の上面で水を逃がす必要がある。

平常時の廃棄物最終処分場の覆土は**図 1.2** に示す構造が規定されている。

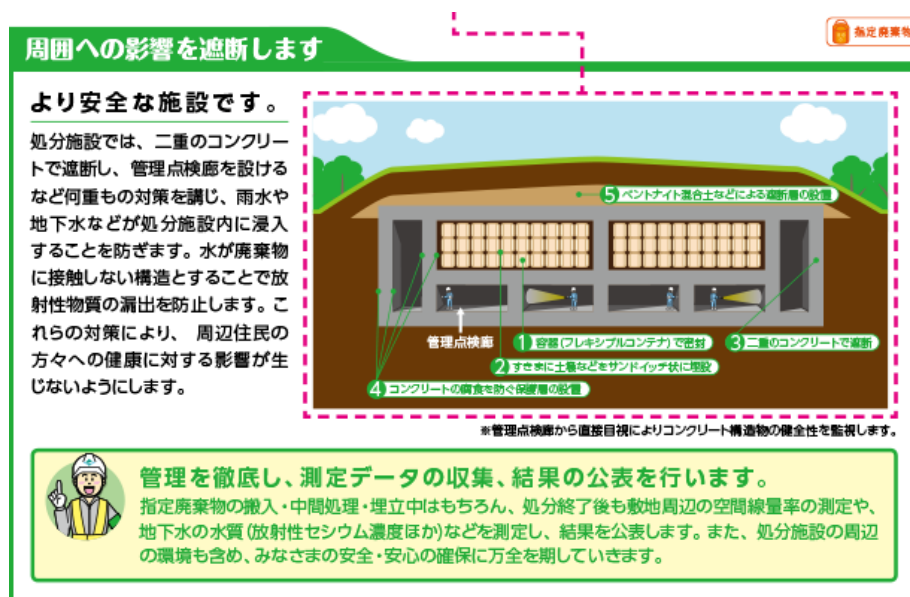


図 1.1 福島県外の指定廃棄物の最終処分場（環境省 HP より）

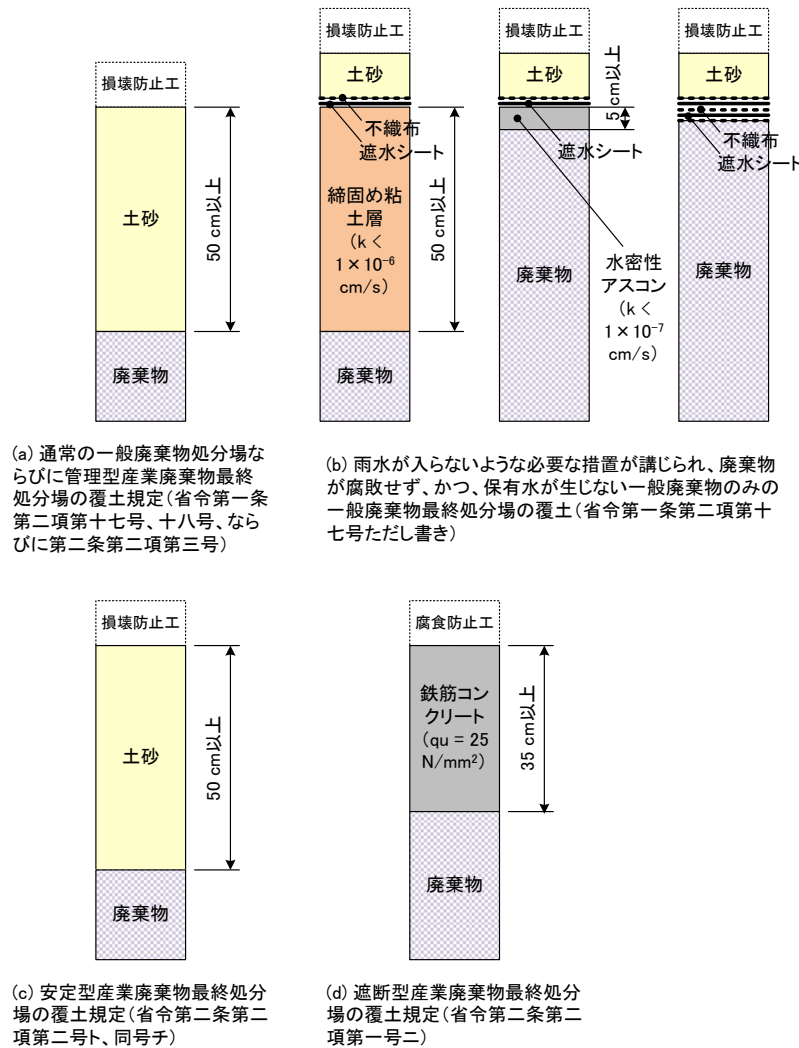


図 1.2 廃棄物最終処分場における最終覆土の種類

上段左端(a)は、管理型、一般廃棄物処分場の覆土であり、透水性の規定は無い。上段左から 2～4 番目(b)までは、自然降雨による洗い出しを行わない維持管理を実施した覆蓋型処分場（クローズドシステム）の覆蓋（屋根）を取り除いた後に設置する最終覆土であり、管理型ならびに一般廃棄物処分場の底部遮水工と同等の性能で最終覆土を行うことが要求されている。下段左(c)は安定型処分場の最終覆土であり、上段左端(a)の覆土と同様に、厚さ 50 cm の土砂を用いた覆いとなっている。下段右(d)が、遮断型処分場の最終覆土であり、35 cm 以上の厚みを有する鉄筋コンクリートで覆うこととしており、水の浸入を遮断する構造とされており、その他の覆土に求められる損壊防止工が腐食防止工という用語で規定されている。いずれも要求性能に応じた構造ではなく、仕様規定となっている。

一方で、米国の遮断型処分場相当は Subtitle C と呼ばれる有害廃棄物処分場となる。最終覆土システムは、連邦規制コード (CFR) の Title 40 (subchapter I, Solid wastes)、Part 264 (Standards for owners and operators of hazardous waste treatment, storage, and disposal facilities)、Subpart N (Landfills) に記されており、日本と同様に仕様規定となっていて、図 1.3 のような構造となる。図 1.3 の白黒写真[1]は、必要に応じて入れられるガス収集層が適切に施工されなかった場合の遮水シート (GM) ドーム (通称：くじら) である。上から、保護層、土砂 (これが単純な覆土と解



積)、不織布 (恐らく吸い出し防止マットと同等の性能)、粗粒土 or ジオコンポジット排水材 (これはシート上部で側方排水する役割)、遮水シート (1つ目の遮水システム)、締固め粘土 (2つ目の遮水システムで、ベントナイトシートも可)、ガス収集層となっている。

指定廃棄物についても、ガス発生の可能性を考慮して遮断構造を設計する必要がある。

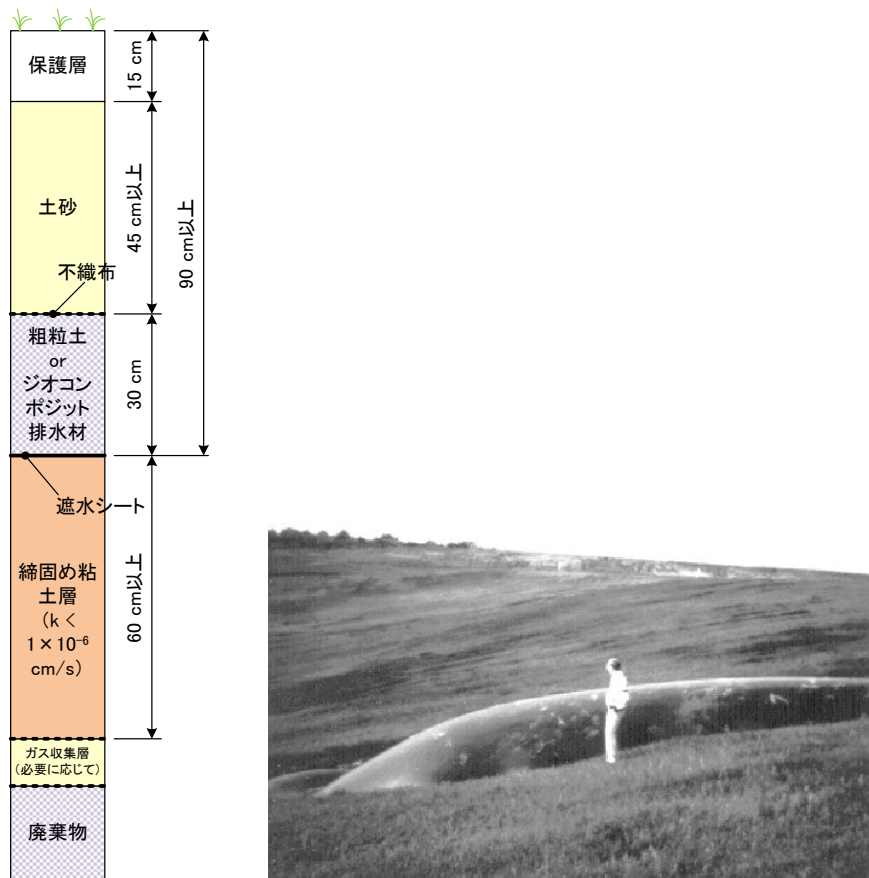


図 1.3 Subtitle C 処分場 (有害物質処分場) の覆土構造と、遮水シートドーム<sup>[1]</sup>

指定廃棄物の最終覆土に求められる要求性能は浸透水量をほぼゼロとすることであるが、“年間浸透水量 2 mm 以下にするような最終覆土“と言われても、どのように作って良いか分からず、検証のしようがない。HELP モデルに代表されるような水収支計算を行ったとしても、水平排水層のパラメータが不確実であり、その性能を評価するのが難しい。よって、指定廃棄物処分場の最終覆土も仕様規定となると考えられるが、その場合、少なくとも Subtitle C 処分場の最終覆土は必要と考えられる。試案とそれぞれの層の役割を図 1.4 に示す。ベントナイト層は恒久的な不透水層として機能させることが目的であるが、碎石ベントナイトやベントナイト混合土、シート付きの粘土系シート (GCL 等) を用いることが考えられる。また、これら無機系の遮水材以外にも高分子系のシート等も開発されている。鉄筋コンクリートの上の排水層は、その上部の遮水性覆土層を通過してきた水を検知するためのものであり、漏水検知システムの役割を果たす。排水層を通過する水があるかどうかを目視確認できるため、電気式の漏水検知システムのようなランニングコストをかけず、長期にわたる検知を可能とする。

このような覆土を施工するにあたって、材料品質・保証、施工品質・保証といった点を明らか

にし、より確度の高い設計、施工を遂行する必要があるが、そのシステムは無い。少なくとも出来高管理では、性能が担保されるかどうかの照査ができないことから、検査システムも同時に精査する必要がある。

参考として検査項目の一例（案）を図 1.5 に付す。

>15 cm >50 cm	保護土	浸食防止、雑草類根圏層であり浸食耐性が望ましい。
	土砂 (覆土)	放射線遮蔽ならびに整地、凍上防止のための土砂層。基本的には保護土層と同等で良いが、浸食に対する抵抗性は特に求めない。  より高い遮水システムを求めるのであれば、一部を砕石ベントナイト層などの粘土系遮水層とすることもあり得る。
>30 cm	粗粒土/GC 排水材	側方排水層であり、下部のGM上で溜まった水を側方排水させる。
	GM	遮水シート等。ベントナイト層の保護の役割もある。
	砕石ベント ナイト層など $k \leq 10^{-8}$ cm/s	ベントナイト混合土は施工管理がやや難しいので、より簡単な砕石ベントナイト層でも良いかと思う。施工管理もやや楽と思われるが、材料品質管理を徹底する必要がある。
	粗粒土/GC 排水材	上部遮水システムを通過した水を集める層であり、最終覆土(遮断層)の漏水検知の役割も果たす。
>35 cm	GM	遮水シート等。鉄筋コンクリート層の保護の役割もある。
	鉄筋 コンクリート	上部での最終覆土施工に伴う重機類への耐荷重が必要。そのためには、下部の指定廃棄物層も支持力を有することが望ましい。そうでないと、このスラブが重厚な構造となる。
	指定廃棄物 層	支持力を有する必要があるため、間詰めは必須。また、フレコン自体も支持力があつた方が良い。どのようにして充填するかは課題。

図 1.4 県外指定廃棄物処分場の上部構造（案）

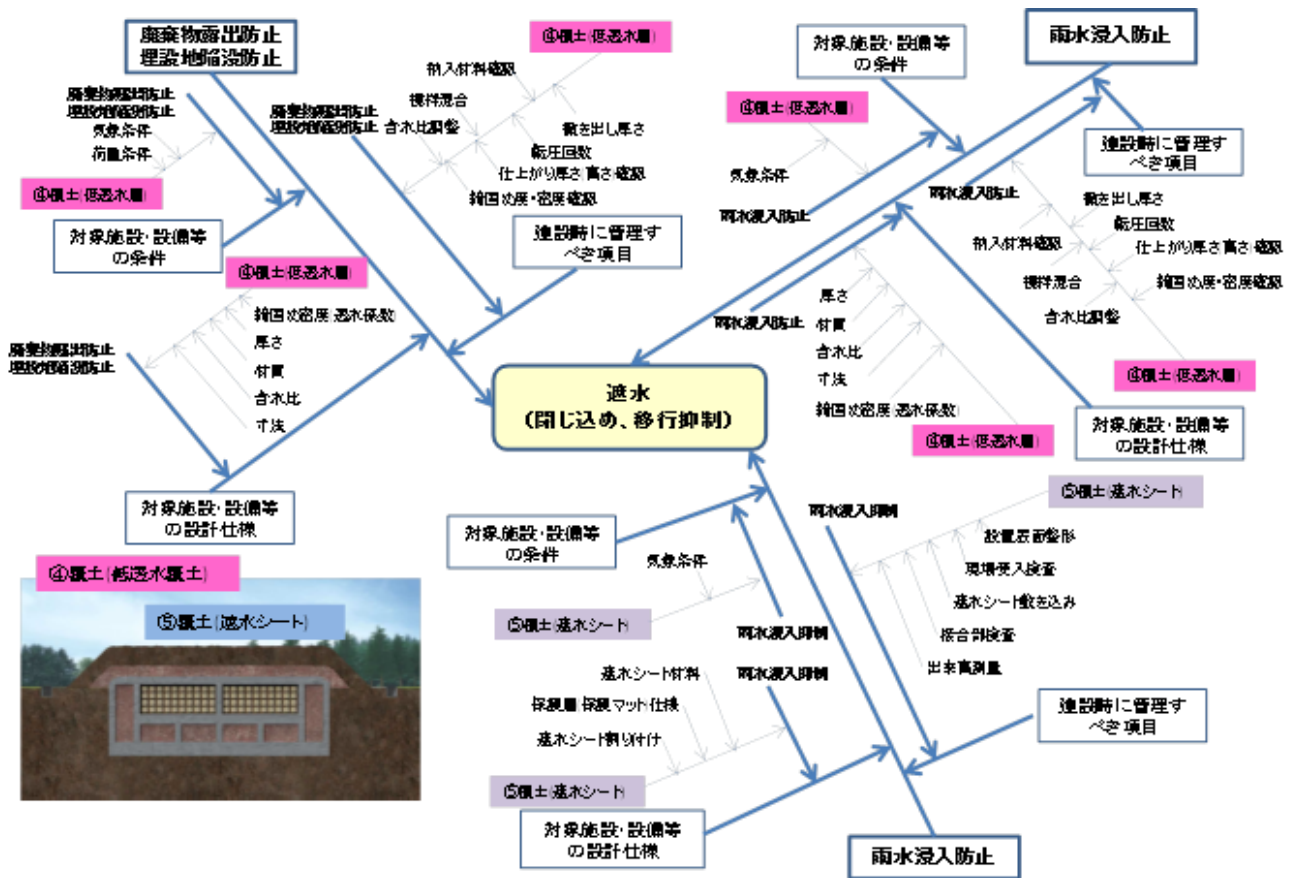


図 1.5 県外指定廃棄物処分場の覆土における検査項目の一例 (案)

## 2. ベントナイト

### 2.1. 第二監視期間に求められるベントナイトの性能について

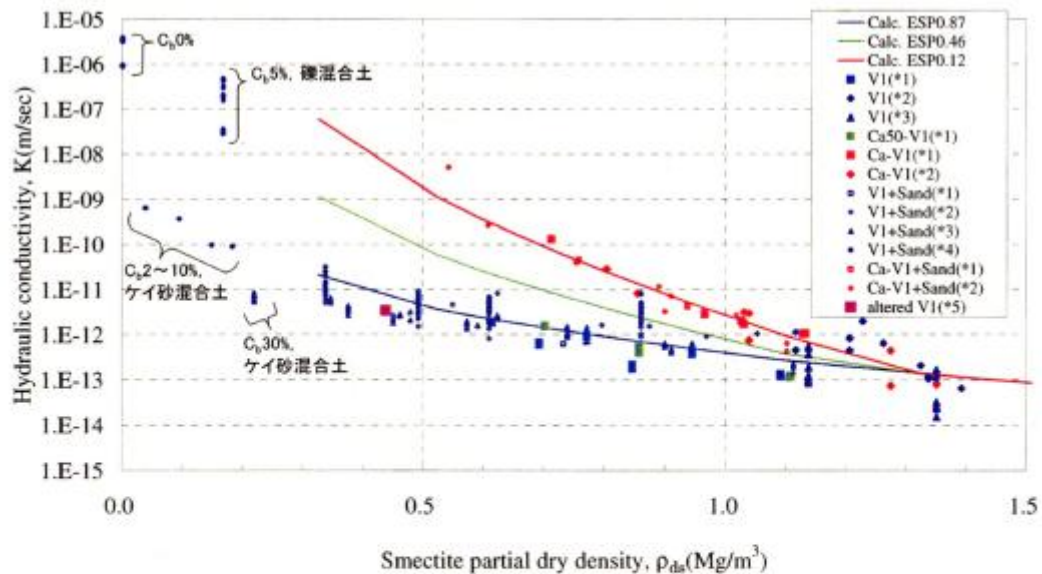
#### 2.1.1. 遮水性能

遮断型最終処分場の点検廊は第二監視期間にはベントナイト混合土で埋め戻され、遮水層が形成される。

動水勾配を 1 とし底部点検廊の高さを 2m と仮定した場合、1000 年でこの遮水層を水が通過するには、その透水係数は凡そ  $6.3 \times 10^{-11}$  (m/s) と見積もられる。このような透水係数を満たすベントナイト混合土の条件は、Na 型ベントナイトを使用した場合には有効スメクタイト密度が 0.4 程度、有効ベントナイト密度が 0.6 程度であることが予測される[2] (図 2.1)。また、200 年のトラベルタイムを想定する場合、透水係数は凡そ  $3.1 \times 10^{-10}$  (m/s) と見積もられ、有効スメクタイト密度は 0.25 程度、有効ベントナイト密度が 0.4 程度と推定される (図 2.2)。

このように目標の透水係数が決まれば、必要なベントナイト混合土の条件はある程度予測が出来るが、ベントナイトや珪砂の特性によって透水係数は変化するため、事前に使用予定のベントナイトと珪砂を用いて室内配合試験を実施し透水係数を評価することが必要となる。

また、ベントナイトが膨潤する性質は、施工上生じた隙間の閉塞や何らかの外力による損傷で形成された水みちの閉塞などといった自己シール性という役割も担うものであるため、混合土の膨潤圧を評価することも重要であると考えられる。

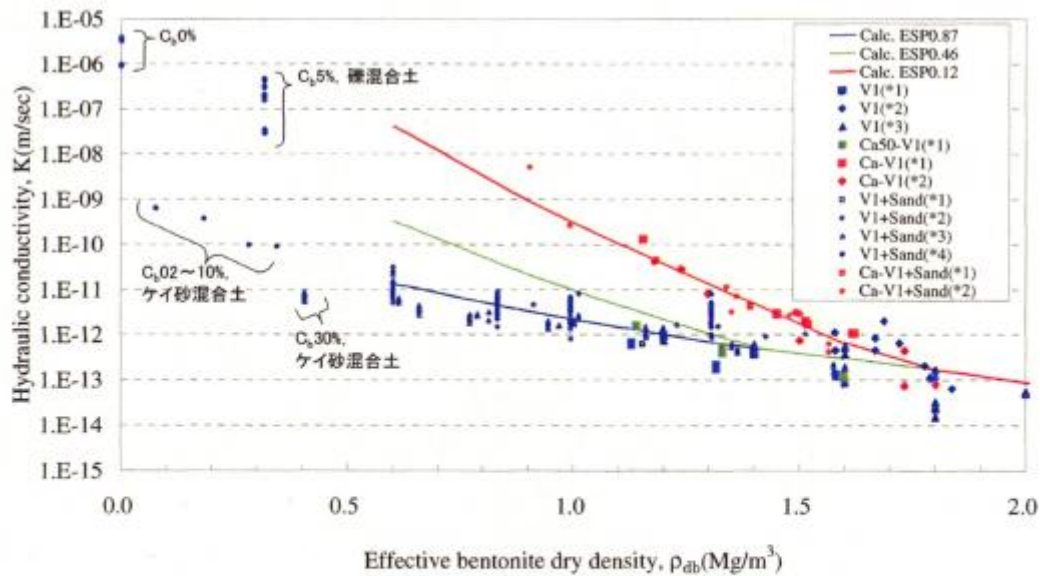


ベントナイト系材料のスメクタイト部分乾燥密度と透水係数の関係  
(ESP が異なるクニゲル V1 混合土、アルカリ変質させたクニゲル V1)

\*1: 笹倉ほか (2002, 2003); 戸井田ほか (2005) \*2: 前田ほか(1998)

\*3: 鈴木ほか (1992); 松本ほか(1997) \*4: 日本原子力研究所 (2003) \*5: 黒澤ほか(2002)

図 2.1 有効スメクタイト密度と透水係数の関係[2]



ESP に応じたクニゲル V1 混合土の有効ベントナイト乾燥密度と透水係数の関係

\*1: 笹倉ほか (2002, 2003); 戸井田ほか (2005) \*2: 前田ほか(1998)

\*3: 鈴木ほか (1992); 松本ほか(1997) \*4: 日本原子力研究所 (2003)

図 2.2 有効ベントナイト乾燥密度と透水係数の関係[2]

### (1)ベントナイト混合土の室内配合試験

室内配合試験を実施し、ベントナイト混合土のベントナイト配合率、締固め密度及び含水比条件といった透水係数の影響を及ぼす各種条件に対する透水係数の変化を把握し、最適な条件を検討する。

室内試験は次のような流れで実施する。各ベントナイト配合率に対して締固め試験を実施し最大乾燥密度と最適含水比を求める。これらの条件を基に透水試験を実施し透水係数を評価する。また遮水壁の自己シール性や躯体の強度を考慮し膨潤圧力を評価しておくことが妥当である。また必要に応じて圧密試験等の土質試験を実施する。

#### 1) 締固め試験

JIS A 1210:2009 に従い締固め試験を実施する。各ベントナイト配合率に対する最大乾燥密度及び最適含水比を把握する。

#### 2) 透水試験

締固め試験結果を参考に乾燥密度及び含水比条件を設定し透水試験を実施し透水係数を算出する。透水試験は JIS A 1218:2009 に従うが、透水係数が小さい場合には測定に時間がかかるため加圧した水を用いる必要がある[3]。

#### 3) 膨潤圧測定試験

現状は、ベントナイト系材料の膨潤特性を求める試験法は規格化されていないが、一般的には乾燥密度及び含水比を規定したベントナイト混合土下面から吸水させることで上面に設置したロードセルにより膨潤圧力が測定される[3]。

### 2.1.2. 耐塩性

処分場に埋設処分させる焼却灰には多量の塩が含まれているため、溶出する水溶液には高濃度の陽イオンが含まれていると想定される。そのため、ベントナイト系遮水層の塩水に対する挙動を把握する必要がある。一般的にベントナイトは塩水中では膨潤性を失うため、ベントナイト系遮水層は塩水によって遮水性能は低下する[4]。これまでの研究では海水程度の塩濃度での遮水性能の低下は観測されているが(図 2.3)、焼却灰からの溶出液はそれ以上の高塩濃度も想定されており、検討の余地がある。

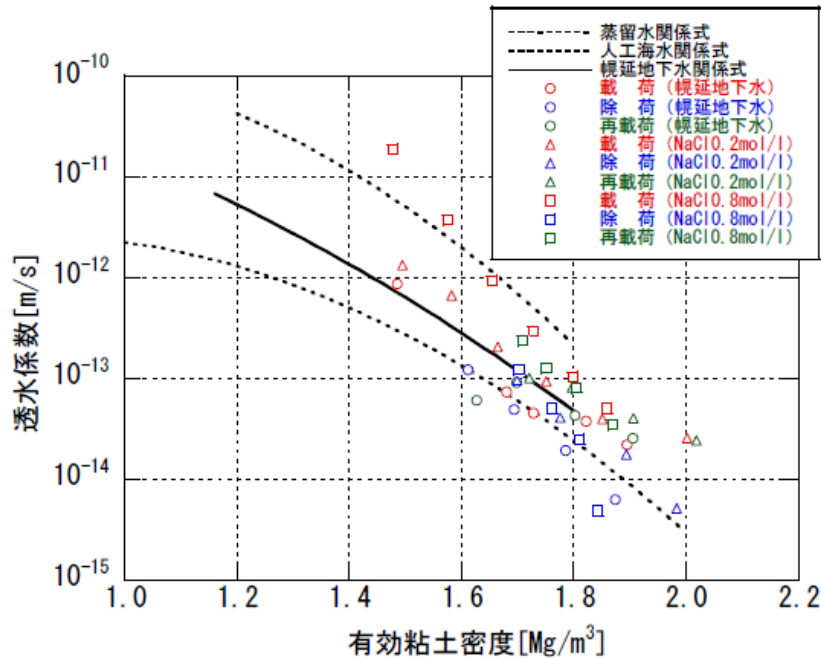


図 2.3 塩水に対する透水係数の変化[4]

塩水による遮水性能の低下を防ぐ方法として次の2つが考えられる。

#### 1) 混合土条件の変更

一般的には、ベントナイト混合土のベントナイト配合率と乾燥密度を高めることで、塩に対する遮水性能の低下を小さくすることが可能である[4]。しかしながら、このような対処法では、例えば遮水層の水に対する透水係数を目標の  $1.0 \times 10^{-11}$  (m/s) からさらに2桁小さい  $1.0 \times 10^{-13}$  (m/s) 程度まで低下させておく必要があり、その分大きな膨潤圧が発生することが想定される。ベントナイト配合率の増加によるコスト増も懸念される。

#### 2) 耐塩性ベントナイト

塩水中でも膨潤しやすいベントナイトを使用する。

## 2.2. 点検廊の埋め戻し方法について

### 2.2.1. ベントナイト混合土の作製について

埋め戻しに必要な量のベントナイト混合土を作製するために、室内配合試験で得られた配合率及び含水比条件に従って、実施工スケールでベントナイトと珪砂及び水を加水混合する。市販されている混合機は多数存在するが主としてバッチ式と連続式に分けられる。バッチ式は決められ

た重量の材料を毎回投入するため一般的に混合精度が良い。連続式は量をこなす事が可能である。混合機によって混合精度は異なるために求める品質、コスト等に合うような混合機を選択する必要がある、混合機を用いた実証試験も必要と考えられる。作製された混合土の品質管理方法としては含水比測定と配合率測定が挙げられる。詳細を次に示す。

#### (1) 含水比測定

作製された混合土を加熱して乾燥状態にして含水比を測定し目標の含水比であることを確認する。乾燥方法には炉乾燥法や電子レンジ乾燥法を用いることができる。

#### (2) 配合率測定

作製された混合土のベントナイト配合率が目標の配合率であることを確認する方法としては、メチレンブルー吸着量測定方法と粘性による測定方法が挙げられる。どちらの方法も予め試験室でベントナイト配合率の異なる試料に対して測定を実施し検量線を作成しておくことで、作製された混合土の配合率を見積もる方法である。

##### 1) メチレンブルー吸着量測定

ベントナイトがメチレンブルーを吸着する性質があることを利用した方法である。日本ベントナイト工業会標準試験方法（JBAS-107-91）を参照のこと。

##### 2) 粘性による測定

ベントナイトが泥水状態で高い粘性を示すことを利用した方法である。ファンネル粘度測定や毛管粘度測定を利用して配合率の測定が行われている。

### 2.2.2. 施工方法の検討について

加水調整されたベントナイト混合土を用いて、所定の乾燥密度になるように点検廊を埋め戻す。点検廊の空間は狭く、通常の転圧施工で使用されるような重機が入れないことが予想されている。これまでに検討されている施工方法の一覧を表 2.1～表 2.4 に示す[5]。

このような狭い空間での混合土の施工は一般廃棄物や産業廃棄物の最終処分場ではあまり例がないが、放射性廃棄物処分事業分野では現場締固め方式、ブロック方式、吹き付け工法、ペレット充填方式などが検討されている[6][7]。以下にこの4種類の方法について記載する。いずれの方法も検討段階であり、また本処分場で求められる混合土条件はこれまでの検討条件とは異なっているため、各施工方法で本処分場に合わせて最適化を行う必要がある。

#### (1) 現場締固め方式[8]

小型のローラー転圧機を利用する事で、狭い空間での転圧試験が行われている（図 2.4）。通常の転圧試験と同様に、ベントナイト混合土の撒き出し厚や転圧回数等の検討が必要である。転圧後コア抜きや非破壊検査によって所定の乾燥密度に締固められていることを確認する。

#### (2) ブロック方式[9]

大型のプレス機を用いて混合土を圧縮し、所定の乾燥密度のブロックを作製し、施工場所にブロックを敷き詰める事で遮水層を形成する方法である（図 2.5）。場外でブロックを作製し現場に持ち込むため、ブロック作製時に所定の乾燥密度及び含水比であることを確認することが出来るため品質管理が容易である。一般的な転圧作業に比べてブロック作製はバッチ式となるため作業時間がかかる。ブロック同士の隙間や敷詰め後の隙間に対しては、ベントナイトペーストの塗布やペレット充填方式などで隙間が無い様に適切に対応する必要がある。

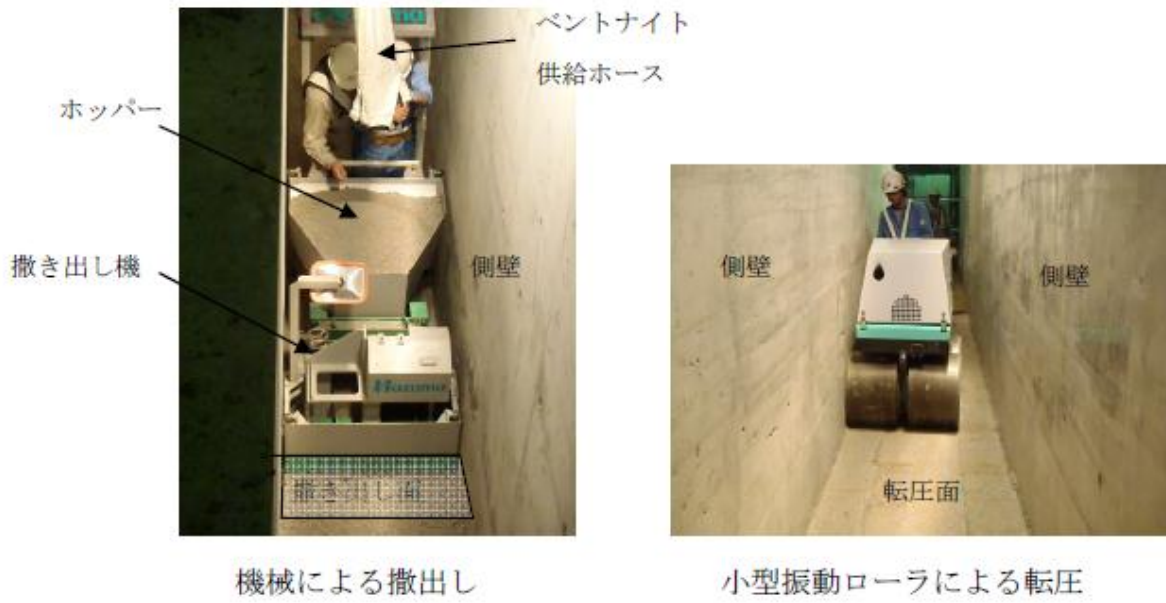


図 2.4 現場締固め方式例[8]



図 2.5 ブロック方式例[9]

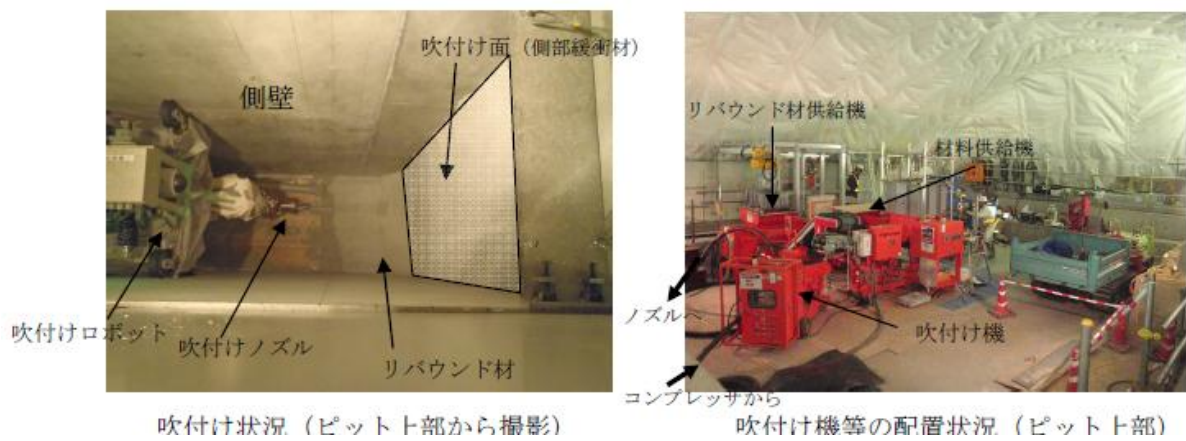


図 2.6 吹き付け工法例[8]



(3) 吹き付け工法[8]

吹き付け装置を用いて、ベントナイト混合土を高圧で吹き付けることで混合土を所定の乾燥密度に施工する方法である（図 2.6）。吹き付ける対象物の形状によらず施工が可能であることが特徴である。吹き付け後コア抜きや非破壊検査によって所定の乾燥密度に吹き付けられていることを確認する。

(4) ペレット充填方式[9]

ベントナイト混合土ではなく、ベントナイト単体を加水造粒することでペレットを作製し、極狭の隙間部分に流し込む事によって、混合土を締固めた状態と同等の透水係数を得る方法である（図 2.7）。ペレット充填後含水によってベントナイトが膨潤することで次第に空隙が埋まり所定の透水係数を得ることが出来る。ペレットの粒度を組み合わせることで密度を調整することが出来る。ペレット作製にはコストがかかるため、極狭部分の使用となると考えられる。

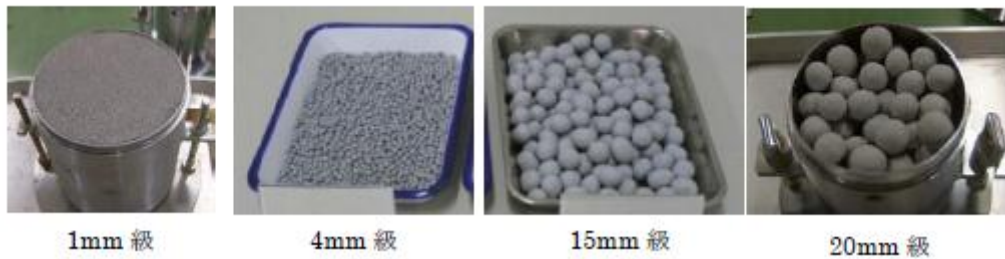


図 2.7 ペレット充填方法例[9]

表 2.1 施工方法一覧[5]

分類	衝撃式			振動式	
工法	①重錘落下	②ランマ	③空圧/油圧ハンマ	①振動コンパクタ	②大型振動板式
概念図					
概要	重錘を所定の高さから落下させ位置エネルギーを締固めエネルギーに変える。重錘重量と落下高さおよび落下回数によって大きな締固めエネルギーを緩衝材に与えることが可能となる。	小型の汎用機械であるが衝撃式の締固めを原理とし、強力な衝撃力を500～600rpmの速度で緩衝材に与えることが可能である。	圧縮空気や油圧により金属製のビットが1000rpm程度の速度で往復、衝撃エネルギーで締固める。本来、岩盤やコンクリートを破砕する機械の転用。自走、遠隔化が容易であり施工性の向上の可能性がある。	振動機を平板に取り付け自走と締固めを行う。土工事での実績はあるが締固めエネルギーは小さい。SKBでは振動機をバックホーの先端に取り付け埋戻し材の施工試験に用いている。	油圧パイプロのように大型の起振機を用いる。起振力は可変であるが、振幅は小さく衝撃式のようにベントナイトの粒子破砕まで生じさせることは難しい。
現状の知見	単位締固めエネルギーの増大によって最終の達成密度は増大する。φ1.7mのコンクリート製実規模試験ピットで実績が有り、ケイ砂混合率20-30%で乾燥密度1.75Mg/m <sup>3</sup> を得ている。	釜石原位置試験や余裕深度分野での事例がありクニゲル原鉱石の粒度調整品により乾燥密度1.6Mg/m <sup>3</sup> 以上を得ている。他の工法の補助的な位置づけとなる。	エア打撃式コンクリートはつり機を原鉱石の締固めに適用し、1.6Mg/m <sup>3</sup> の乾燥密度を得ている。また、油圧ハンマの採用によって高い締固めエネルギーを与えることが可能となる。	材料まき出し後の予備転圧に振動コンパクタを用い、クニゲル原鉱を1.2～1.3Mg/m <sup>3</sup> 程度まで締固め。	起振力を変化させた室内での振動締固め試験の結果ケイ砂混合率30%の材料で1.4Mg/m <sup>3</sup> までの乾燥密度が得られている。
課題	・周囲の構造物や岩盤への衝撃 ・自走式締固め機械への改良の難しさ	・大量施工に際して、施工速度、作業員への負担に難あり ・ランマの大型化、連結の難しさ	・専用機の設計と実証が必要 ・締固め機構、所用反力、周辺への衝撃、残留荷重などの検討が必要	・コンパクトで実績はあるが、締固めエネルギーは小さい	・重錘落下や静的プレスに比較して締固めエネルギーが小さい ・起振力の設定と専用機械の開発
適用と評価	底部	×(広い面積の締固めには不向き)	△(広い面積への専用機器の開発)	×(目標密度1.6Mg/m <sup>3</sup> の達成は困難)	×(目標密度1.6Mg/m <sup>3</sup> の達成は困難)
	側部	△(品質は確保されるが落下衝撃の影響が課題)	△(補助工法としての位置づけ)	△(ペレットの充填後締固めに適用可能)	△(専用機械の開発が必要)
	頂部	×(広い面積の締固めには不向き)	×(広い面積の締固めには不向き)	△(上部空間の制約への対応が必要)	△(ペレットの充填後締固めに適用可能) ○(専用機械の開発が必要)

凡例 ○:当該部位の施工に適する △:当該部位の施工に適用可能 ×:当該部位の施工に適さない

表 2.2 施工方法一覧[5]

分類	振動式	圧縮式	吹付け式	重力落下式	
工法	③振動ローラ	①静的プレス	①コンクリート吹付け機方式	①原鉱石破砕品	②高密度ベレット充填
概念図					
概要	振動ローラは最も一般的な締固め機械の一つである。自重による重力に加えローラを強制振動させて自重の約1～5倍の動荷重を付加することによって、効果的な締固め作業を可能としている。	「振動機構のないローラ」が既往の重機では圧縮式に相当する。しかし、エネルギーは小さく緩衝材の施工への適用性は低い。高レベル廃棄物の分野ではトンネル内の1軸プレス機械が考案されている。	湿式と乾式がある。前者は水分を調整した材料を圧送ノズルから噴出させる。材料の水分が管理され施工が可能。後者はノズル先端で所定の水分量を加える。ホースの閉塞の問題はないが品質管理が難しい。	原鉱石をシュートを通して落下充填。最も簡易で安価な施工方法。スウェーデン SFR のサイロで実績がある。	高密度のベントナイトベレットを製作し、特別な締固め作用を与えず、あるいは振動式のような簡単な締固め作用だけで、乾燥密度 1.6Mg/m <sup>3</sup> 程度の緩衝材を施工する。
現状の知見	余裕深度処分の分野で実施され、締固め幅 2.13m、全長 5.74m、運転質量 11.3ton の大型機械を用い、クニゲル原鉱の締固めを行い乾燥密度 1.6Mg/m <sup>3</sup> の達成を確認している。	1.6Mg/m <sup>3</sup> の緩衝材の締固めの場合 2MPa 程度の圧力が必要となり現場施工ではこれに対する反力の確保が問題となる。	湿式による実証試験ではクニゲル 30% 混合クニゲル VI を鉛直壁面に吹付け 1.07～1.33Mg/m <sup>3</sup> の吹付け後乾燥密度を得ている。乾式試験でも 1.3Mg/m <sup>3</sup> が得られている。	SFR では側部の重力落下充填を実施。目標乾燥密度は 0.95Mg/m <sup>3</sup> 以上。わが国では原環センターによって原鉱石の充填技術開発が進められ 20mm 以下の原鉱石破砕品を用い乾燥密度として 1.29Mg/m <sup>3</sup> が報告。	ベレットは 2.25Mg/m <sup>3</sup> の高密度まで製造できる。粒径の異なる材料の混合によって高密度の緩衝材を施工することが可能。
課題	・土木工事専用の大型機械。施工のための空間の確保が必要。狭隙部への適用では装置の小型化あるいは他の工法との併用が課題となる	・アイデア段階 ・反力の取得方法、材料の供給など開発要素は多い	・含水による材料の粘性上昇のためホースやノズルの閉塞の問題 ・乾式は水分量の管理が難しい ・吹付け後の密度管理が難しい	・最大 1.3Mg/m <sup>3</sup> 程度の密度 ・落下による材料分離の可能性 ・地下水浸潤前の熱拡散性が劣る	・落下による材料分離の可能性 ・高密度ベレットのコスト評価 ・地下水浸潤前の熱拡散性が劣る
適用と評価	底部 ○(試験実績あり)	×(反力が得られない)	×(目標密度 1.6Mg/m <sup>3</sup> の達成は困難)	×(目標密度 1.6Mg/m <sup>3</sup> の達成は困難)	×(支持力の問題)
	側部 △(密度達成の基礎試験が必要)	△(装置の設計、実証が必要)	△(密度達成の基礎試験が必要)	△(密度達成の基礎試験が必要)	○(熱伝達が課題、施工は可能)
	頂部 △(装置の小型化が必要)	×(反力が得られない)	△(密度達成の基礎試験が必要)	△(密度達成の基礎試験が必要)	○(熱伝達が課題、施工は可能)

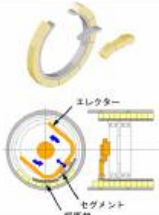
凡例 ○:当該部位の施工に適する △:当該部位の施工に適用可能 ×:当該部位の施工に適さない

表 2.3 施工方法一覧[5]

分類	大型ブロック方式			
工法	①テーブル式 (プッシュプル式フォークリフト)	②挟み込み式 (ペールクランプ式フォークリフト)	③吊り込み式 (機械式把持装置)	④吊り込み式 (真空把持方式)
概念図				
概要	テーブルに載せたブロックを所定位置まで運搬・位置決めし、テーブルを引き抜く。引き抜きの際の摩擦力に耐える密度が要求される。奥側に 1cm 程度の隙間が生じる。	両サイドに押し当てた把持板の摩擦力でブロックを持ち上げ、所定位置まで運搬・位置決めして定置する。横のブロックとの間に 10cm 程度の隙間が生じる。	両サイドに押し当てた把持板でブロックを持ち上げ、運搬・位置決めして定置する。上方向からの定置が可能。狭隙部に対して適用できる。横のブロックとの間に数 10cm の隙間が生じる。	真空吸着によって吊り上げ定置する。高い密度のベントナイトブロックであれば定置可能。把持面が平滑である必要がある。上方向から、ブロック間に隙間を生じることなく定置が可能。
現状の知見	室内で 1m <sup>3</sup> ブロックの定置試験を実施。ブロックの乾燥密度が 1.6Mg/m <sup>3</sup> 以上の条件であれば、製作方式によらず把持に問題は無いことが確認。	室内で 1m <sup>3</sup> ブロックの定置試験を実施。ブロックの乾燥密度が 1.6Mg/m <sup>3</sup> 以上の条件であれば製作方式によらず把持に問題は無いことが確認。	専用装置を設計製作し、室内で 1m <sup>3</sup> ブロックの定置試験を実施。乾燥密度が 1.6Mg/m <sup>3</sup> 以上の条件で施工を確認。	室内で 1m <sup>3</sup> ブロックの定置試験を実施。乾燥密度が 1.8Mg/m <sup>3</sup> 程度であれば把持可能。
課題	・引き抜きの際の破損の可能性	・定置後ブロックを横にずらし隙間を無くす必要がある	・定置後ブロックを横にずらす必要 ・吊り下げ/定置/ずらしの一連の作業の実証 ・天井クレーンかホイストが必要	・落下防止の設計と実証が必要 ・天井クレーンかホイストが必要
適用と評価	底部 △(実現性は高いが破損についての確認が必要)	○(確実な定置が可能)	△(フォークリフトタイプに効率劣る)	△(施工の確実性向上の必要)
	側部 △(実現性は高いが破損についての確認が必要)	○(躯体の施工前であれば確実な定置が可能)	○(横にずらす作業が確実なら実用性高い)	△(施工の確実性向上の必要)
	頂部 △(実現性は高いが破損についての確認が必要)	○(確実な定置が可能)	△(フォークリフトタイプに効率劣る)	△(施工の確実性向上の必要)

凡例 ○:当該部位の施工に適する △:当該部位の施工に適用可能 ×:当該部位の施工に適さない

表 2.4 施工方法一覧[5]


分類	ブリアセンブル方式	シールド方式	小型ブロック方式
工法	①ラック式	①エレクター方式 (大型ブロック)	①人力手積み
概念図			
概要	ブロックを積み重ねてアセンブル方式の外容器(ラック)で一体化し、人力手積みと比較して作業の効率化を図った方式。	シールド工法で用いられるセグメント取り付け装置(エレクター)を利用して、円形断面に緩衝材ブロックをセグメントと組み合わせて設置する概念。	第1次 TRU レポートで示された工法。作業時間や作業員への負荷、経済性の面で問題はあるが、他の工法の確立が困難なときや、機械化が難しい狭隘部などに適用可能。
現状の知見	アイデア段階ではあるが設置作業は単純であり実現可能。	この技術はアイデア段階ではあるが、坑道が円形に制約される場合に、廃棄体設置空間を最大限に確保できることから有効性が高いと考えられる。	カナダ AECL のトンネルシーリング試験で、ベントナイトプラグの施工において実証されている。確実な施工が可能。ただし作業効率は悪い。
課題	・人工バリア各部材への物理的、化学的な影響や核種移行に対する影響が懸念されるとき、吊り下げの容器を取り去る必要が生じる	・緩衝材に要求される強度の設定 ・実機的设计と実証が必要	・作業時間、作業員への負担が大きい
適用と評価	底部	全部位共通で施工される △(高効率だが実現性の検討が必要)	×(大型ブロック、現場締固めに劣る)
	側部		△(確実な施工が可能。枠を取り除けないとき性能評価上の問題が残る)
	頂部		×(大型ブロック、現場締固めに劣る)
			×(大型ブロック、現場締固めに劣る。狭隘部には適用可能)

凡例 ○:当該部位の施工に適する △:当該部位の施工に適用可能 ×:当該部位の施工に適さない

### 3. ピット内の指定廃棄物(フレコン)の空隙充填方法

フレコンに入れられた指定廃棄物をピット内に設置する際、フレコンとフレコンや、フレコンとピット間の空隙を土などで充填することになっているが、クレーンなどによるフレコンの設置後の空隙を遠隔作業で実施することは難しい。また、空隙充填材にも遮水性や耐塩水性、放射性セシウムの吸着性を持たせることができれば、ピットの鉄筋コンクリートの仕様をより柔軟に選択できる可能性もある。また、指定廃棄物と同様の廃棄物種である焼却灰（飛灰含む）を埋め立てている被覆型の一般廃棄物最終処分場の底部や壁面遮水工には、突起付き遮水シートや遮水シート+ベントナイトシートが貼り付けられており、躯体である鉄筋コンクリートを保護するとともに遮水性の向上に寄与している。これらの既存遮水技術を援用することで、指定廃棄物処分場としての封じ込め性能が向上し、結果的により安全な処分場管理が可能となる。

充填材に遮水性と吸着性を求めるのであれば、土よりも、ベントナイト等で充填した方が良い。遠隔操作でベントナイトを充填する場合、粉末状のベントナイトではなくて、顆粒または粒状のベントナイトを用いた方が取り扱いや充填性が良くなると考えられる。ただし、ベントナイトの膨潤圧を考慮する必要がある。また、顆粒や粒状のベントナイトの場合、フレコンとフレコン間の水平方向の空隙に十分に充填することは難しいと考えられる。

水平方向の空隙を含み、より精度の高い充填性が要求される場合、トンネル覆工の背面空洞充填工事やダム砂礫層基礎の止水工法などのグラウチングなどで使用されるグラウトを用いることが有効と考えられる。各種材料で構成されるグラウトの一覧を  3.1 に示す。地盤注入材料のうち、空洞充填材量として従来から最も多く利用されているグラウトはセメント-粘土系の材料である。セメント-粘土系グラウトを用いる場合、流動性、材料分離（ブリージング）、固結後の強度、乾燥収縮などの条件を考慮することが求められる。空洞充填の場合、さらに、遮水性、液比重等を考慮することで、放射性セシウムの移動抑制や、高濃度塩水の密度流制御等が可能となる。海面最終処分場の鉛直遮水には綱矢板や鋼管矢板等が用いられているが、レベル2地震動等に対する懸念から、綱矢板等が変形したとしても遮水性を確保出来るように変形追随性の粘土系材料を用いたフェイルセーフの考え方が導入されている。海面の場合、対塩水性を考慮した土質系遮水材が考案されており、ポンプ圧送による打設技術も開発されている [10]。これら流動性のある材料を用いてフレコン間を充填していくことも考えられる。

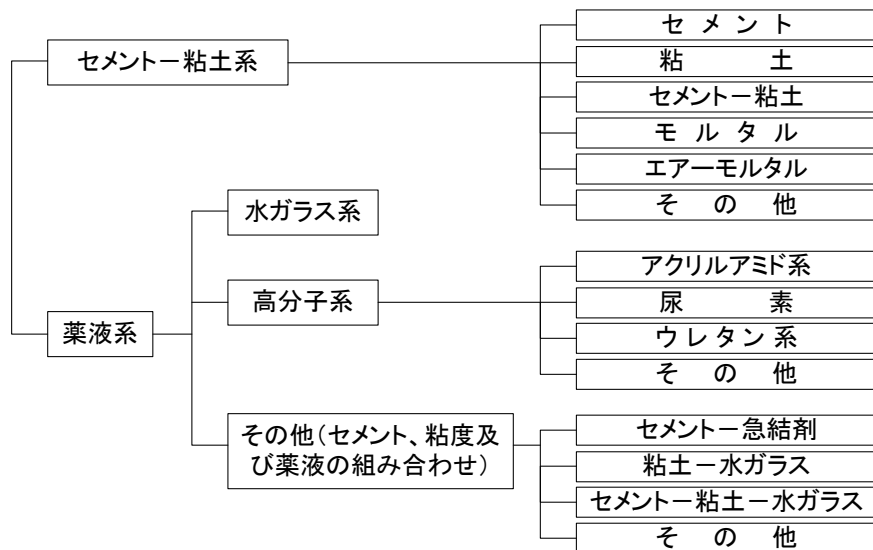


図 3.1 グラウト（地盤注入材料）の分類

ピット内の間詰めは、コンクリート躯体を塩害から守るために重要な役割を担っているが、それと同時に、コンクリート躯体の内側の被覆も重要と考えられる。省令上は塗膜やアスファルト吹き付け等で良いことになっているが、クローズドシステムで用いられているような型枠式の遮水シートや、GCL（ベントナイトシート）と遮水シートの組み合わせや、より保守的な遮水を要求するのであれば実証レベルで開発されている一体型複合遮水シートの利用等、より慎重な被覆を施すことによってコンクリート躯体の安全性を長期にわたって確保できる可能性が高い。

#### 4. 土壌およびベントナイト混合土等への要求事項

以上の検討結果より、土壌およびベントナイト混合土等への要求事項は、以下のようにすると良い。

「第1監視期間において鉄筋コンクリート構造状に遮水を目的に設置されるベントナイト混合土等は十分な遮水機能を有するものとする。さらに上部の地表面部に設置される土壌については、十分な遮蔽機能を有する厚さと浸食防止機能を有することとする。第2監視期間において管理点検廊に設置されるベントナイト混合土等は、処分する汚染廃棄物から生じる可能性がある浸出水の特性も考慮して遮水性能を確保する。また、施工方法、施工時の構造物へ与える荷重、施工後の膨潤力、地震等による外的影響を考慮する。」

以下、解説：

ベントナイト混合土による遮水工は、膨潤性というベントナイトの特性を考慮し、適切な方法で施工され、品質管理を行わなければ十分な性能を得ることができない。封じ込め型の埋立処分においては、上部の遮水性能が、下部の遮水性能を上回っていないと下部構造が器の役割を果たしてしまい、水が滞留することになる。そのため、上部遮水はより厳格で厳しい基準を採用すべきであり、透水係数としては少なくとも  $1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$  程度（浸透量換算で  $3.2 \text{ mm/年}$ 程度）が望ましいと考えられる。同時に、排水勾配を持たせてベントナイト混合土に浸透しない水を側方排除することで浸透量を抑制することが可能となる。この時、洗掘防止も考慮する必要がある。上

部遮水の場合、上載荷重が小さいので膨潤による変形も想定して設計することが望ましい。ベントナイト混合土の打設や土壌敷設では、重機による転圧締固めが必要なため、内容物（汚染廃棄物）の剛性を見込めない場合は、コンクリートピットの天板には十分な強度が必要である。

第2監視期間においては、汚染焼却飛灰から発生すると考えられる漏水の特性（高塩濃度等）を考慮する。発生する漏水は飽和塩化物溶液であり、Ca イオン、Na イオン等を高濃度に含有している。このような溶液では、低塩濃度の溶液に比較してNa タイプのベントナイトの遮水性能は低下するので、適用箇所の条件を適切に考慮し、モンモリロナイト含有率やベントナイト特性、乾燥密度を高めるなど適切な設計が求められる。また、監査廊の内部のような限られた空間で転圧作業は困難であるため、既転圧のブロック型や吹き付け等、転圧作業を行わないで遮水性を確保できる工法が望ましい。なお、覆土の同様に、膨潤圧によってコンクリート躯体に過度な荷重を与えないように設計、施工することも重要となる。第2監視期間を有限の数字としてここで決めることはできないが、飽和したとしても（事故時等を想定した極めて保守的な条件設定）、少なくとも100年間のトラベルタイムを確保する設計、施工、品質管理が必要である。透水係数として覆土に要求するべき $1 \times 10^{-10}$  m/s を監査廊内のベントナイト混合土等にも与えることができれば、監査廊高さ（材料厚さ）2 m に対してトラベルタイムを約634年程度確保できる（動水勾配は1）。

- 
- [1] Robert M. Koerner、David E. Danial、Final Covers for Solid Waste Landfills and Abandoned Dumps、American Society of Civil Engineers、1997
  - [2] 伊藤、三原、ベントナイト系材料の飽和透水係数の変遷評価式、JNC TN8400 2005-029、2005
  - [3] 棚井 他、ベントナイト系材料の標準的試験法構築に向けての試験法の現状調査と試験による検討、JAEA-Research 2010-025、2010
  - [4] 菊池、棚井、幌延地下水を用いた緩衝材・埋め戻し材の基本特性試験、JNC TN8430 2004-005、2004
  - [5] 独立行政法人日本原子力研究開発機構バックエンド推進部門 TRU 廃棄物処分技術検討書—第2次 TRU 廃棄物処分研究開発取りまとめ—
  - [6] わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性第2次取りまとめ、JNC TN1400 99、1999
  - [7] 地層処分事業の安全確保（2010年度版）、NUMO-TR-11-01、2010
  - [8] 公益財団法人原子力環境整備促進・資金管理センター、平成24年度管理型処分技術調査等事業地下空洞型処分施設性能確認試験報告書、2013
  - [9] 公益財団法人原子力環境整備促進・資金管理センター、平成24年地層処分技術調査等事業高レベル放射性廃棄物処分関連処分システム工学要素技術高度化開発報告書、2013
  - [10] 例えば、高橋 他、各種ポンプ圧送条件を考慮した土質系遮水材、第48回地盤工学会研究発表会、2013

## 参考資料 II-2 膨張材を使用したコンクリートの規格とデータ集

### 1. 膨張材の規格、膨張材を使用したコンクリートに関する施工指針類の現状

#### 1.1. 材料規格

JIS A 6202 : 1997 「コンクリート用膨張材」 ※制定年：1980

JASS 5M-403 : 2009 「コンクリート用低添加型膨張材の品質基準」

#### 1.2. 指針類

土木学会：膨張コンクリートの設計施工指針，コンクリートライブラリー75，1993.7

土木学会：コンクリート標準示方書[施工編] ※最新：2012年制定（2013.3）

日本建築学会：膨張材を使用するコンクリートの調合設計・施工指針案・同解説，1978.2

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，  
2006.2

なお、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（※最新：2009（2009.2））では、JIS A 6202（コンクリート用膨張材）を明記している。

### 2. 膨張材を使用したコンクリートの膨張率の標準

乾燥収縮ひび割れの抑制を主要な目的とした場合の膨張率（ひずみ）の標準値を表 2-1 および表 2-2 に示す。

#### 2.1. 土木学会

表 2-1 膨張率の範囲の標準（土木学会）

収縮補償用コンクリート	150×10 <sup>-6</sup> 以上， 250×10 <sup>-6</sup> 以下	JIS A 6202「コンクリート用膨張材」附属書2（参考）（膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験方法）に規定する A 法または B 法による材齢 7 日における試験値
-------------	---	---

2012年制定コンクリート標準示方書[施工編]、p.250、2013.3 参照

#### 2.2. 日本建築学会

表 2-2 目標とする膨張率ならびに収縮率の標準（日本建築学会）

膨張率	150×10 <sup>-6</sup> 以上	JIS A 6202「コンクリート用膨張材」附属書2（参考）（膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験方法）に規定する A 法または B 法による材齢 7 日における試験値
収縮率	450×10 <sup>-6</sup> 以下	JIS A 6202「コンクリート用膨張材」附属書2（参考）（膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験方法）に規定する B 法による材齢 7 日まで 20±1℃水中、その後相対湿度 60±5%、保存期間 6 か月における試験値

日本建築学会：膨張材を使用するコンクリートの調合設計・施工指針案・同解説、pp.42-49、1978. 参照、

### 3. 膨張材を使用したコンクリートの特性

#### 3.1. 膨張特性

##### a) セメント種類

・日本コンクリート工学会：マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008（2008.11）

表 3-1 データ収集の範囲（単位膨張材量：20kg/m<sup>3</sup>）

セメントの種類	記号	W/(C+膨張材) (%)	
		石灰系	CSA-石灰複合系
普通ポルトランドセメント	N	40,50,55,60	40,45,50
高炉セメント B 種	BB	50,55	40,45,50
中庸熱ポルトランドセメント	M	50	40,45,50
低熱ポルトランドセメント	L	50	40,45,50
早強ポルトランドセメント	H	50	40,45,50

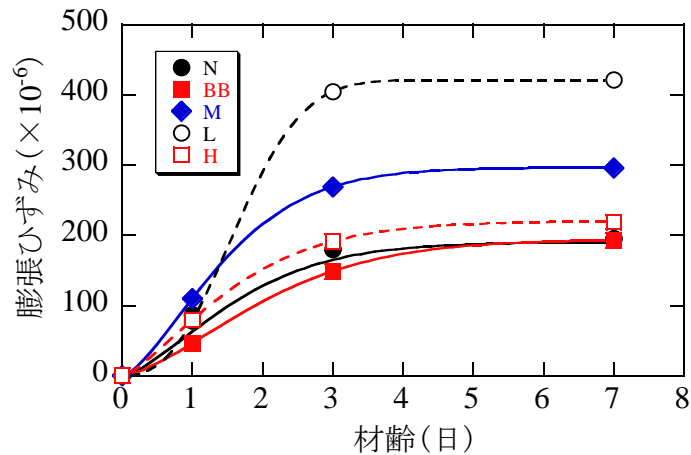


図 3-1 拘束膨張ひずみ（JIS A 6202）の平均値と材齢の関係

$$\varepsilon_{ex}(t_e) = \varepsilon_{ex,\infty} \left\{ 1 - \exp\left(-\alpha(t_e - t_0)^\beta\right) \right\}$$

ここに、 $\varepsilon_{ex}(t_e)$ ：有効材齢  $t_e$  日における膨張ひずみ（ $\times 10^{-6}$ ）

$\varepsilon_{ex,\infty}$ ：膨張ひずみの終局値（ $\times 10^{-6}$ ）

$\alpha$  および  $\beta$ ：膨張ひずみの進行特性に及ぼすセメント種類の影響を表す係数

$t_0$ ：凝結始発時点の有効材齢（日）

表 3-2 温度応力解析に用いる膨張ひずみ近似式の各係数

セメントの種類	$\varepsilon_{ex,\infty}$	$\alpha$	$\beta$	$t_0$
N	150	0.69	1.11	0.30
BB	145	0.27	1.53	0.30
M	220	0.46	1.49	0.30
L	315	0.21	2.51	0.35
H	165	0.45	1.38	0.20



b) 碎石の種類を要因とした検討例

・太平洋セメント：コンクリートの収縮制御マニュアル第二版（2010.10）

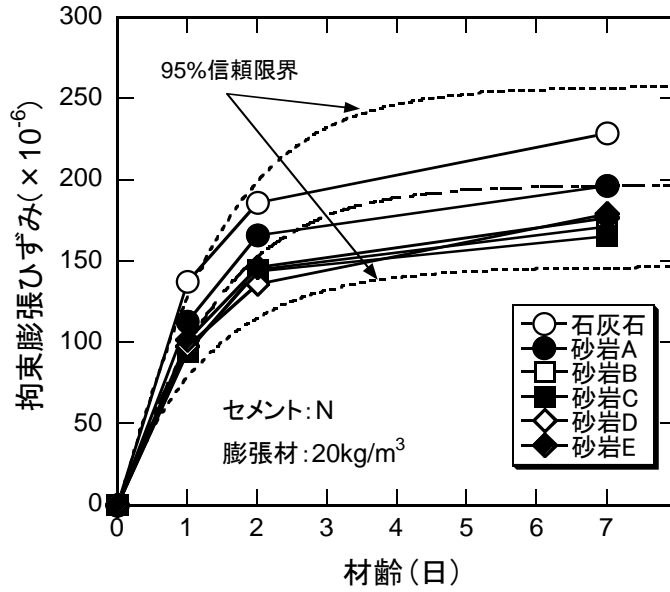


図 3-2 拘束膨張ひずみ (JIS A 6202) と材齢の関係 (セメント：普通)

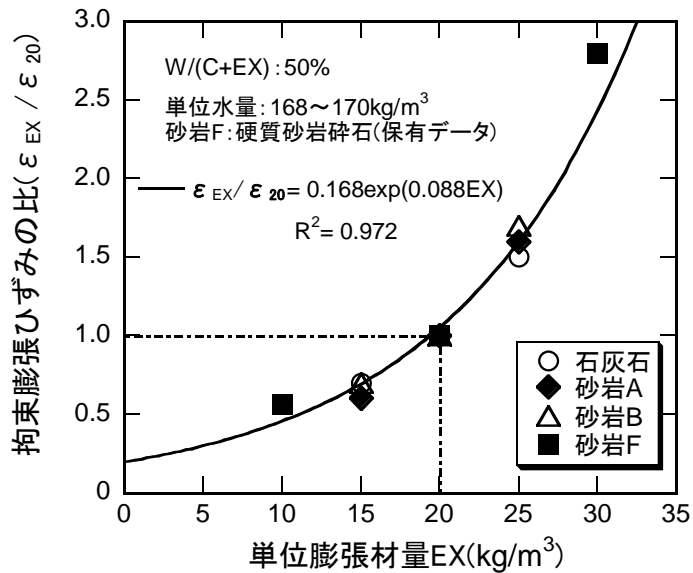


図 3-3 単位膨張材量と拘束膨張ひずみの比の関係 (セメント：普通)

### 3.2. 収縮特性

・太平洋セメント：コンクリートの収縮制御マニュアル第二版（2010.10）

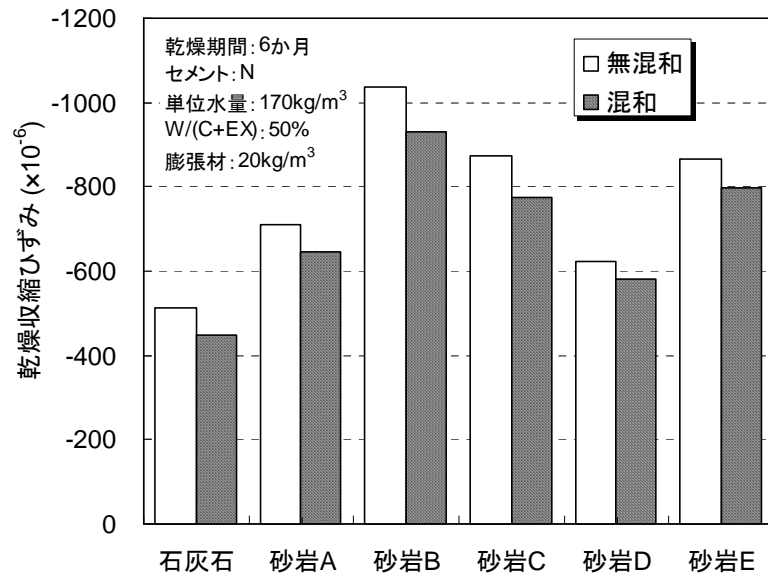


図 3-4 膨張材使用コンクリートの乾燥収縮ひずみ (セメント：普通)

### 3.3. 圧縮強度

a) 単位膨張材量 (膨張率) の影響

・日本コンクリート工学会：膨張コンクリートによる構造物の高機能化/高耐久化に関するシンポジウム 委員会報告書 (2003.9)

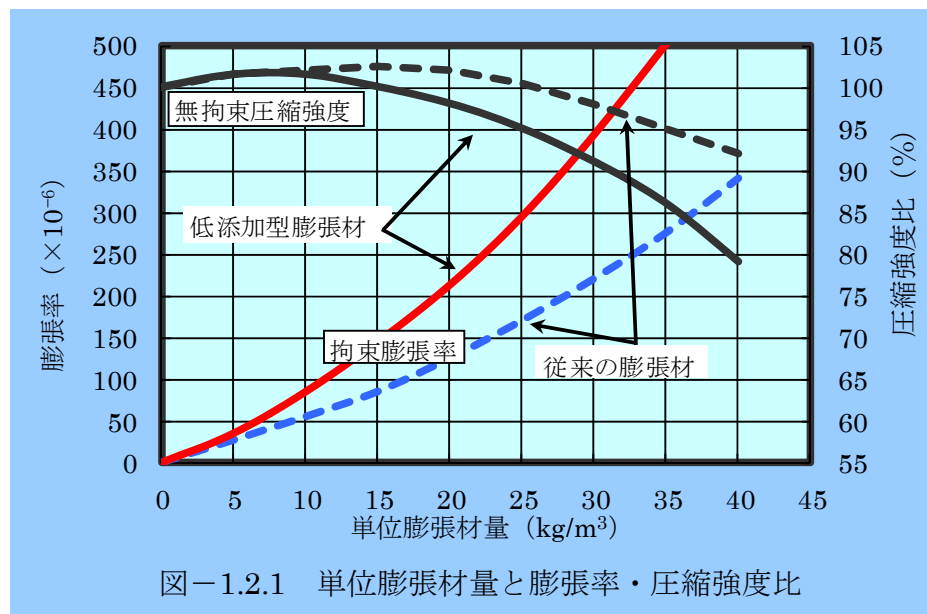


図 3-5 単位膨張材量と膨張率・圧縮強度比の関係

b) 低熱ポルトランドセメント・コンクリートの検討例

- ・ 出典：太平洋マテリアル株式会社：太平洋ハイパーエクспан技術資料
- ・ 転載箇所：p.16 図-24 膨張材添加量と膨張ひずみの関係(材齢7日まで)

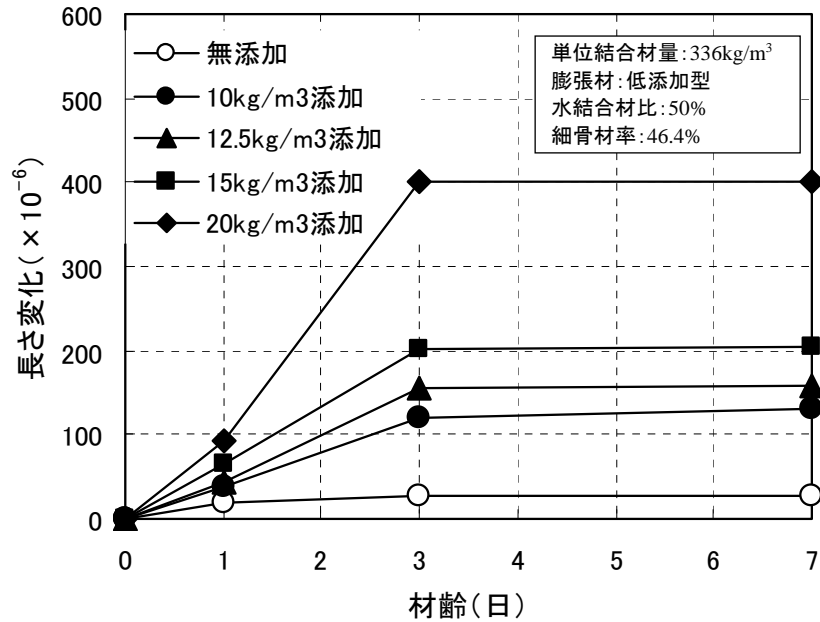


図 3-6 拘束膨張率に及ぼす単位膨張材量の関係 (材齢7日まで)

- ・ 出典：太平洋マテリアル株式会社：太平洋ハイパーエクспан技術資料
- ・ 転載箇所：p.18 図-27 膨張材の混和量と圧縮強度の関係

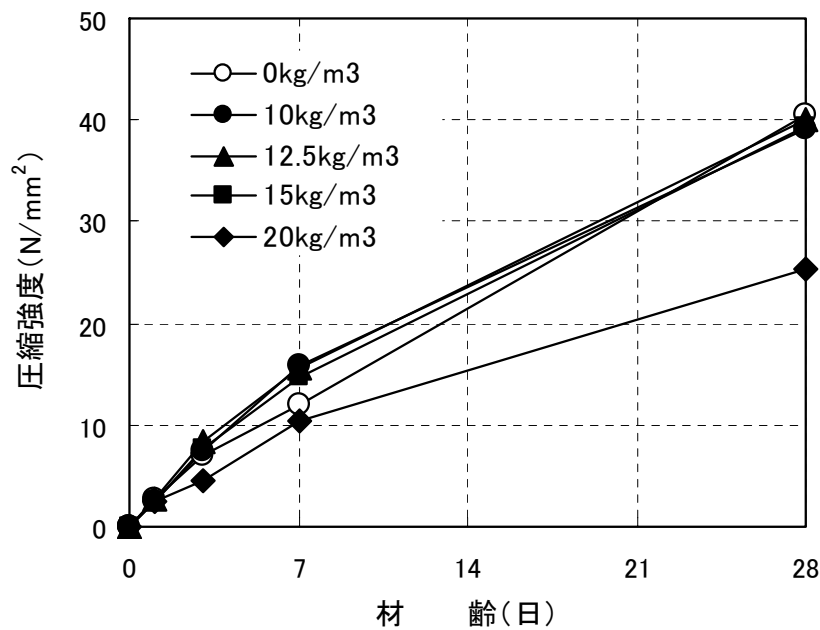


図 3-7 圧縮強度に及ぼす単位膨張材量の関係

### 3.4. 収縮ひび割れ低減効果の検討例

- ・日本コンクリート工学会：高性能膨張コンクリートの性能評価とひび割れ制御システムに関する研究委員会報告書（三谷・谷村・丸山らの研究より）

表 3-3 コンクリートの配(調)合とフレッシュ性状

	W/P (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m <sup>3</sup> )							スランプ (cm)	空気量 (%)	凝結時間 (h-m)	
			W	C	EX	S	G1	G2	G3			始発	終結
PL1	50.0	48.6	170	340	—	843	909	—	—	18.0	4.3	6-20	8-45
PL2		50.6		340	—	878	—	910	—	19.0	4.5	6-10	8-15
PL3		49.4		340	—	857	—	—	935	18.0	4.5	6-20	8-35
EX1		48.6		320	20	843	909	—	—	18.5	4.9	6-50	9-15
EX2		50.6		320	20	878	—	910	—	18.0	4.5	6-45	9-00

C：普通ポルトランドセメント、EX：低添加型膨張材、S：山砂、G：硬質砂岩碎石

拘束ひび割れ試験：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」に対し、試験区間を変更（JIS法：300mm）。コンクリート内部に異形鉄筋 D10 を配置。また、拘束鋼材の断面積を大きくしている（JIS法：約 8.0%）

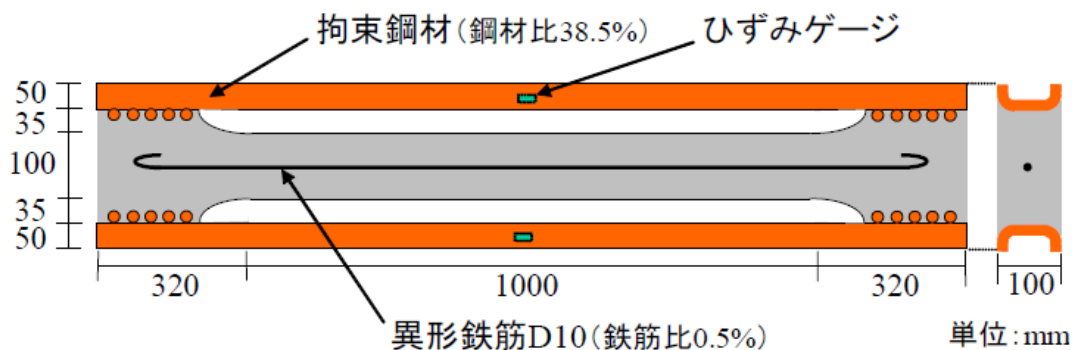


図 3-8 拘束ひび割れ試験体の概要

乾燥収縮試験：100×100×400mm 角柱試験体の中央に設置した埋込型ひずみ計により測定

養生条件：材齢 7 日まで 20℃環境下で湿潤養生（打込み面を湿布し型枠内で養生）、以降 20℃・60%R.H. 環境下で気乾養生

乾燥収縮特性：

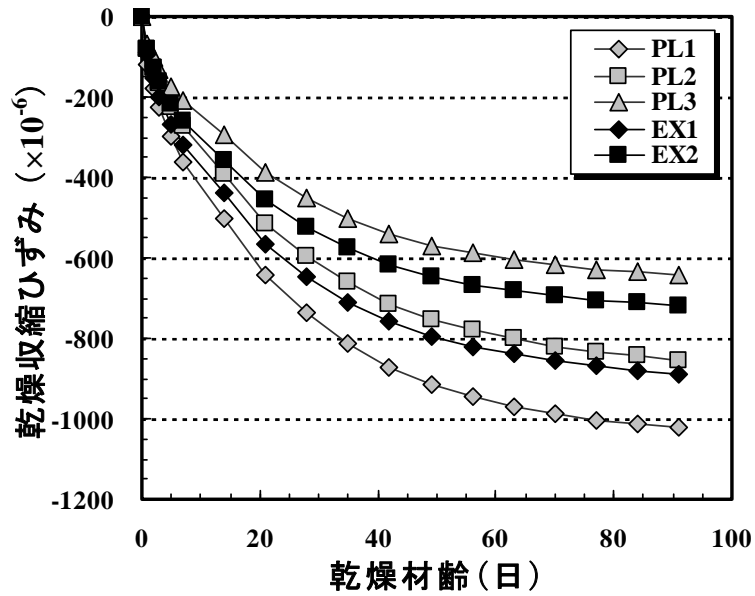


図 3-9 乾燥収縮ひずみの経時変化

ひび割れ状況：

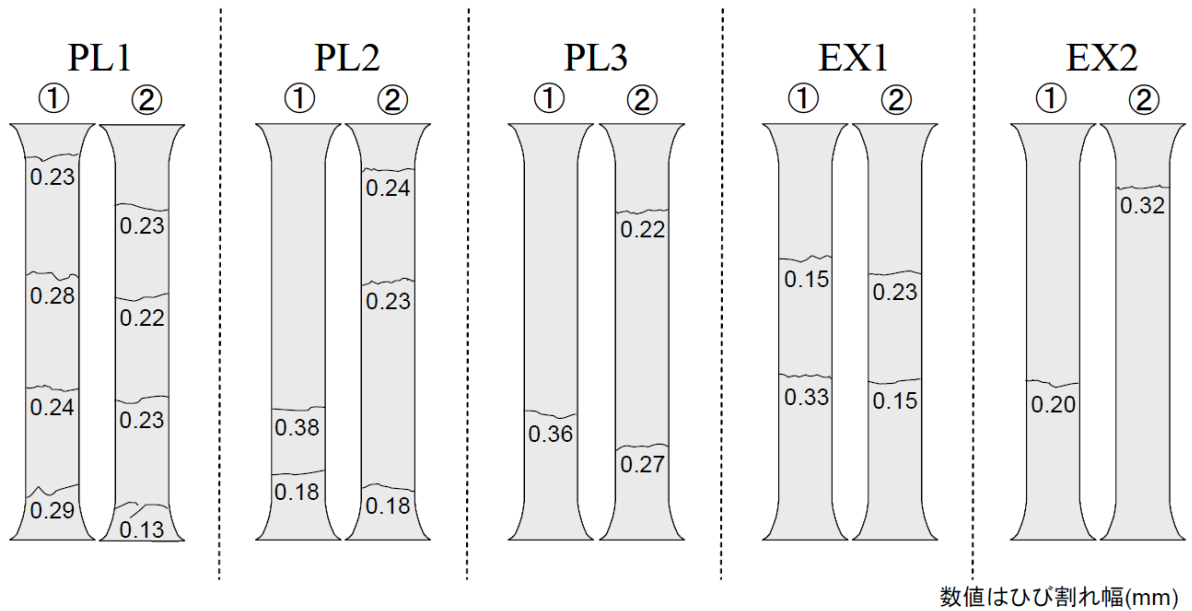


図 3-10 ひび割れ状況（乾燥期間 91 日、幅 0.04mm 以上のひび割れを対象）

※ひび割れ幅：試験体の打設面と底面の中央部および両側面から約 1.5cm 内側の 3 点（全 6 点）をクラックスケールで測定した平均値

表 3-4 ひび割れ本数・幅（乾燥期間 91 日）

		ひび割れ本数	ひび割れ幅 (mm) *
PL1	①	4	0.26
	②	4	0.20
PL2	①	2	0.28
	②	3	0.22
PL3	①	1	0.36
	②	2	0.25
EX1	①	2	0.24
	②	2	0.19
EX2	①	1	0.20
	②	1	0.32

\* ひび割れ幅の平均値

膨張材の使用効果の検討：

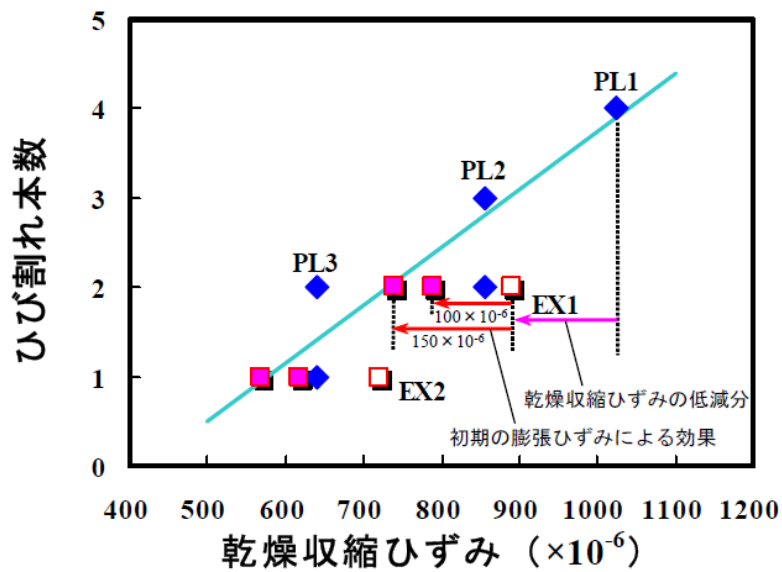


図 3-11 ひび割れ本数の低減効果の検討

## 参考資料 II-3 膨張材とフライアッシュを用いたコンクリートの基本特性

### 1. 基本条件の設定

- ・ 結合材構成：普通セメント+フライアッシュ+膨張材（低添加型）
- ・ 水結合材比：40%
- ・ フライアッシュの混合率：30%
- ・ JIS A 6202 拘束膨張試験（A法）による膨張率の標準： $250 \pm 50 \times 10^{-6}$

### 2. 検討ステップ

基本特性の把握を中心に、

#### ① 20℃環境下での適正単位膨張材量の検討

↓

#### ② 決定した膨張材量による10℃、30℃環境下での膨張率の確認

(※ひずみゲージを用いた測定方法を採用)

↓

#### ③ 20℃環境下での強度特性の確認（圧縮、引張）

#### ④ 自由収縮ひずみの確認（モデル検証にも資する）

### 3. 使用材料

表 3-1 使用材料

使用材料	記号	種類・名称	製造会社・産地・備考等	密度 (g/cm <sup>3</sup> )
水	W	水道水	-	-
セメント	N	普通ポルトランドセメント	太平洋セメント株式会社 熊谷工場品	3.16
フライアッシュ	FA	フライアッシュ II種	株式会社ジェイペック 礫子品 結合材に30%内割り	2.28
膨張材	Ex	太平洋ハイパーエクспан (構造用)	太平洋マテリアル株式会社 セメントに内割り置換	3.16
細骨材	S	山砂	静岡県掛川市産	2.59 (表乾密度)
粗骨材	G	G <sub>大</sub>	硬質砂岩砕石2013	茨城県桜川市産 2.65 (表乾密度)
		G <sub>小</sub>	硬質砂岩砕石1305	質量比でG <sub>大</sub> :G <sub>小</sub> =0.4:0.6で混合 2.65 (表乾密度)
混和剤	8SV	高性能AE減水剤 マスターグレニウムSP8SV	BASFジャパン株式会社	-
	785	フライアッシュ用 AE剤 マスターエア785	BASFジャパン株式会社	-

4. ステップ①

表 4-1 コンクリートの配(調)合

結合材種類	膨張材添加量 (kg/m <sup>3</sup> )	配合名	W/P (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						混和剤添加率		
					W	P			S	G		8SV	785
						N	FA	Ex		G <sub>大</sub>	G <sub>小</sub>		
N+FA+Ex	9	N+FA+Ex 9kg/m <sup>3</sup>	40	44.0	157	393			751	979		P×0.6%	P×0.04%
						266	118	9		392	587		
	14	N+FA+Ex 14kg/m <sup>3</sup>			157	393			751	979			
						261	118	14		392	587		
	19	N+FA+Ex 19kg/m <sup>3</sup>			157	393			751	979			
						256	118	19		392	587		

表 4-2 フレッシュコンクリートの試験結果

配合名	スランプ (cm)	空気量 (%)	温度 (°C)
N+FA+Ex 9kg/m <sup>3</sup>	13.5	4.7	23.0
N+FA+Ex 14kg/m <sup>3</sup>	14.0	4.5	23.0
N+FA+Ex 19kg/m <sup>3</sup>	14.0	4.8	23.0

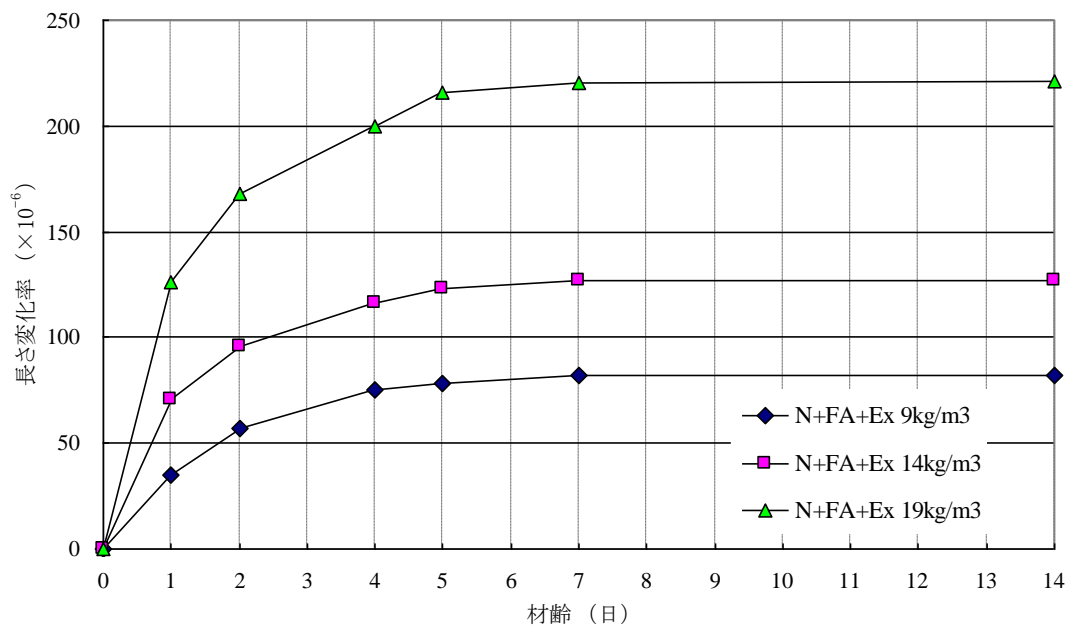


図 4-1 拘束膨張率の試験結果



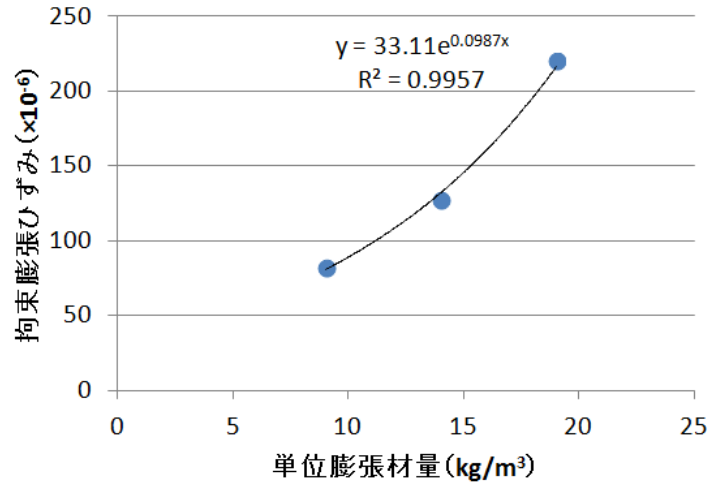


図 4-2 拘束膨張率と単位膨張材量の関係

⇒単位膨張材量：標準量より少な目の、“18kg/m³”を設定

5. ステップ②

表 5-1 コンクリートの配(調)合

結合材種類	目標 空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)							
				W	P			S	G	
					C	FA	Ex		G <sub>大</sub>	G <sub>小</sub>
N+FA+Ex	4.5	40	44.0	157	393			751	979	
					257	118	18		392	587

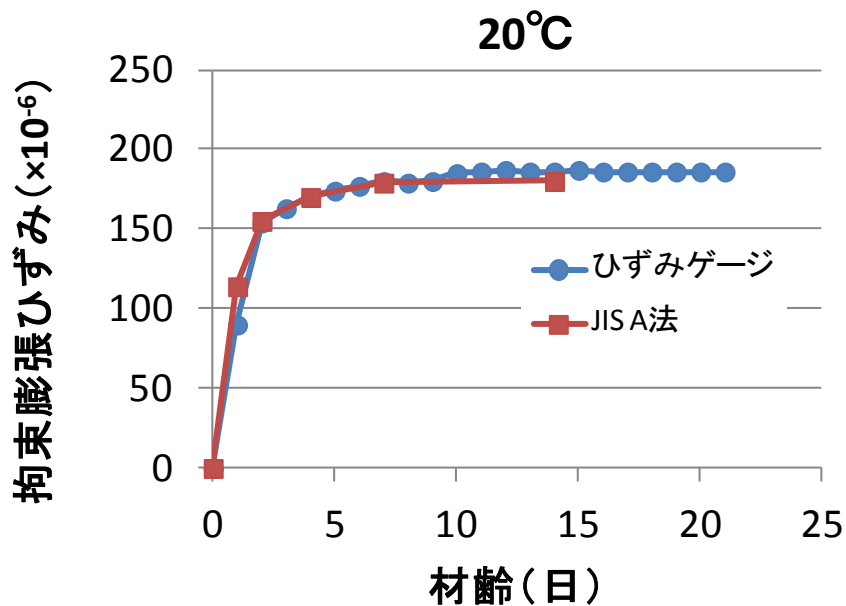


図 5-1 JIS 法とひずみゲージ法の比較

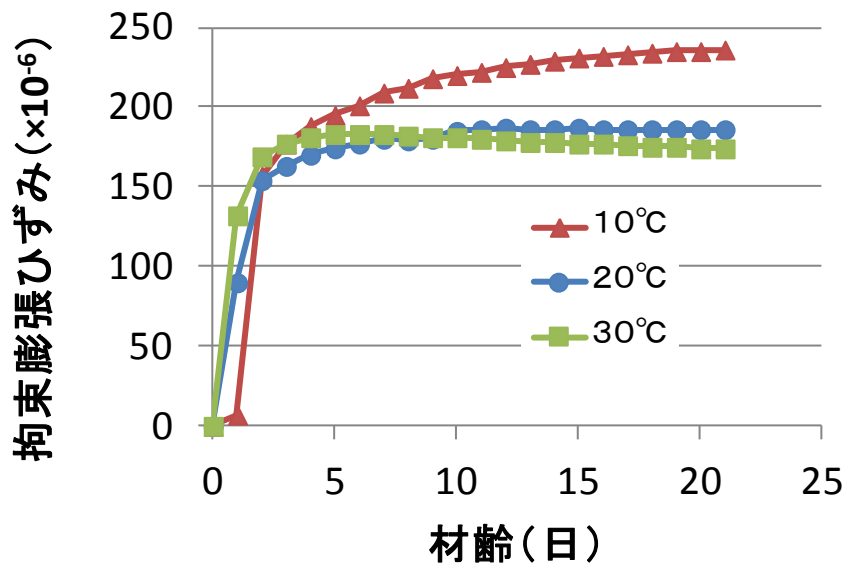


図 5-2 拘束膨張ひずみに及ぼす温度の影響

6. ステップ③

N+FA+Ex : 表 5-1

比較コンクリート :

表 6-1 比較コンクリートの配(調)合

結合材種類	目標 空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	W	P			S	G	
					C	FA	Ex		G <sub>大</sub>	G <sub>小</sub>
N+FA	4.5	40	44.0	157	393			751	979	
					275	118	0		392	587
N	4.5	55	47.0	163	296			850	981	
					296	-	-		392	589

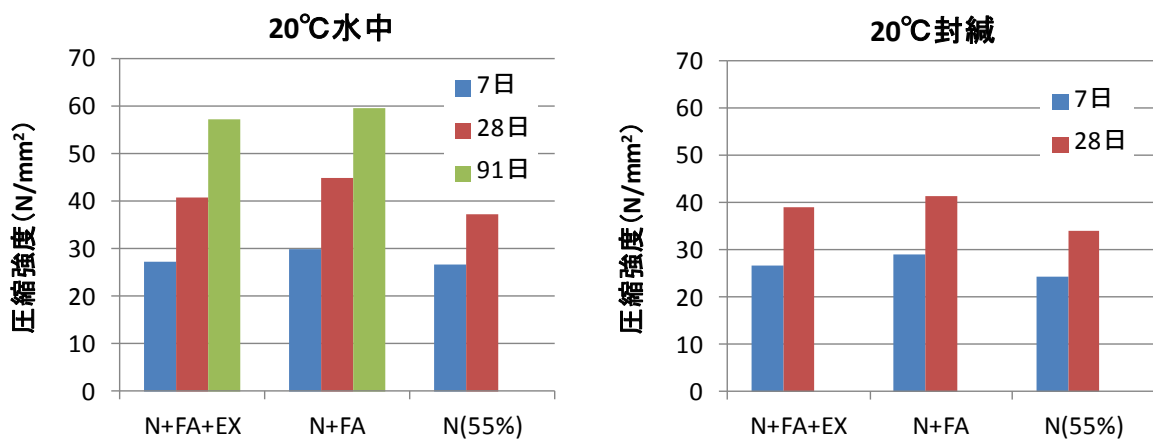


図 6-1 圧縮強度の試験結果

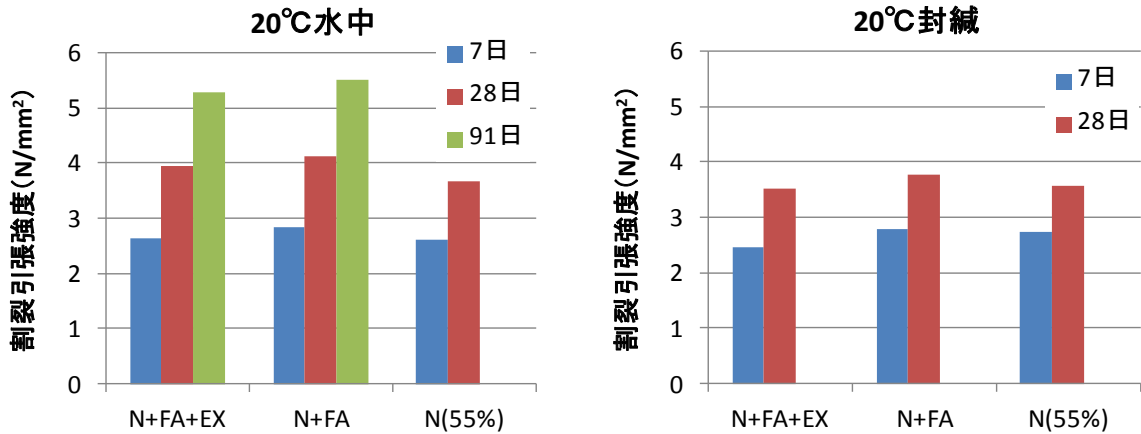


図 6-2 割裂引張強度の試験結果

7. ステップ④(途中経過)

配(調)合：ステップ③と同様

ひずみ測定：100×100×400mm 角柱試験体の中央に設置した埋込型ひずみ計による (n=2)

質量減少率の測定：ひずみ測定とは別に 100×100×400mm 角柱試験体を用意して測定 (n=2)

養生条件：材齢 7 日まで 20°C 環境下で封緘養生 (アルミテープ)、以降 20°C・60%R. H. 環境下で気乾養生 ※7 日まで：自己収縮、以降：乾燥収縮ひずみ

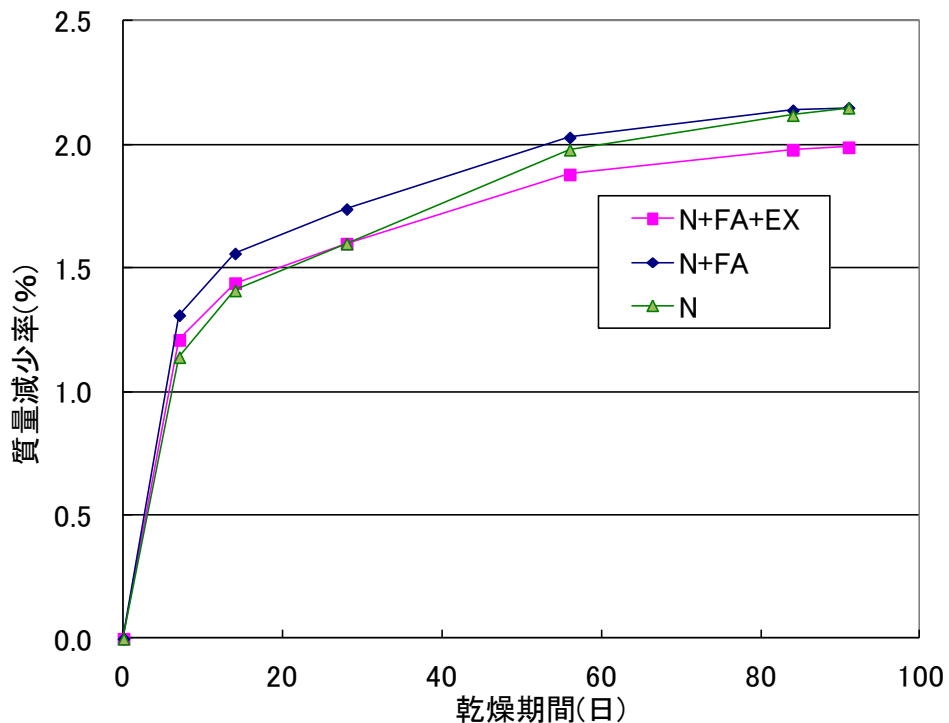


図 7-1 質量減少率の測定結果

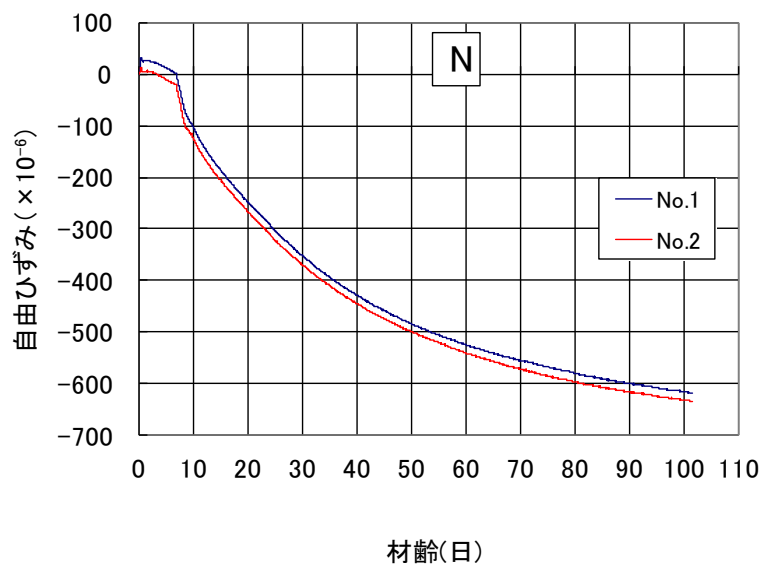
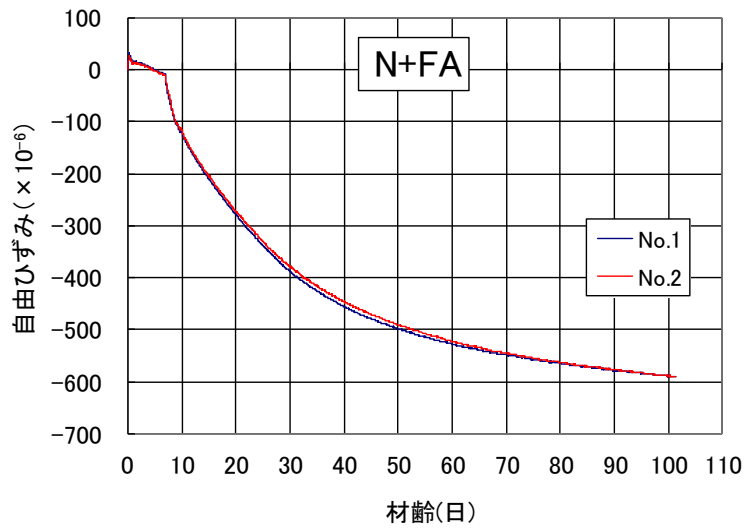
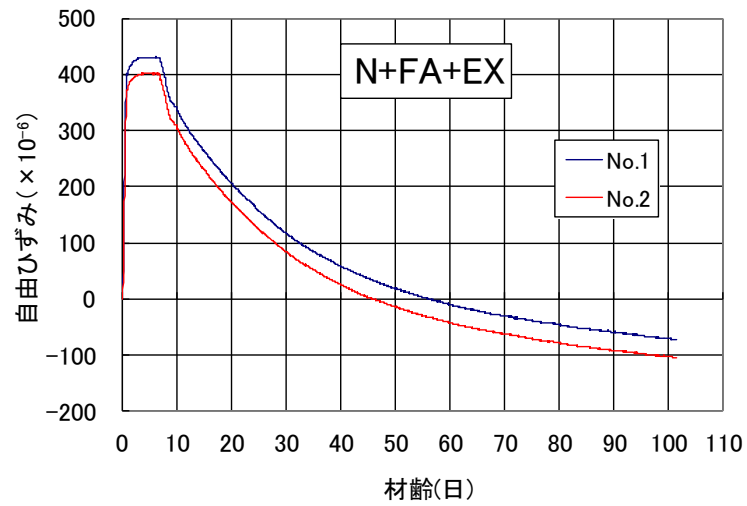


図 7-2 自由ひずみの測定結果

## 参考資料 II-4 温度ひび割れの制御で用いた解析手法とその検証

### 1. はじめに

温度ひび割れの制御で用いた解析手法とその検証の詳細を記載した。検証とする実験は文献[1]に記載されたものを用いた。本実験はコンクリートの物性値についても強度、線膨張率、温度履歴が詳細に計測されている。解析にあたっては、これらの値を用いた（表 1.1）。

表 1.1 各試験体のコンクリートの物性

シリーズ	供試体番号	セメント量	実験値				
			スランプ	空気量	打込み温度	熱膨張係数	圧縮強度※
			(cm)	(%)	Tco(°C)	$\alpha (\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C})$	MPa
1	1-1	N300	8.0	4.8	18.0	6.63	26.1
	1-2	N300	9.0	4.8	19.0	6.63	24.8
	1-3	N250	9.0	4.4	18.0	6.51	21.9
	1-4	N380	8.5	4.7	20.0	7.73	32.2
	2-8	N300	8.0	3.9	17.0	6.77	30.9
	2-9	N300	8.0	3.5	17.0	6.77	32.0
	2-10	M300	9.0	3.8	16.0	8.05	31.9
	3-1	N300	8.5	4.1	14.0	7.76	27.3
	3-5	N300	9.5	4.3	14.0	7.76	26.6
	3-6	N300	9.0	4.5	16.0	7.76	23.1
2	2	N380	9.0	4.6	24.0	5.50(7.75)	28.3
	4	N380	8.0	4.4	21.0	6.52(7.35)	31.3
	1-2	N320	8.9	4.1	15.0	5.46(8.45)	27.9
	3-2	N380	10.1	4.2	12.5	6.50(8.05)	30.4

※:標準養生, 材齢28日の強度

### 1.1. 材齢進行

材齢進行については、数式 1-1 に示した有効材齢の考え方に基づくものとした。

$$t_e = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[ 13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i) / T_0} \right]$$

数式 1-1

ここに、 $t_e$  : 有効材齢 (日)、 $\Delta t_i$  : ある一定のコンクリート温度が継続する期間(日)、 $T(\Delta t_i)$  :  $\Delta t_i$ の間継続するコンクリート温度(°C)、 $T_0$  : 1°Cである。

圧縮強度の時間進展については、数式 1-2 を用いた[2]。

$$f'_c(t_e) = \frac{t_e - S_f}{a + b \cdot (t_e - S_f)} f'_c(t_n)$$

数式 1-2

ここに、 $f'_c(t_e)$  : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $t_e$  : 有効材齢 (日)、 $a$ 、 $b$  : セメントの種類および管理材齢に応じた圧縮強度の発現を表す係数、 $S_f$  : セメントの種類に応じた硬化原点に対応する有効材齢 (日)、 $f'_c(t_n)$  : 管理材齢  $t_n$  における圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) を用いた。

## 1.2. 圧縮強度とヤング率

圧縮強度とヤング率の関係については、次の数式 1-3 に示す。

$$E_c(t_e) = 6300 \cdot f'_c(t_e)^{0.45}$$

数式 1-3

ここに、 $E_c(t_e)$ ：ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)、 $f'_c(t_e)$ ：圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) である。

## 1.3. クリープ

クリープについては、AIJ 指針の関数数式 1-4～数式 1-7 を用いた。

$$\phi(t_e, t_0) = \phi_0 \times \left[ \frac{(t_e - t_0)/t_1}{\beta_H + (t_e - t_0)/t_1} \right]^{0.3}$$

数式 1-4

$$\phi_0 = 1.05 \cdot (E_c(t_0) / E_{c28})^{-1.04}$$

数式 1-5

$$\beta_H = c \cdot (E_c(t_0) / E_{c28})^4 + 7.6$$

数式 1-6

$$c = 117 - 1.11 f_{c28}$$

数式 1-7

ここに、

$\phi(t, t_0)$ ：材齢 28 日のヤング係数を基準とした載荷時材齢を考慮したクリープ係数

$\phi_0$ ：クリープ係数の終局値

$\beta_H$ ：クリープの進行速度を表す係数

$t_0$ ：載荷時有効材齢 (日)

$t_e$ ：有効材齢 (日)

$t_1$ ：材齢を規格化する単位で 1 日を表す

$f_{c28}$ ：有効材齢 28 日の圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_{c28}$ ：有効材齢 28 日のヤング率 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c(t_0)$ ：載荷時材齢  $t_0$  日におけるヤング率 (N/mm<sup>2</sup>) である。

## 1.4. 自己収縮

自己収縮については、数式 1-8～数式 1-12 を用いて評価した。

$$\varepsilon_{sh}(t_e) = \eta_c \cdot \varepsilon_{sh,\infty} \cdot \beta_{sh}(t_e)$$

数式 1-8

$$\varepsilon_{sh,\infty} = 3070 \exp(-7.2(w/c)) + 50 \left[ 1 - \exp\left\{-1.2 \cdot 10^{-6} (T_{max} - 20)^4\right\} \right]$$

数式 1-9

$$\beta_{sh}(t_e) = 1 - \exp\left\{-a_{sh} (t_e - t_{e,set})^{b_{sh}}\right\}$$

数式 1-10

$$a_{sh} = 3.7 \exp(-6.8(w/c))$$

数式 1-11

$$b_{sh} = 0.25 \exp(2.5(w/c))$$

数式 1-12

ここに、 $\varepsilon_{sh}(t_e)$ ：自己収縮ひずみ( $\times 10^{-6}$ )、 $\eta_c$ ：セメント種類に依存する係数で、普通セメント 1.0、中庸熱セメント 0.85、 $\varepsilon_{sh,\infty}$ ：自己収縮の終局値で、**数式 1-8**による水セメント比( $w/c$ )と最高温度  $T_{max}$ ( $^{\circ}\text{C}$ )の関数、 $\beta_{sh}(t_e)$ ：式(9)による自己収縮の進行を表す関数、 $a_{sh}$ 、 $b_{sh}$ ：自己収縮の進行に関わる係数で水セメント比の関数、 $t_{e, set}$ ：自己収縮の原点で、本検討では 0.3(日)である。

### 1.5. 付着損失長さ

付着損失長さ  $L_{cr}$ については、文献[2]において 600mm (片側 300mm) が付着損失領域であることを鉄筋に貼付したひずみゲージにおいて実証しているので、この値を用いることとした。付着損失長さが、小柳らのモデルと一致していないので、付着剛性モデルも変更しなくてはならない。文献[2]では、鉄筋応力度とひび割れ幅の関係が明示されているので (図 1-1)、この結果を用い、**数式 1-13**を採用することとした。

$$\sigma_s = -1108.9 w_{cr}^2 + 1100$$

数式 1-13

ここに  $w_{cr}$ ：ひび割れ幅 (mm)、 $\sigma_s$ ：鉄筋の平均応力度 (N/mm<sup>2</sup>) である。

また、ひび割れ発生クライテリアは、本検討におけるフィッティングパラメータとして考えた。本検討の範囲では、弾性ひずみが  $40 \mu$  でひび割れが発生するものと考えた。これは引張強度として 1MPa 程度と等価で、JCI の引張強度予測式から求めた場合に対しておおよそ 0.7 倍の値となっている。

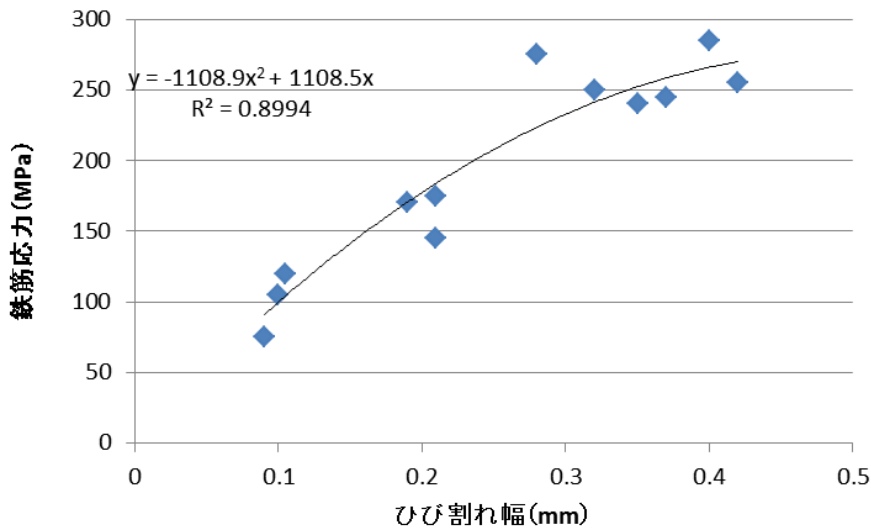


図 1-1 鉄筋応力とひび割れ幅 (=2×すべり量) の関係

## 2. 結果と評価

文献[2]における試験体 1-1、1-2、1-3、1-4、2-8、2-9、3-1、3-6、3-7、1-2、2、3-2、4 について解析を実施した。解析における応力の推移例、ひび割れ本数の比較、ひび割れ幅の比較について、[図 2-1](#) に示す。

[図 2-1](#) には、一例として有効応力計およびそれをトレースした 3 次元温度応力 FEM 解析の結果と本解析の結果を比較として示した。ここに示されるように、ひび割れが発生するので材齢 5 日以降の応力は増加しないが、それ以前の応力の推移は、実験、3 次元 FEM とも同様な傾向を示している。5 日以降は、部材が 1 次元に縮約されていることから応力の増大は生じない結果となっている。

[図 2-2](#) にはひび割れ本数の結果を示した。ここに示されるようにおおよその傾向はほぼ再現できているといえる。

[図 2-3](#) には、最大ひび割れ幅を示した。ここに示されるように最大ひび割れ幅については、実験と解析ではほぼ整合させることができた。これはフィッティングパラメータとして、ひび割れ発生クライテリアを  $40\mu$  にすることによって可能となった。



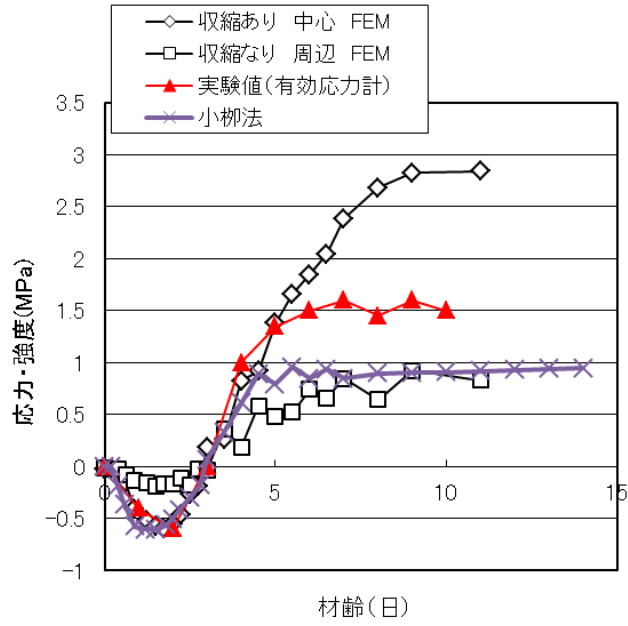


図 2-1 実験における有効応力計、3次元 FEM[3]および小柳法の比較結果  
(シリーズ 2、試験体 1-2)

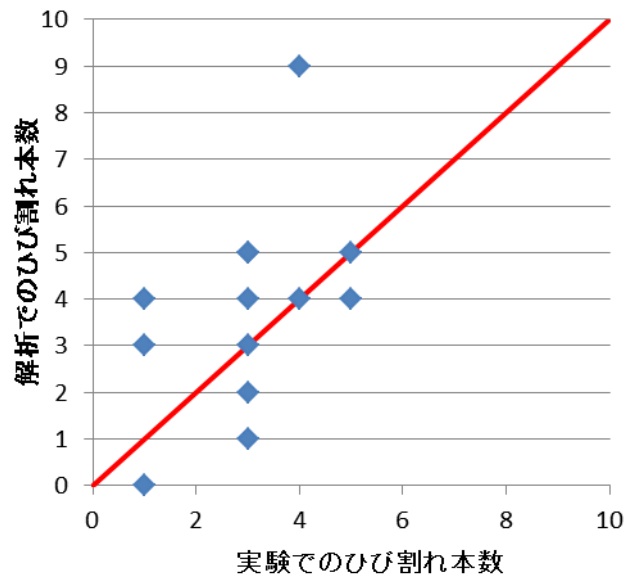


図 2-2 ひび割れ本数の比較

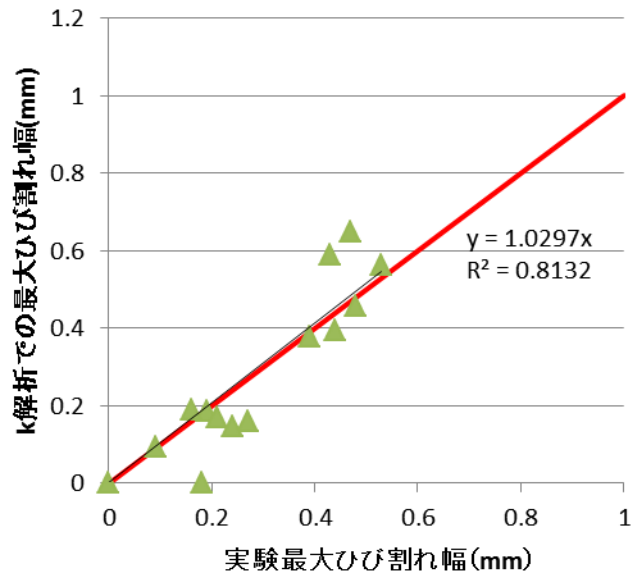


図 2-3 最大ひび割れ幅の比較

- 
- [1] 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、pp.127-155、1986
  - [2] 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
  - [3] 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、参考資料 5、2008

## 参考資料 II-5 乾燥収縮ひび割れ解析での物性値決定事例とその検証

### 1. はじめに

乾燥収縮ひび割れ解析事例における物性値取得のための実験の詳細を以下に記載した。

### 2. 乾燥収縮試験

#### 2.1. 実験方法

##### 2.1.1. 使用材料および調合

乾燥収縮は、モルタルを用いて乾燥条件下における水分逸散と収縮との関係を把握する実験によって把握した。使用した結合材は、普通ポルトランドセメント(記号:N)、フライアッシュ(記号:FA)、膨張材(記号:FA+Ex)である。コンクリートの調合は、調合は表 2-1 で示したコンクリートを想定し、モルタル実験ではこの調合から粗骨材を除いた調合とした。フライアッシュを用いた調合については普通ポルトランドセメントに対し、質量比で 30%置換したものを使用し、また膨張材を使用した調合においては、膨張材を結合材に対し内割でコンクリート換算 1m<sup>3</sup> あたり 18kg の添加量とした。供試体の作製および養生方法を表 2-2 に示した。

表 2-1 想定したコンクリートの配合

調・配合名	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						混和剤添加量(P×%)				
			W	P			S	G		8SV	785	15S	303
				C	FA	Ex		G <sub>大</sub>	G <sub>小</sub>				
FA+Ex	40	44.0	157	393			751	979		0.6	0.04	-	-
				257	118	18		392	587				
FA	40	44.0	157	393			751	979		0.6	0.04	-	-
				275	118	-		392	587				
N	55	47.0	163	296			850	981		-	-	0.7	0.002
				296	-	-		392	589				

表 2-2 供試体の作製および養生方法

試験項目	試験方法
供試体作製	JIS R 5201「セメントの物理試験方法」 附属書 27.2 成形 に準拠し 4×4×16cm の型枠に打設した。供試体の作製数は、各水準で 9 本とした。
供試体養生	材齢 3 日で脱型後、NPC は材齢 46 日、FA、FA+Ex は材齢 61 日まで水中養生を行った後に乾燥による試験を開始した。

### 2.1.2. 拡散係数の測定

本検討では、Boltzmann-Matano 法[1]を用いてモルタルの水分拡散係数を実験的に取得する。モルタル中の水分が含水率をポテンシャルとして移動する場合の支配方程式は以下の通りとなる。

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D(w) \frac{\partial w}{\partial x} \right)$$

#### 数式 2-1

ここで  $w$ :モルタルの含水率(g/g)、 $D(w)$ :モルタルの含水率に依存する拡散係数(m<sup>2</sup>/s)である。さらに数式 2-1 は、数式 2-2 で表されるボルツマン変数  $\lambda$  を用いて、数式 2-3 のように変形することができる。

$$\lambda = \frac{x}{\sqrt{t}}$$

#### 数式 2-2

$$D(w) = -\frac{1}{2} \int_{w_0}^{w_1} \lambda dw / \frac{\partial w}{\partial \lambda}$$

#### 数式 2-3

ここで、 $\lambda$ :ボルツマン変数(cm/day<sup>1/2</sup>)、 $x$ :乾燥面からの距離(cm)、 $t$ :乾燥期間(day)、 $w_0$ 、 $w_1$ :飽水状態の含水率(g/g)、任意の含水率(g/g)。

数式 2-3 を用いるためには、実験的に得られた  $\lambda$  と  $w$  の関係を回帰して、積分可能な式で表す必要がある。本検討では、過去に行われた検討[2][3][4]の中で、藤原・秋田らが用いた数式 2-4 を使用することとした。

$$w = w_0 \left( 1 + f - \frac{a}{(\lambda/2 + b)^2} \right)$$

#### 数式 2-4

ここで、 $a$ 、 $b$ 、 $f$  は回帰のための実験定数であり、 $w_0$  は飽和含水率(g/g)である。 $t=0$  の時に、 $\lambda$  は無限大に、 $t=\infty$  のときに、 $w$  は乾燥条件の相対湿度と平衡に達した時の含水率を表すことになる。そのため、変数  $f$  は基本的にゼロになる必要がある。本検討では、最小二乗法によって関数のフィッティングを行うことで各実験定数を定め、 $f$  が 0 以下となる場合は  $f=0$  としてフィッティングを行った。

Boltzmann-Matano 法に基づき拡散係数を取得するため、図 2-1 に示すように 4×4×16cm のモルタルから切り出して試験体を作製した。拡散係数取得のための試験体は 2 種類あり、図 2-1(a) は拡散係数のみを取得するための試験体であり、図 2-1(b) は拡散係数だけでなく、乾燥収縮ひずみも同時に測定する試験体である(2.1.3 参照)。予め厚さ 8mm の厚さで切断した後、飽水状態で質量を測定し、切断した各試料の側面をアルミ粘着テープで封緘した。なお、試験体の切断は打設面に垂直な方向とし、骨材沈降などによる試験体断面の材料のばらつきが実験結果に影響しないよう考慮した。その後、飽和塩とシリカゲルで調湿した 12.5±2.5%RH、20±2°C の恒温恒湿チャンバー内で試験体を乾燥させた。図 2-1(a) に示す拡散係数取得のみの試験体は各調合で 2 体、図 2-1(b) に示す拡散係数と乾燥収縮ひずみを測定する試験体は各調合で 1 体である。

拡散係数を測定する目的で乾燥開始後、1日、3日、7日、14日、22日、28日に各試験体の質量を精度 0.0001g の校正済み電子天秤にて測定を行った。また、各試験体の厚さは精度 0.1mm のノギスで測定し、その中心位置を算出した。また、飽和含水率は水分移動試験とは別の試験体から測定したものをを用いた(2.1.4 参照)。これは、細骨材は試験体のサイズに比べ十分小さいため、モルタルは材料的に均一なものとなし、試験体ごとの飽和含水率のばらつきは小さいものと考えたためである。

また、乾燥面奥行き方向の試験体の含水率を測定することに関して、藤原ら[5]は 1)あらかじめ切断する方法、2)乾燥後に割裂する方法、3)長さを変えた試験体による方法と異なる 3 方法によって実験を比較しており、質量法による各種測定方法の影響について検討を行っている。その中で、あらかじめ切断する方法では乾燥の進行が比較的遅いが、乾燥面からの距離と含水率分布に関しては、乾燥後に割裂する方法とほぼ同様の傾向を示していると報告している。このことから、あらかじめ切断する方法は、乾燥プロセスでは、特に切断面において連続的な液状水移動が遮断する影響が想定される。しかし、試験体全域の水分移動距離に対して、切断面間の距離の影響は十分小さいと考えられることから、あらかじめ切断しておく手法でも本検討では問題が無いと考えた。

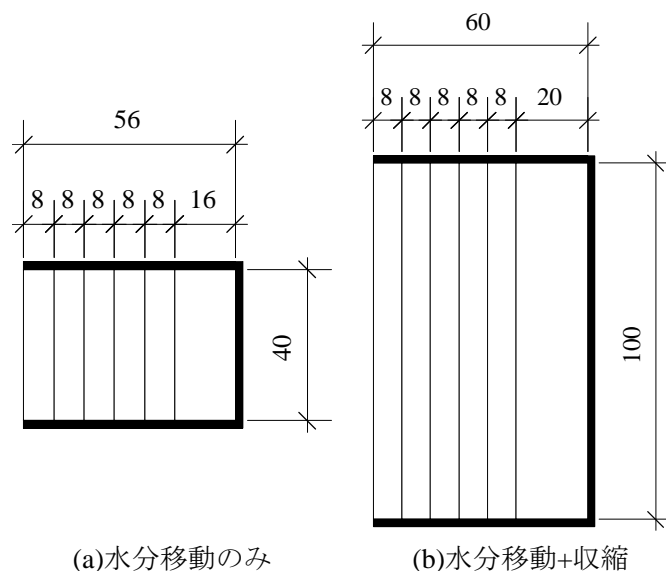


図 2-1 試験体の概要(単位:mm)

(黒い面はアルミ粘着テープで封緘)

### 2.1.3. 乾燥収縮ひずみの測定

乾燥面から奥行き方向の乾燥収縮ひずみを測定するため、2.1.2 の水分拡散係数の測定を行っているものと同様の試験体(図 2-1(b))に対し、マイクロメータヘッド MHN3-25MB (Mitsutoyo 社製、最小読み取り値 0.001mm、精度±0.003mm)を用いた測定器によって、長さ変化を測定した。基長には長さが既知のセラミックを用意し、セラミックと試験体の長さの差を測定することにより、試験体の長さを求めた。基長となるセラミックの温度ひずみを考慮するため、室内の温度を合わせて測定し、線膨張係数を用いて基長の補正を行った。セラミックの線膨張係数は  $9.3 \pm 0.5 \mu\text{m}/\text{m}/\text{C}$  である。なお、室内の温度変化は  $\pm 2\text{C}$  の範囲であった。測定は図 2-1(b)の試験体の各パーツにおい

て長辺方向 3 箇所で行い、それら 3 つのひずみの平均をとり、各パーツの乾燥収縮ひずみとした。乾燥開始からの測定期間は拡散係数の測定と同様、1 日、3 日、7 日、14 日、22 日、28 日である。

#### 2.1.4. 飽和含水率の測定

拡散係数測定試験と同バッチで作成したモルタルから、 $1 \times 1 \times 2 \text{cm}$  に切断した試験体を用いて飽和含水率の測定を行った。試験体は各調合で 4 体用意し、それらの平均を飽和含水率とした。絶乾質量は、 $105^\circ\text{C}$  で試験体の質量変化が平衡に達した状態と定義した。なお、 $105^\circ\text{C}$  で乾燥時に未水和の結合材の反応を防ぐため、ロータリーポンプ(到達圧力性能： $6.7 \times 10^{-2} \text{Pa}$ )を用い、予め 6 時間ほど低真空状態で試験体を乾燥させた後に  $105^\circ\text{C}$  の乾燥炉で乾燥させた。

#### 2.1.5. 等温線試験

解析のインプットとして、各相対湿度で水分移動が平衡に達した試験体の収縮と含水率が必要となる。そのため、飽水状態の  $4 \times 10 \times 0.8 \text{cm}$  の試験体を  $20^\circ\text{C}$  80%RH、60%RH、40%RH、11%RH で乾燥させ、各環境下で水分移動が平衡に達したときの乾燥収縮ひずみと含水率を測定した。試験体は 4 つの相対湿度に対し各調合 1 体ずつ用意し、乾燥収縮ひずみの測定は 2.1.3 と同様であり、また、含水率は 2.1.2 と同様に質量変化を測定し、2.1.4 で測定した飽和含水率を基に算出した。

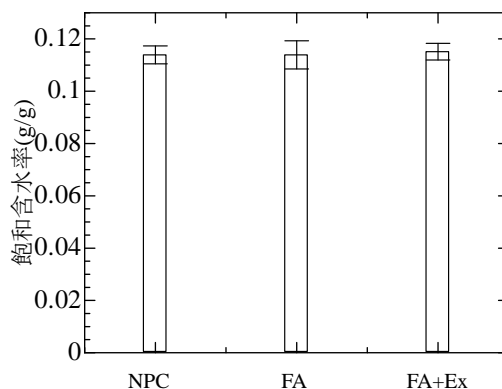
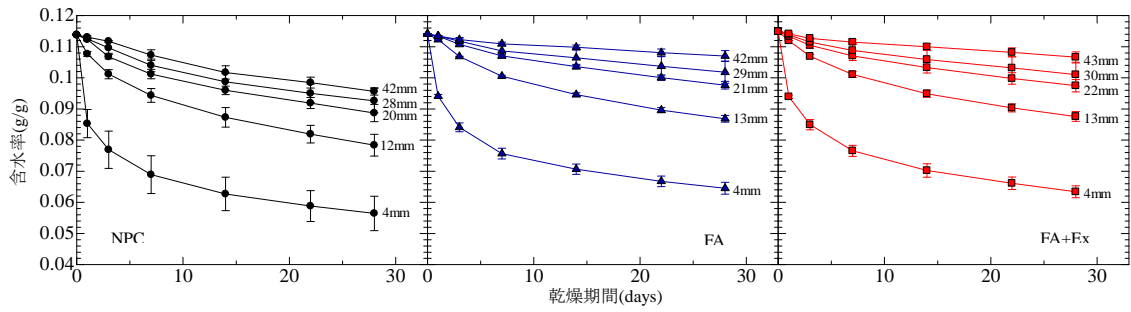
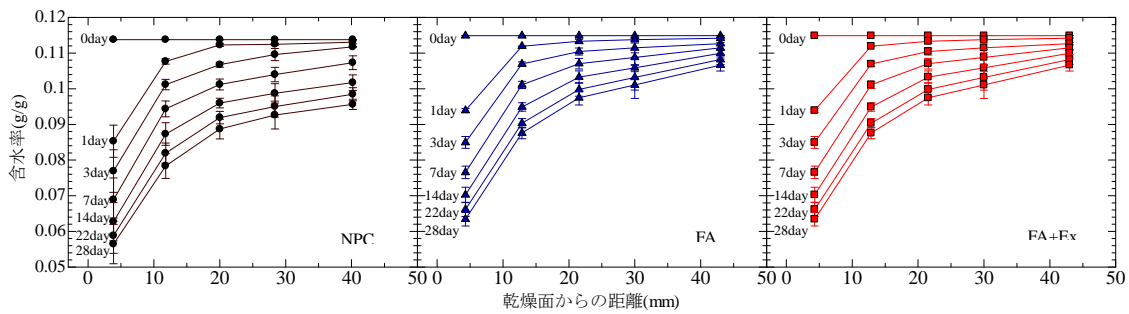


図 2-2 各配合の飽和含水率



(a)乾燥期間に関する整理



(b)乾燥面からの距離に関する整理

図 2-3 含水率の経時変化

## 2.2. 実験結果

### 2.2.1. 含水率の経時変化

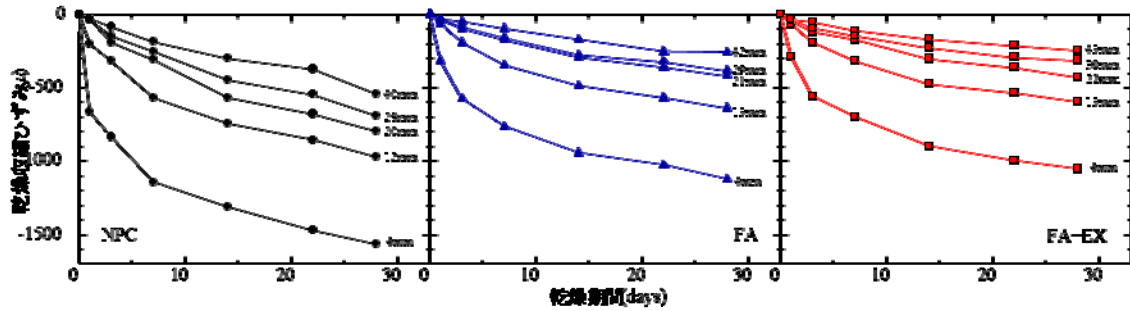
試験体の飽和含水率を図 2-2 に示す。エラーバーは試験体 4 体の標準偏差を示している。各試験体で含水率はほぼ同じ値となった。

図 2-3 に含水率の経時変化を示す。図中のエラーバーは試験体 3 体の標準偏差である。図 2-3 (a) は横軸を乾燥期間としたものであり、図中の数字は、試験体の乾燥面からの距離を表している。図 2-3 (b) は、横軸を乾燥面からの距離(3つの試験体の平均値)として整理したものであり、図中の記号は乾燥期間を示している。これらの図から、乾燥面付近では含水率の変化が急であり、乾燥面からの距離が大きくなるほど緩やかに乾燥することが確認できる。また、図 2-3 (b)からは、FA、FA+Ex に比べて NPC は含水率の減少の速度が大きいことがわかる。この傾向は、乾燥面付近だけでなく乾燥面からの距離が 40mm においても確認される。特に 40mm 付近では乾燥期間 28 日において、NPC は FA、FA+Ex に比べて 2 倍近く含水率が変化しており、その差が顕著である。(相対含水率の変化は、NPC は-16%に対し、FA、FA+Ex は-7%)

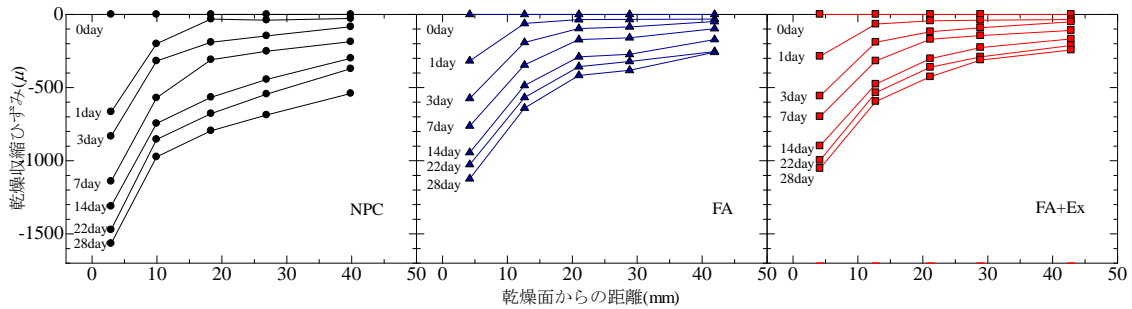
### 2.2.2. 乾燥収縮ひずみの経時変化(拡散係数と同時測定の実験体)

図 2-4 に乾燥収縮ひずみの経時変化を示す。図 2-4 (a)は横軸を乾燥期間としたものであり、図中の数字は、試験体の乾燥面からの距離を表している。図 2-4 (b)は、横軸を乾燥面からの距離として整理したものであり、図中の記号は乾燥期間を示している。含水率の変化と同様、表面の収縮ひずみは急激に増加し、乾燥面からの距離が大きくなるほど収縮の変化は緩やかになる。また、FA と FA+Ex では、FA+Ex の方が若干収縮量は小さいものの、ほぼ同じ値を示した。一方、NPC

はFA、FA+Ex と比べて収縮が大きく、乾燥面からの距離 40mm においても乾燥期間 28 日で-600 $\mu$ ほど収縮している。



(a)乾燥期間に関する整理

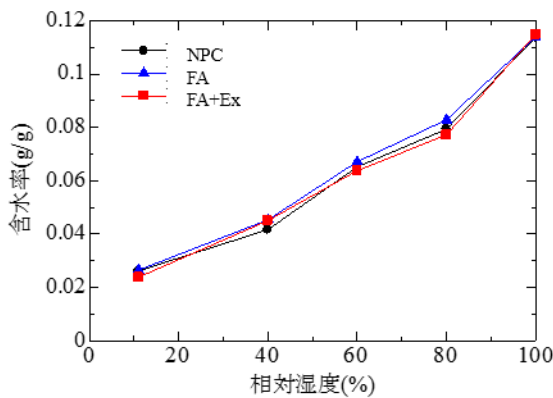


(b)乾燥面からの距離に関する整理

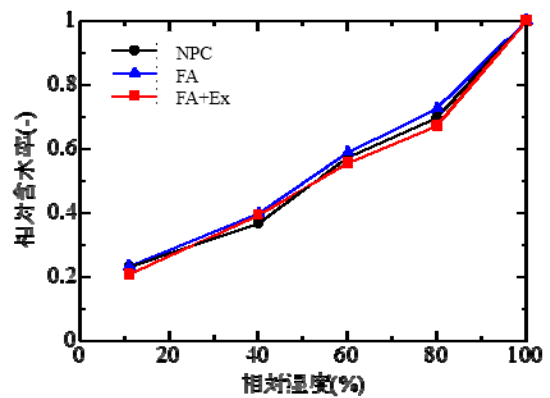
図 2-4 乾燥収縮ひずみの経時変化

### 2.2.3. 等温線試験

図 2-5 に各湿度(20 $^{\circ}$ C RH80%、RH60%、RH40%、RH11%)で平衡状態に達したときの含水率と相対含水率(含水率と飽和含水率の比)を、図 2-6 に各相対湿度での乾燥収縮ひずみを示す。各相対湿度において、試験体 3 種類ともほぼ同じ含水率をとった。また、相対湿度と含水率の関係はおおよそ線形であり、既往の研究<sup>[6], [7]</sup>と一致した。乾燥収縮は、NPC の収縮が最も大きく、FA、FA+Ex はほぼ同じ値となった。乾燥収縮と相対湿度の関係は 100%-40%RH まではほぼ線形であるが、11%RH の収縮量は RH40% とほぼ同じ値となっている。



(a)質量含水率



(b)相対含水率

図 2-5 各湿度における含水率



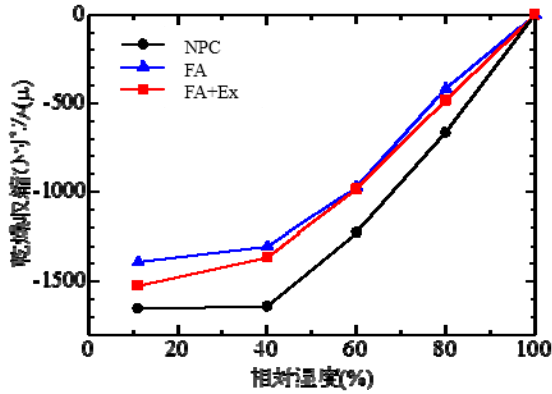


図 2-6 各湿度における乾燥収縮ひずみ

#### 2.2.4. 含水率と乾燥収縮ひずみの関係

図 2-7 に含水率と乾燥収縮ひずみの関係を示す。図 2-7 (a)は拡散係数取得実験の試験体だけのプロットで、図 2-7 (b)は等温線試験の結果も加えたものである。また、図中に表示されている破線は、拡散係数取得実験の試験体から得られた含水率と収縮の関係をも最小二乗法で線形近似したものである。含水率と収縮の関係は、飽水からの乾燥プロセスにおいて、おおよそ線形であることが確認され、その傾きは NPC、FA、FA+Ex の順に大きくなった。また、図 2-7 (b)の等温線試験の結果を加えたものも 11%RH 以外の結果は線形近似したラインに乗った。

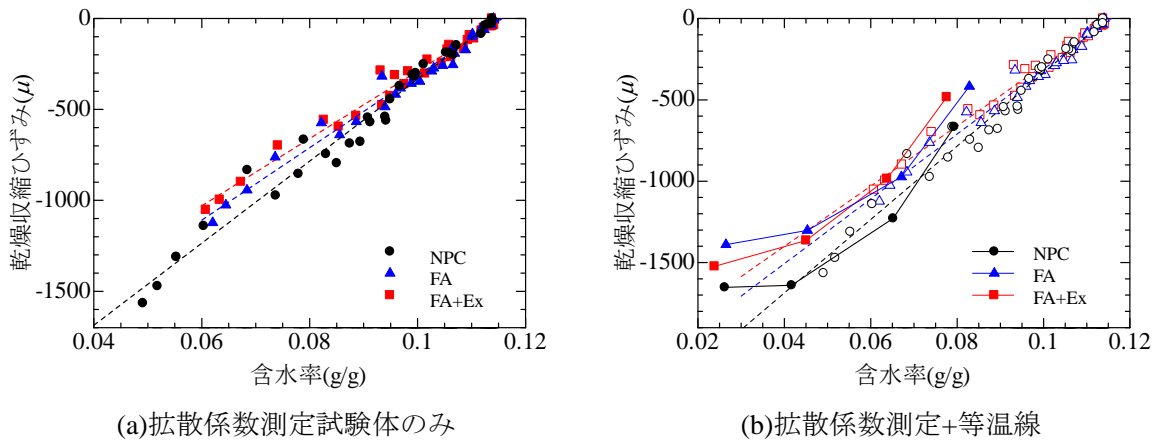


図 2-7 含水率と乾燥収縮ひずみの関係

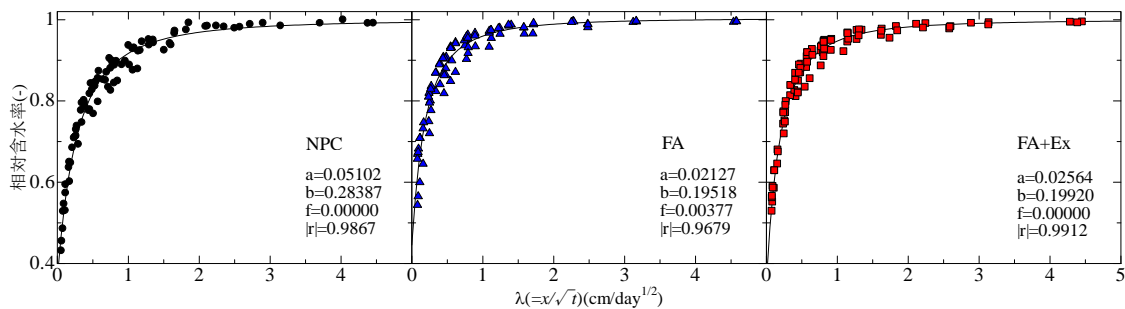


図 2-8  $\lambda$  と相対含水率の関係

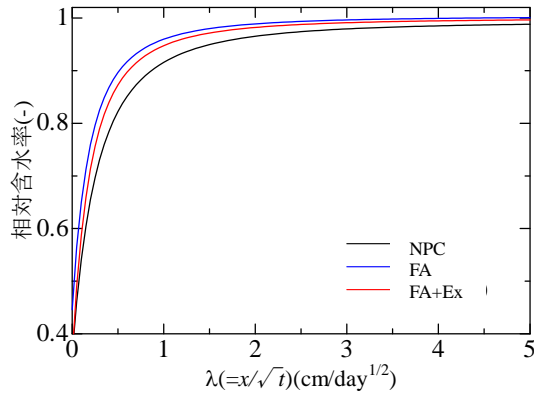


図 2-9  $\lambda$  と相対含水率の関係の比較

### 2.2.5. 拡散係数

図 2-8、図 2-9 に  $\lambda$  (ボルツマン係数) と相対含水率の関係を示す。この関係を数式 2-4 により回帰し、拡散係数を算出したものが図 2-10 である。拡散係数は含水率によらず NPC > FA+Ex > FA の関係となった。

#### a) NPC と FA、FA+Ex の比較

セメント、モルタル、コンクリートにおいて、水セメント比が小さいほど拡散係数が小さくなり [8][9]、フライアッシュ混入により拡散係数が減少することが確認されている [10]。水結合材比の減少、フライアッシュの添加共に拡散係数を減少させる要因であるため、FA と FA+Ex は NPC より拡散係数が小さくなったものと考えられる。

#### b) FA と FA+Ex の比較

FA+Ex は FA と比較して拡散係数が大きくなった。これは膨張材の添加による空隙率の増加によるものと考えられる。膨張材を添加した試験体は、空隙率が大きくなることが確認されており (図 2-11、図 2-12) [11]、また、空隙率の大きい試験体は透水係数が増大することが報告 [12][13] されている 図 2-13 [13][14]。透水係数は液状水の移動を取り扱ったものであるが、水蒸気拡散においても細孔分布が同じように影響すると考えると、膨張材の添加による空隙率の増大により FA+Ex の拡散係数は FA より大きくなったと説明できる。

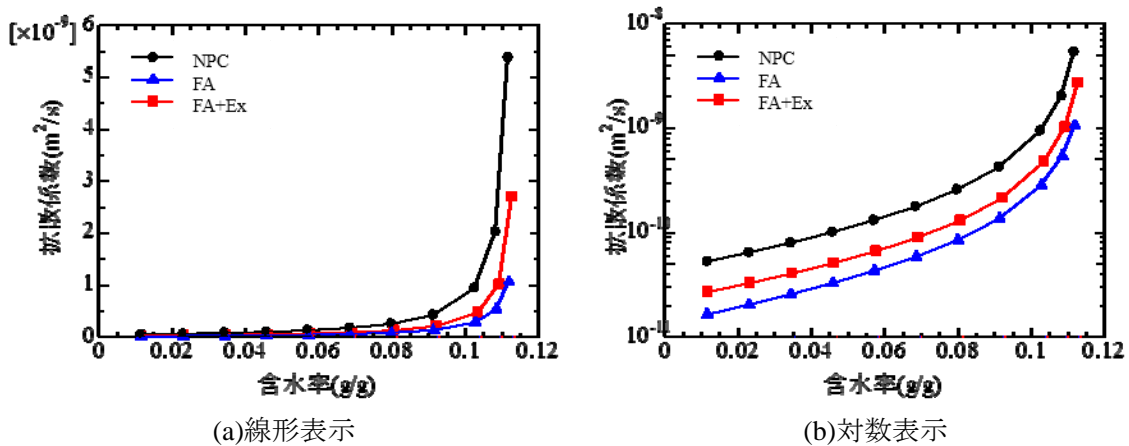


図 2-10 拡散係数

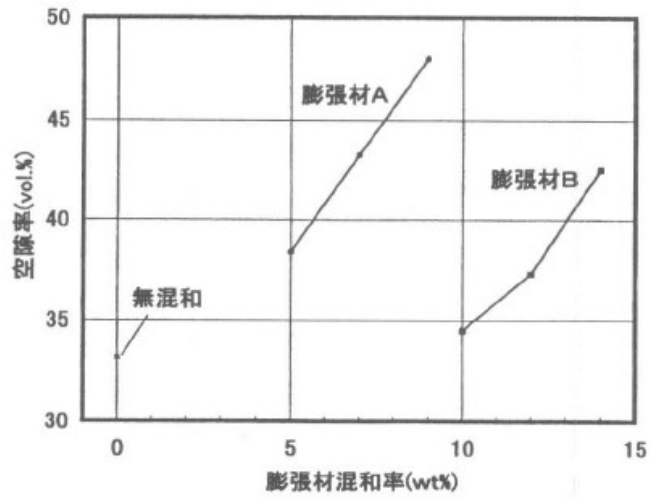


図 2-11 膨張材添加による空隙率の変化[11]

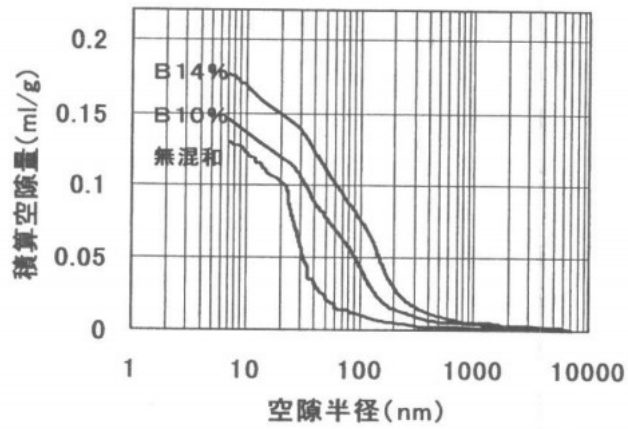


図 2-12 膨張材添加による細孔分布の変化[11]

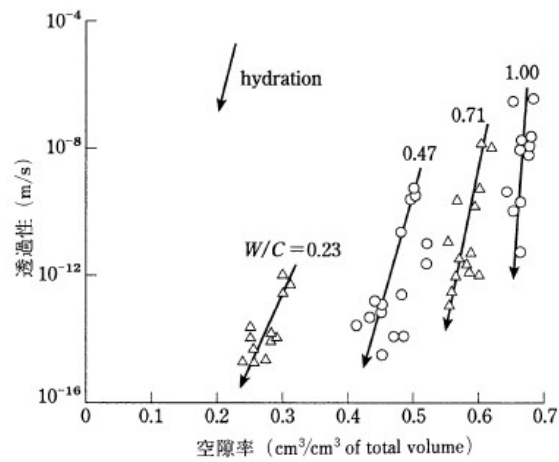


図 2-13 隙率と透水係数の関係[13][14]

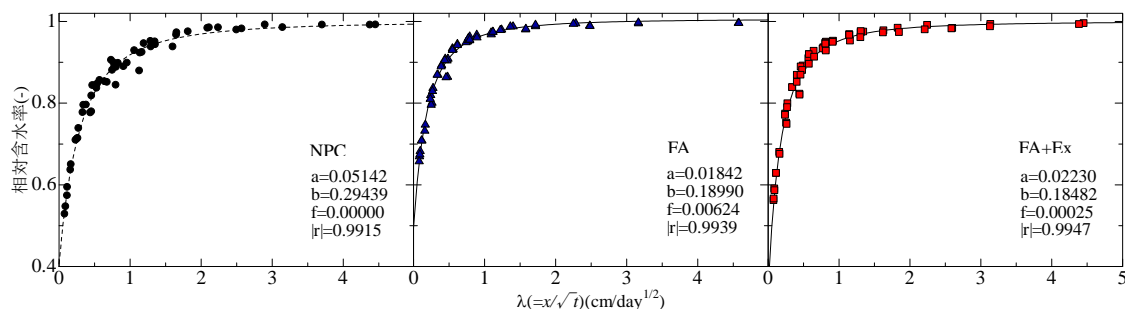


図 2-14  $\lambda$  と相対含水率の関係(水分拡散係数取得のみの試験体)

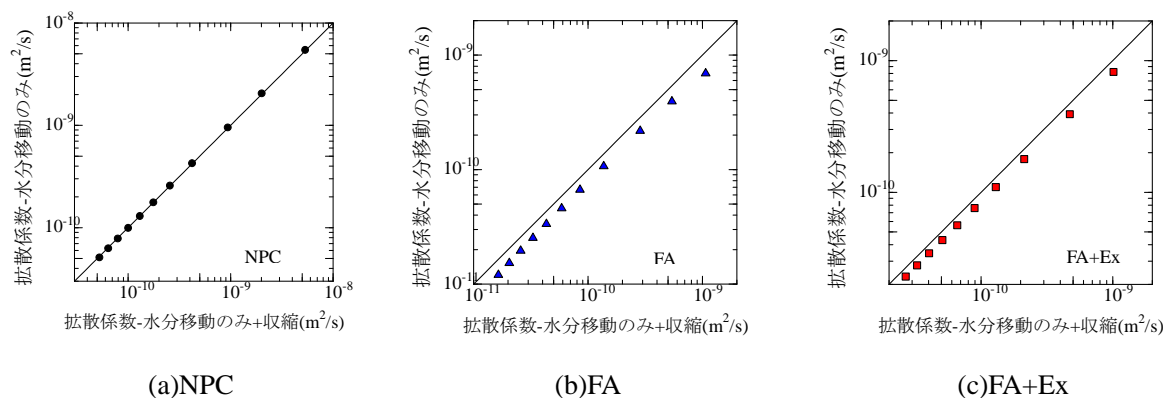


図 2-15 拡散係数の比較

## Appendix

拡散係数と収縮を同時に測定する試験体は、すべての面が収縮の測定 1 回につき約 10~15 分ほど外気にさらされている。そのため、拡散係数のみを取得する試験体と比べて、同じボルツマン係数に対し含水率が低くなることや、図 2-1(b)の試験体全体としての水分の分布が乱れることが考えられる。そのため、拡散係数取得のための試験体のみ(2 体)から拡散係数を取得し比較することとした。図 2-14 は拡散係数取得のための試験体の  $\lambda$  と相対含水率の関係であり、図 2-15 は図 2-14 から算出した拡散係数と、図 2-9 の拡散係数の比較を示す(相対含水率 0.98、0.95、0.9、0.8、0.7、0.6、0.5、0.4、0.3、0.2、0.1 をプロット)。図 2-14 から、拡散係数はほぼ同じであり、拡散係数と収縮を取得する試験体を加えても問題がないことが確認された。

[1] Chujiro Matano: On the relation between the diffusion-coefficients and concentrations of solid metals (The Nickel-Copper System), Japanese Journal of Physics, Vol.8, pp.109-113, 1933

[2] 阪田憲次、蔵本修：乾燥に伴うコンクリート中の水分の逸散と乾燥収縮に関する研究、土木学会論文報告集、No.316、pp.145-152、1981.12

[3] 秋田宏、藤原忠司、尾坂芳夫：モルタルの乾燥・吸湿・吸水過程における水分移動、土木学会論文集、No.420/V-13、pp.61-69、1990.8

[4] 秋田宏、藤原忠司、尾坂芳夫：乾燥を受けるコンクリート中の水分移動を解析する手法、土

---

木学会論文集、No.490/V-23、pp.101-110、1994.5

[5] 藤原忠司、佐藤嘉一郎、小西俊之：乾湿に伴うコンクリート内部での水分移動について、セメント技術年報、Vol.42、pp.427-430、1988

[6] 朴同天、兼松学、野口貴文：断面修復材として用いられるポリマーセメントモルタルの乾燥収縮と拘束応力発生に関する研究、コンクリート工学論文集、Vol.18、No.2、pp.71-82、2007.5

[7] 秋田宏、藤原忠司、小西俊之、尾坂芳夫：コンクリート中の水分移動における水分伝導率の評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vo.12、No.2、pp.161-166、1990

[8] 丸山一平、五十嵐豪、岸直哉：セメント硬化体中の水分移動に関する基礎研究、日本建築学会構造系論文集、Vol.76、No.668、pp.1737-1744、2011.8

[9] Goran Hedenblad: moisture permeability of mature concrete, cement mortar and cement paste, TVBM、1993

[10] 船本憲治、宝口繁紀、永松武教、小谷一臣：フライアッシュを45%まで内割使用したコンクリートに関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.2、pp.73-78、2000

[11] 盛岡実、萩原宏俊、坂井悦郎、大門正機：膨張材を混和したセメント硬化体の微細構造、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.2、pp.169-174、1998

[12] Shiqun Li, Della M.Roy: Investigation of relations between porosity, pore structure, and Cl- diffusion of fly ash and blended cement pastes, Cement and Concrete Research, Vol.16, No.5, pp.749-759, 1986

[13] Nyame, B. K. and Illston, J. M.: Relationships between permeability and pore structure of hardened cement paste, Magazine of Concrete Research, Vol.33, No. 116, pp. 139-146, 1981

[14] 古澤靖彦：コンクリート中の物質移動評価に関する研究の現状、コンクリート工学、Vol.37、No.4、pp.3-11、1999.4

## 参考資料Ⅱ-6 過大なかぶりが構造性能に及ぼす影響について

### 1. 概要

塩害等に対する耐久性に留意した設計を行うことで、かぶりが大きくなる傾向にある。一方で、かぶりが大きい部材は、地震時にかぶりコンクリートが剥落しやすく、急激に耐荷力が低下する可能性が指摘されている[1]。また、部材厚に対して極端にかぶりが大きい場合は、そもそも耐荷力算定の前提条件を再検討する必要がある。更に、かぶりが大きくなると、ひび割れが生じてしまった場合に表面ひび割れ幅が大きくなることにも注意が必要である。

### 2. 過大なかぶりの実施例

沿岸部の鉄道構造物（餘部橋梁）では、塩害対策から橋脚でのかぶりが200mmとなった。ただし、部材寸法が4mと相対的に大きく、かぶり剥落の対策として再生PET繊維が混入されている。一方、原子力発電所の取放水系の構造物（ボックスカルバート）では、部材寸法が600mm～1000mm程度のもので、通常は120mmまでであったかぶりが、200mm程度の例もあるとのことで、塩害対策によりかぶりが大きくなる傾向がある。ただし、最近はかぶりが大きくなる箇所では、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いてかぶりが過大にならないようにする傾向にある。

2012年版土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕[1]では、鋼材腐食発生限界濃度をセメントの種類やW/Cより求める方法に改訂され、普通ポルトランドセメントを用いた場合では、鋼材腐食発生限界濃度が従来のもより大きくなるため、かぶりが小さくなる傾向にある。

### 3. 過大なかぶりと構造性能

橋脚等の断面寸法が大きい部材の場合には、かぶりが大きくなっても相対的にその影響は小さい。しかしながら、部材寸法がそれほど大きくない場合には、耐久性設計によるかぶりの増大は、部材の耐荷挙動への影響が懸念される。（極端な場合を想定すれば、鉄筋が断面中心に配置されているようなものである。）このような部材の検討事例はほとんどなく、構造性能が十分に期待できない可能性が指摘されている。

例えば、図3.1のような部材で、かぶりの増大に伴い部材厚を大きくできる場合（図3.1a）には、耐力が同じ部材となるために有効高さおよび鉄筋量を同じにすればよいが、かぶりが大きい場合には主鉄筋の付着効果が伝達される領域が相対的に減少するため、実際に有効な断面は小さくなる可能性があるとともに、地震時にはかぶりコンクリートが早期に剥落し、耐荷力の急激な低下をまねくことが懸念される。部材厚を一定として設計する場合（図3.1b）は、その傾向が顕著になるとともに、太径の鉄筋を用いることによる影響にも留意しなければならない。

2012年版土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕の改訂資料[2]には、過大なかぶりが構造性能に与える影響に関する解説が記されている。

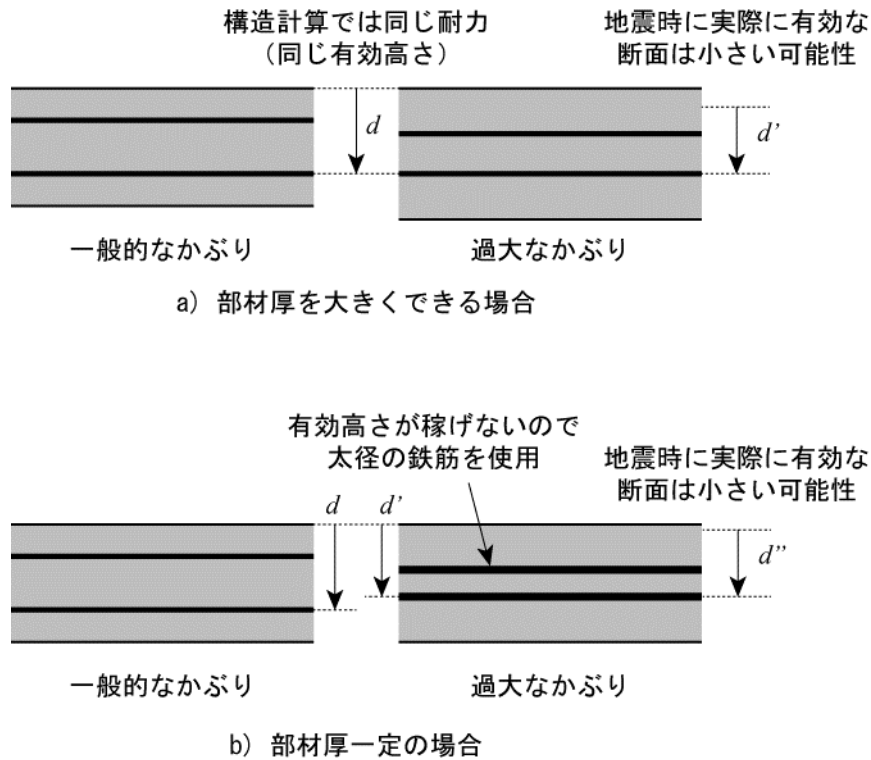


図 3.1 過大なかぶりにより構造性能の低下が懸念される例

#### 4. 構造性能について検討すべき事項

##### 4.1. 耐震性能

地中構造物の場合、現状の設計基準により設計されれば、地震時に崩壊する可能性は考えられないが、過大なかぶりをを用いた場合の影響について留意しておく必要がある。また、コンクリートピットを採用する場合には、慣性力がかなり増大することにも注意が必要である。

##### 4.2. ひび割れ

地震による崩壊の心配はなくても、地震時にひび割れが生じる。地震後に、降伏以前の曲げひび割れ等のように閉じるものもあるが、斜めひび割れ（せん断ひび割れ）等、ひび割れによっては残留ひび割れ幅が無視できないものになる場合があるので、留意が必要である。

##### 4.3. 非対称かぶりと鉄筋比

一般に、かぶりが非対称となること自体に問題はない。また、地中ボックスカルバート構造で、鉄筋比 0.6%程度は特に問題ないと考える。ただし前述のように、過大なかぶりをを用いる場合には構造性能に与える影響について注意が必要となる場合がある。

[1] 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、2012

[2] 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書改訂資料、コンクリートライブラリー138、2012

## 参考資料Ⅱ-7 アルカリ骨材反応ーコンクリートプリズム試験 (CPT) の有用性

### 1. はじめに

コンクリートの劣化現象であるアルカリ骨材反応 (ASR) は、コンクリートの大部分を示す骨材 (粗骨材、細骨材) とセメントに由来するアルカリの反応によって生じる異常膨張現象である。我が国における ASR によるコンクリートの劣化現象は 1970~1980 年代に多く報告されたが、1986 年の旧建設省総合技術開発プロジェクト (総プロ) による抑制対策以降、沈静化したものと考えられてきた。しかしながら、抑制対策を施したコンクリートを用いた構造物においても ASR により劣化した事例が国内外において専門家などにより近年報告され始めており、より適切な試験法および ASR 抑制対策の構築が望まれている。本技術資料が対象とする汚染焼却飛灰等の物最終処分場は特殊な環境にあり、高い水準でのひび割れ抑制対策が要求されている。したがって、同前では、以下に示す課題を踏まえ、高いレベルでの抑制対策を実施しなければならない。

本参考資料では、現行における ASR 対策の課題と、コンクリートプリズム試験 (CPT) による ASR 評価の有用性についてまとめた。

### 2. 骨材試験の限界

現在、ASR に関する国内の試験法として、化学法とモルタルバー法と呼ばれる方法が JIS 化されている。しかしながら、これらの試験法は主に骨材試験であり、ASR 反応性が疑われる骨材を検出する精度についても種々の問題を抱えている。現行の骨材試験 (化学法、モルタルバー法) の課題を以下の通り記載する。

#### (1) ペシマム現象

ペシマム現象とは、反応性骨材単体で使用するよりも混合率が数~数十%で最も大きな膨張を示す現象である。オパールやクリストバライト、トリディマイト、カルセドニーといった高反応性のシリカ鉱物を含む反応性骨材においてこのような現象が認められている。表 2.1 に反応性鉱物の種類とペシマム混合率の関係を示す[1]。

ペシマムは 1940 年代から知られている現象であるが、現行の試験では適切に判定できない。化学法は、ペシマム現象を生じやすい骨材を検出するのに比較的適している。一方、モルタルバー法はペシマム現象を示す骨材の検出に不適な場合が多い。ペシマム現象が顕著な骨材の場合、反応性骨材を全量使った場合には膨張を示さないことがある。現行のモルタルバー法は対象の骨材を全量使用することになっている。したがって、例えば反応性骨材の割合が 20-30% で膨張する骨材を全量用いて試験すると膨張を生じない。

さらに、現行の JIS 規格によると、化学法とモルタルバー法があり、両試験法における判定結果が異なった場合、モルタルバー法の結果を優先することとなっている。化学法で骨材の反応性を検出したとしても、対象の骨材を全量使用することを前提としたモルタルバー法ではペシマムを生じる骨材のアルカリ反応性を検出することが難しく、総合的な結果として「無害」と判定されてしまう場合がある。



表 2.1 反応性鉱物とペシマム量の関係[1]

反応性鉱物	ペシマム量	化学法試験	主に含有される岩石
オパール	5%以下	潜在的有害	珪質けつ岩、チャート、珪化岩 (第三紀以降)
クリストバライト	10%	潜在的有害	安山岩、デイサイト、流紋岩 (第三紀以降)
トリディマイト	10%	潜在的有害	安山岩、デイサイト、流紋岩 (第三紀以降)
カルセドニー	20%	潜在的有害	チャート、凝灰岩、珪化岩、ほか先カンブリア紀の変成岩を含む多くの岩石
隠微晶質石英	50%以上	有害	チャート、凝灰岩、珪化岩

## (2) 遅延膨張

安山岩のような急速膨張性骨材と異なり、典型的には数十年経過した後に問題となるような膨張が検出されるような骨材は遅延膨張性骨材と称される。遅延膨張性骨材は急速膨張性骨材と比較して反応が緩慢であり、膨張が顕在化するまでの時間を要する。このような骨材は反応性鉱物として主に隠微晶質石英(数 $\mu\text{m}$ 以下の粒径)や微晶質石英を含んでいる。

遅延膨張性骨材に対して、一般に化学法やモルタルバー法では検出できない[2]。これは化学法の反応時間が短いため、遅延膨張性骨材中の反応性シリカ鉱物の溶解の開始以前に試験が終了するためである。また、モルタルバー法においては、早期にモルタルからアルカリが溶脱することでモルタル内の空隙水のpHが低下し、膨張に至らないと考えられている。

## (3) サンプルング

化学法、モルタルバー法は骨材試験であるものの、必ずしも得られた結果がコンクリートに使用される骨材を代表したものではない。同じ砕石場であっても岩石学的には多様な骨材が産出され、ロットによっては物理的性質が類似していても化学的特性が大きく異なる場合がある[3]。さらに骨材は膨張しやすい粒度があり、一定粒度に粉砕するモルタルバー法では現実の反応性を評価することにならない。

このような背景から、海外では化学法およびモルタルバー法による判定ではなく、コンクリートによる試験(コンクリートプリズム試験:CPT)を用いた判定を行う方向となっている。CPTは、化学法やモルタルバー法の有する課題、特にペシマム現象や遅延膨張を生じる骨材を比較的適切に検出できることがメリットである。CPTは実使用骨材の評価にもなり、定期的試験により、骨材の品質変動を把握することも可能である。

## 3. 現行抑制対策の課題

2002年の国土交通省の通達によると、ASRを抑制するために以下のいずれかの対策を講じる必要がある。

- 1) コンクリート中のアルカリ総量の抑制
- 2) 抑制効果のある混合セメント等の使用
- 3) 安全と認められる骨材の使用

「コンクリート中のアルカリ総量の抑制」ではコンクリートのアルカリ総量を $3.0\text{kg/m}^3$ 以下と

することとなっている。また、「抑制効果のある混合セメント等の使用」では、高炉セメント B 種または C 種、あるいはフライアッシュセメント B 種または C 種を使用することとされている。

「安全と認められる骨材の使用」では、骨材の反応性試験で「無害」と確認された骨材を使用することとされている。このうち、土木構造物では「アルカリ総量の抑制」または「混合セメント等の使用」を優先することとされている。

上述した 3 つの対策のうち、「安全と認められる骨材の使用」については、前節にて述べた通りである。ここでは、「アルカリ総量の抑制」、「混合セメント等の使用」に対する現状の課題を記載する。

### (1) アルカリ総量

ASR を制御する上で、アルカリ総量を抑制することは非常に重要である。ASR はコンクリート中の空隙水の高い pH (≒アルカリ金属イオン濃度) によってある種のシリカ鉱物もしくは反応性物質が溶解する現象である。したがって、アルカリ総量を減じることは空隙水の pH を低減することとなり、ASR を抑制することができる[4]。

しかしながら、近年アルカリ総量  $3.0\text{kg/m}^3$  以下であっても ASR による劣化が発生した事例が報告されている。この原因の一つは、上述したペシマム現象である。ペシマム現象は高い反応性を有する反応性シリカ鉱物が比較的少量の時に最も膨張する現象であり、ペシマム混合率よりも反応性シリカ鉱物が多く含まれると、反応によってアルカリが多く消費されることで全体的には十分な反応量とならず、逆に膨張量が減少する。したがって、ペシマム現象は反応性シリカ鉱物の種類と量、またコンクリート中のアルカリ総量に支配されている。したがってアルカリ総量が少ない条件であっても、それに見合った高反応性のシリカ鉱物が適量存在すれば膨張が生じる。最も反応性の高いとされるオパールは 5% 程度がペシマム混合率になるが、これは少ないアルカリ総量でも十分に反応することを意味している。また、アルカリ総量  $3.0\text{kg/m}^3$  とした根拠が、1 年間のコンクリート試験の結果であり、期間が短いことも原因と考えられる。23 年間、角柱試験体を暴露した結果では、少数ながらアルカリ総量  $3.0\text{kg/m}^3$  以下でもひび割れを生じた事例が報告[5]されている。

ここで重要なことは、高反応性骨材はアルカリ総量  $3.0\text{ kg/m}^3$  以下でも ASR を生じることである。我が国のセメントのアルカリ量を考えると、汎用強度レベルのセメント量であれば必然的にアルカリ総量  $3.0\text{ kg/m}^3$  以下を満足し、ASR は抑制されていると考えることができる。しかしながら、顕著なペシマム現象を生じる高反応性骨材が一定量含まれると、アルカリ総量が  $3.0\text{ kg/m}^3$  以下でも反応する。また、近年ではコンクリートの収縮量を低減させるために石灰石粗骨材が使用される場合が多い。一般に石灰石骨材はアルカリの固定量が少ないため、空隙水に多くのアルカリが残存する。したがって、高反応性骨材が細骨材として含まれた場合、ASR を生じやすい条件となる。

一般に遅延膨張性骨材はアルカリ総量が多い条件において ASR を発生し易いと考えられている[6]。しかしながら、遅延膨張性骨材であってもアルカリ総量  $3.0\text{kg/m}^3$  程度で ASR によるひび割れが生じた事例も報告されており[7]、注意を要する。

また、近年指摘されている点として、セメント以外からのアルカリ供給が指摘されている。例えば、外部からの海水や凍結防止剤の侵入である。初期にアルカリ総量以下であったとしても、

外部もしくは骨材からのアルカリの供給今回対象とする処分施設は焼却飛灰に  $\text{CaCl}_2$  を主として、 $\text{NaCl}$ 、 $\text{KCl}$  が含有されている。本施設においては、焼却飛灰へ水分が供給されないよう工夫することが前提となっている。しかし、万一水分が供給される場合を想定した事故時においては、焼却飛灰由来のアルカリ供給に伴って ASR が促進する可能性が懸念される。この点については次節において述べる。他にも、骨材自身からのアルカリ溶出が指摘されている[8]。

以上のようにアルカリ総量規制により ASR 抑制することは確実ではないと考えるべきである。

## (2) 混合セメント中の混合材量

フライアッシュセメントや高炉セメントなどの混合セメントは一般に ASR 抑制効果があることが知られている。一般的に、ASR 抑制効果は混合材 (Supplementary Cementitious Materials: SCMs) が生成する低 Ca の C-S-H\*<sup>1</sup>の生成に伴うアルカリ固定であり、このアルカリ固定能力はセメントから生成される C-S-H よりも相当に高い。したがって、混合セメントを用いることでセメントを物理的に減少させる作用のほかに、アルカリ固定に伴う空隙水の pH 低減効果を見込むことができ、より ASR を抑制することができる[4]。

一方、混合セメントの ASR 抑制効果は SCM の種類や量に強く依存する。図 3.1 に種類の異なるフライアッシュを混和したコンクリートの膨張挙動を示す[9]。フライアッシュはセメント質量の 15%内割で混合されている。図より、フライアッシュの種類によって ASR 抑制効果はフライアッシュを混合していないコンクリート (Non-additive) の 40-75%の膨張量となっており、同一混合量であってもフライアッシュの種類の影響が強い。したがって、混合セメントの ASR 抑制効果を事前に確認しておくことが望ましい。

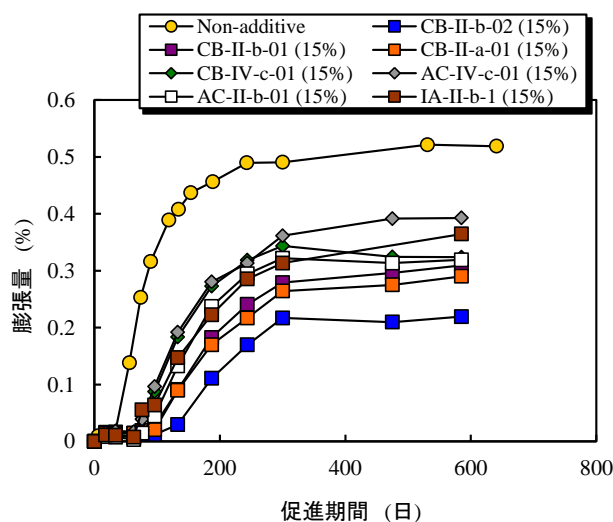


図 3.1 種類の異なるフライアッシュを混和したコンクリートの膨張挙動 (混合量 15%) [9]

また、実構造物において混合セメントを用いたコンクリートの ASR による被害事例も報告され

\*<sup>1</sup> ポルトランドセメントは、その主成分である珪酸 Ca の水和により生成する珪酸 Ca 水和物 (C-S-H) により強度発現する。C-S-H 中の Ca/Si モル比はセメント種類により異なり、シリカ質材料の添加により低下する。

ている。反応性の高い骨材がペシマム混合率で含まれた場合、一般的な混合セメントでは十分でない[10]。また、混合セメントの ASR 抑制効果はベースセメントのアルカリ量にも強く依存する[11]。これは、SCM が生成する低 Ca の C-S-H のアルカリ固定は空隙水のアルカリ濃度に依存することに起因する。したがって混合セメントを用いても、ベースセメントのアルカリ量が高いと、アルカリ固定が十分でなく、高い反応性の骨材は ASR を生じる。

このように、混合セメントの ASR 抑制効果は SCM の種類や量、またベースセメントのアルカリ量や骨材の反応性に強く依存する。したがって、混合セメントもしくは SCM を用いたコンクリートにおいて ASR が生じないことを CPT 等で事前に確認することが望ましい。なお、SCM の適正混入率については文献[4]が参考になる。

#### 4. コンクリート試験

上述のような課題に対して、CPT は有用な結果を得ることができる。CPT のメリットは実配合のコンクリートの膨張性を評価できる点にある。したがって、骨材組合せに起因するペシマムも検出することができる。また、既往の研究から、CPT により遅延膨張性骨材の検出もできる。図 4.1 は CPT におけるコンクリートの膨張量と屋外暴露したブロックの膨張量の関係である[12]。CPT で得られた結果は、実環境に暴露されたコンクリートの膨張性を比較的再現できることが知られている。CPT は海外で多く採用されており、例えばカナダ規格 CSA A23.2-14A や米国規格 ASTM C 1293 が参考になる。国内で規格化されている CPT として、コンクリート工学会の JCI-AAR3、日本建築学会の JASS 5N T603 が挙げられる。これらの試験環境は主に 40°C の湿潤環境にて 6 ヶ月間保管すべきものであるが、試験環境 (38°C) は海外と類似している。なお、SCM を添加した場合の効果を確認する場合には、2 年間の試験期間が必要となる。したがって、海外の試験法と比較し JCI AAR-3、JASS5N T603 の 6 ヶ月における膨張率 0.1% という判定基準で ASR 抑制を確認するには不足であると考えられる。

また、ASTM C 1293 によると、試験期間 2 年でコンクリートの膨張量が 0.04% 未満となる混和材量を、実環境においてコンクリートの膨張を抑制するために必要な最低添加量とすることが合理的とされている。

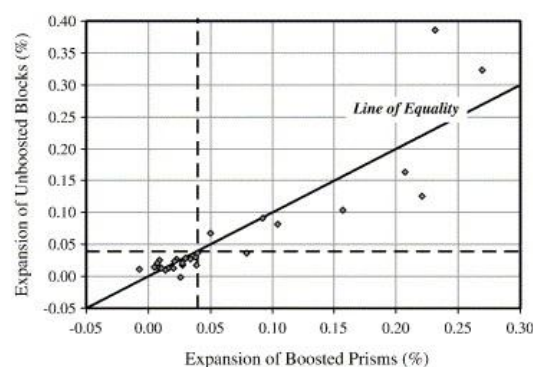


図 4.1 CPT におけるコンクリートと屋外暴露したブロックの膨張量の関係[12]\*

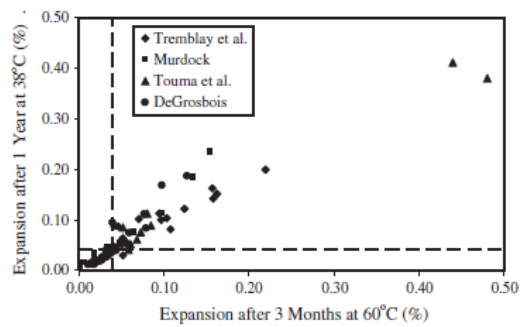


図 4.2 CPT の促進条件 (38°C, 60°C) の比較[12]\*

これらの試験法は信頼性の高い判定結果が得られる反面、判定結果を得るために1~2年間を要するという時間的な制約が大きい。RILEMでは、温度を60°Cに高めることで、判定結果を早期に求める超加速コンクリートプリズム試験(AAR-4)の開発が進められている。ただし、AAR-4は骨材試験である。我が国において、温度60°Cで実配合コンクリートの膨張性を評価する試みがなされている。これによれば、温度を高めてASRによる膨張挙動を加速することで比較的早期に結果を得ることができる。図4.2は異なる温度条件(38°C, 60°C)で実施した促進試験の膨張量の比較である。図より、比較的良好な相関があることがわかる。ただし、温度60°Cでは試験体からのアルカリ溶脱が顕著となるため、最終膨張量が小さくなる[13]。これらの点に留意して試験法を選択する必要がある。

また、促進試験では試験体に水分を供給するため、水で濡らした湿布を試験体に巻く場合がある。湿布の影響により、試験体からアルカリが溶脱し、膨張が早期に収束するとともに、最終膨張量も小さくなることが指摘されている。このような湿布へのアルカリ溶脱を低減するため、湿布にアルカリ溶液を用いるという対策も提案されている[13]。

- 
- [1] Katayama, T.: Petrography of alkali-aggregate reactions in concrete –reactive materials and reaction products– Proceedings of the East Asia Alkali-Aggregate reaction Seminar, Tottori, Japan, Supplementary papers, A45-A59, 1997
- [2] 西政好、池田隆徳、佐川康貴、林建佑：遅延膨張性骨材による ASR 劣化事例および骨材の ASR 反応性検出法の検証、コンクリート工学年次論文集、Vol.32、No.1、pp.935-940、2010
- [3] 松下博通、田中慎一郎、山田一夫：骨材のアルカリ反応性判定法に関する問題点-ASR 抑制を目指した九州基準にむけて-、コンクリート工学、Vol.43、pp.9-17、2005
- [4] 川端雄一郎、山田一夫、松下博通：セメント系材料により生成される水和物の相組成と ASR 膨張抑制効果の関係、土木学会論文集 E2、Vol.69、No.4、pp.402-420、2013
- [5] 古賀裕久、百武壮、渡辺博志、脇坂安彦、西崎到、守屋進：屋外に 23 年以上暴露したコンクリートの観察結果に基づく骨材の ASR 反応性の検討、土木学会論文集 E2、Vol. 69、No. 4、pp. 361-376、2013
- [6] Katayama, T. et al.: Late-expansive alkali-silica reaction in the Ohnyu and Furikusa headwork structures, Central Japan, Proceeding of the 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.1086-1094, 2004
- [7] Hooton, D. et al.: The Kingston Outdoor Exposure Site for ASR- After 14 Years What Have We Learned?, Proceedings of Marc-André Be´rube symposium on Alkali-Aggregate Reactivity in Concrete, pp.171-193, 2006
- [8] Be´rube, M. A. et al.: Laboratory assessment of alkali contribution by aggregates to concrete and application to concrete structures affected by alkali-silica reactivity, Cement and Concrete Research, Vol. 32, pp. 1215-1227, 2002
- [9] 土木学会：循環型社会に適合したフライアッシュコンクリートの最新利用技術-利用拡大に向けた設計施工指針試案-、コンクリートライブラリー132、2009
- [10] Kawabata, Y. et al.: Suppression effect of fly ash on ASR expansion of mortar/concrete at the pessimum proportion, Proceedings of 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, 031711-KAWA-01, 2012
- [11] Kawabata, Y. et al.: Fly ash characterization related to mitigation of expansion due to ASR, 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.184-191, 2008
- [12] Thomas, M. et al.: Test Methods for Evaluating Preventive Measures for Controlling Expansion due to Alkali-silica Reaction in Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 36, pp.1842-1856, 2006
- [13] Lindgård, J. et al.: Alkali-silica reaction (ASR)—performance testing Influence of specimen pre-treatment, exposure condions and prism size on alkali leaching and prism expansion, Cement and Concrete Research, Vol. 53, pp.68-90, 2013
- \*Reprinted from [12] with permission from Elsevier

## 参考資料 II-8 小型コンクリートプリズムを用いた ASR 促進試験方法に関する試案

(出典：日本コンクリート工学会、ASR 診断の現状とあるべき姿研究委員会報告書、pp. 272-284、2014. 7)

### 小型コンクリートプリズムを用いた ASR 促進試験方法に関する試案

(本試案は、JCI 規準/指針として承認されたものではない)

(公社) 日本コンクリート工学会  
ASR 診断の現状とあるべき姿研究委員会  
(JCI-TC115FS)

#### 1. はじめに

本試験は、小型コンクリートプリズム（角柱）を用いて 60°C の湿潤環境下でコンクリートのアルカリシリカ反応性を迅速に判定するための促進試験である。

**【解説】** 1.について 本研究会では、RILEM の RILEM AAR-4.1 「Detection of potential alkali-reactivity - 60°C test method for aggregate combinations using concrete prisms」を参考に、小型コンクリートプリズム（75×75×250mm）を用いた ASR 加速試験方法を提案する。AAR-4.1 と比較して異なる点として最も重要な点は、アルカリ溶液を含ませた不織紙およびポリエチレン製シートで供試体を覆い、試験期間中におけるコンクリートプリズムからのアルカリ溶脱を抑える点である。

#### 2. 装置および器具

##### 2.1 ゲージプラグ

ゲージプラグは、供試体に埋め込んで供試体の長さ変化を測定するための標点とするもので、さびを生じない金属製のものとする。

**【解説】** 2.1について ゲージプラグは JIS A 1129-2 「モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法-第2部：コンタクトゲージ方法」、JIS A 1129-3 「同-第3部：ダイヤルゲージ方法」に規定されるものを標準とする。ゲージプラグの一例を写真-4.3.1 に示す。



写真-4.3.1 ゲージプラグの例

(左：ダイヤルゲージ法用プラグ，右：コンタクトゲージ法用プラグ)

## 2.2 型枠

- a) 型枠は、非吸水性でセメントおよびアルカリに侵されない材料で作られたものとする。
- b) 型枠は、供試体を作るときに漏水のないものとする。幾つかの部品からなる型枠の場合、その継ぎ目には硬いグリースなどを薄く付けて組み立てる。
- c) 型枠は、所定の供試体の精度が得られるものとする。
- d) 型枠の内面には、コンクリートを打ち込む前に鉱物性の油又は非反応性のはく離材を薄く塗るものとする。
- e) 供試体にゲージプラグを埋め込むことができるよう、コンクリートが硬化するまでゲージプラグを固定できる構造とする。

### 【解説】2.2について

型枠の例を、写真-4.3.2(a)～(d)に示す。写真(a)および(b)に示す事例1は、供試体端部にゲージプラグを埋め込み、ダイヤルゲージ法で長さ変化を測定する場合の鋼製型枠である。端面の中央にゲージプラグを差し込むための穴が開けてある。

一方、写真(c)および(d)に示す事例2は、コンタクトゲージで長さ変化を測定する場合の鋼製型枠である。供試体側面にネジ方式でゲージプラグを固定し、コンクリート硬化後、ネジを取り外す。標点距離は100mmとし、片面につき3個、合計6個のゲージプラグを埋め込み、合計4箇所の長さ変化を計測する方法が採用されている。

写真(e)の事例3は、型枠用合板で作製したものである。事例1と同様に、供試体端部にゲージプラグを埋め込み、ダイヤルゲージ法で長さ変化を測定する。

なお、コンクリートが硬化するまではゲージプラグが動かないよう型枠に固定する必要がある。その一方、脱型時にはゲージプラグが型枠から容易に取り外せるようにしておく必要がある。事例1および事例3のような型枠を使用する場合、ゲージプラグの取り付け時に高粘度のグリスなどを用いて調整する方法も検討するとよい。

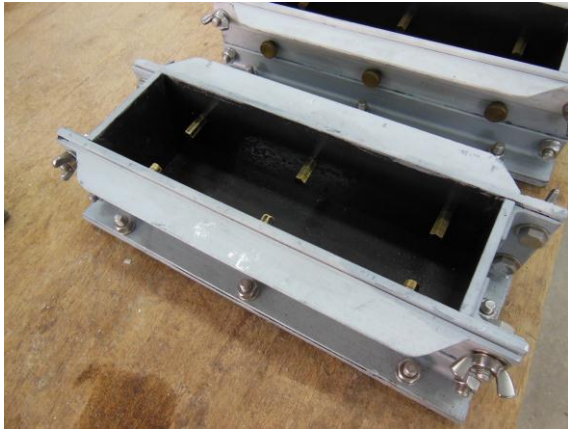


(a) 事例1：型枠外観



(b) 事例1：ゲージプラグ取付

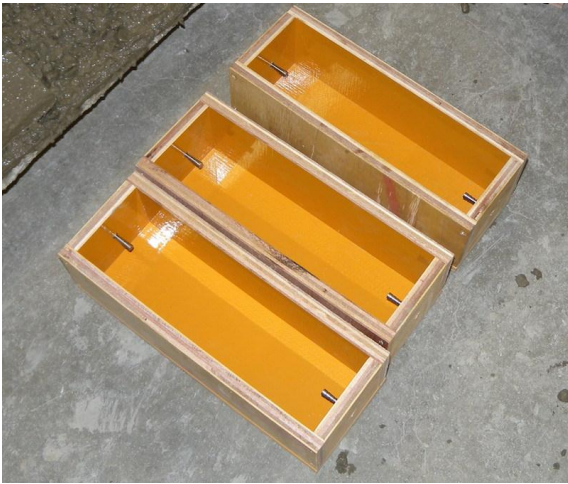




(c) 事例 2 : 型枠外観



(d) 事例 2 : 側板でのゲージプラグ固定状況



(e) 事例 3 : 型枠外観

#### 写真-4.3.2 鋼製型枠の例

### 2.3 長さ変化測定器

長さ変化を測定する測定器は、以下のいずれかとする。

#### 2.3.1 ダイヤルゲージ法

測定器は、ダイヤルゲージを付属した測長枠を主体とし、必要によって受台を設け、測長枠に供試体をはめ込むか、受台で支持した供試体に測長枠をはめ込んでダイヤルゲージの目盛を読み取る構造のもので、次の条件を備えていなければならない。

- a) 供試体の受台は、供試体とその長軸が鉛直又は鉛直に対して一定の傾きになるように支持でき、かつ、供試体の長さを測る場合、供試体が動かないようにできる。
- b) 測長枠は、供試体の長さ変化を測定する場合、測長枠の接点とダイヤルゲージのスピンドルの先端とを結ぶ軸線を供試体の両側のゲージプラグを結ぶ軸線に正しく一致させることができ、かつ、測定を繰り返して行う場合に、常に一定の状態での測定することができる。
- c) 付属のダイヤルゲージは、JIS B 7503 の規定に適合するもの、またはこれと同等以上のもの。ダイヤルゲージの目量又は最小表示目量は、0.001mm を基準とする。

- d) 熱膨張の小さい標準尺を備えている。標準尺はインバー鋼を用いるのが望ましい。
- e) 標点間距離は  $250 \pm 50\text{mm}$  とする。

### 2.3.2 コンタクトゲージ法

測定器は、これをゲージプラグに押し付けて附属のダイヤルゲージの目盛を読み取れる構造のもので、次の条件を備えていなければならない。

- a) 測定を繰り返して行う場合に、常に一定の状態での測定することができる。
- b) 各供試体のゲージプラグ間の距離の変化を容易に測定できるような測定範囲を持っている。
- c) 付属のダイヤルゲージは、JIS B 7503 の規定に適合するもの、またはこれと同等のデジタル表示のもの。
- d) 熱膨張の小さい標準尺を備えている。標準尺はインバー鋼を用いるのが望ましい。
- e) 標点間距離は  $200\text{mm}$  とする。ただし、 $100\text{mm}$  の標点間距離を直線状に 2 つ組み合わせ、 $200\text{mm}$  としてもよい。

#### 【解説】2.3 について

写真-4.3.3 に、長さ変化測定器の例を示す。写真(a)に示すダイヤルゲージ法用の測定器は、JIS A 1129-2「モルタル及びコンクリートの長さ変化試験方法-第2部：コンタクトゲージ法」に準じて、基長が  $250\text{mm}$  となるよう製作したものである。写真(b)は JIS A 1129-2 を満たす、基長が  $100\text{mm}$  の測定器である。



(a) ダイヤルゲージ法



(b) コンタクトゲージ法

写真-4.3.3 長さ変化測定器の例

### 2.4 供試体格納容器

供試体格納容器は、蓋付きで密封できる構造とし、底面に  $35 \pm 5\text{mm}$  の水を張り、その  $15\text{mm}$  上方に供試体を保存できる構造とする。供試体は容器内に供試体軸が鉛直になるように格納し、後述 2.5 の養生槽に保存する。

#### 【解説】2.4 について

供試体格納容器は、例えば図-4.3.1に示すような内寸が400×280×180mmとなるよう厚さ1.5mmのステンレス鋼板で作製した容器を用いるとよい。RILEM AAR-4.1では、蓋の内部に付着した水滴が供試体に直接触れないよう、中蓋を有する構造とするとともに、容器の内部はゲージプラグを損傷しないような構造が採用されている。

なお、プラスチックで作製した容器を用いてもよい。ただし、養生槽内で $60\pm 2^{\circ}\text{C}$ の温度に耐えるかどうか、確認しなければならない。

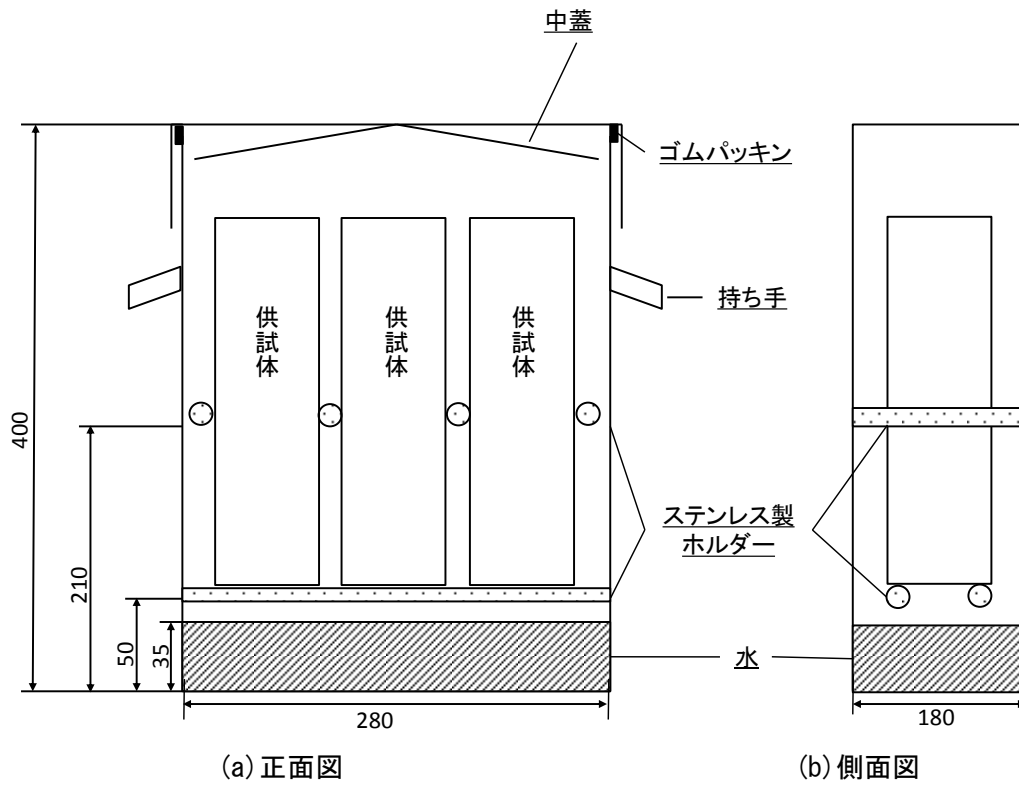


図-4.3.1 供試体格納容器



写真-4.3.4 供試体格納容器（左：外観，右上：供試体設置前，右下：供試体設置後）

なお、RILEM AAR-4.1に規定されるステンレス製格納容器の蓋の内側は、写真-4.3.5に示すように屋根型の構造となっており、蓋の内側の結露水がコンクリートに触れずに落下するように設計されている。本試験案では不織布およびポリエチレン製袋でコンクリートプリズムを梱包することから、蓋の内側の屋根型構造は必須ではないと考えられるが、供試体への結露水の落下を防ぐためには、屋根型構造を有するのが望ましい。



写真-4.3.5 蓋内側の屋根型構造

プラスチックで作製した容器に例を、写真-4.3.6(a)～(c)に示す。写真(b)に示すようなプラスチック製のホルダーに収納するのが良い、このホルダーでは供試体を宙に浮かして端部のゲージを保護することができ、また、3本の供試体が動かないように保持できる。



(a) 供試体設置前の状況



(b) 供試体ホルダー



(c) 供試体設置後

写真-4.3.6 プラスチック製容器の例

## 2.5 養生槽

供試体格納容器を保存するための養生槽は、断熱材などで覆うなどして、内部の温度を  $60 \pm 2^\circ\text{C}$  に保てるものとする。

### 【解説】2.5について

養生槽の例を図-4.3.2 および写真-4.3.7 に示す。養生槽の底には供試体格納容器に触れない程度の水を張り、サーモスタット付きヒーターを用いて温水とし、格納容器内部の温度を  $60 \pm 2^\circ\text{C}$  に保つようにする。

なお、養生槽内の温度差を小さくするため、ポンプで水を循環させることのできる構造とするのがよい。養生槽内部にはロガー付き温度計を設置し、定期的に温度を記録するのがよい。また、養生槽として市販の恒温器を用いてもよいが、供試体格納容器の気密性を確認しておかなければならない。

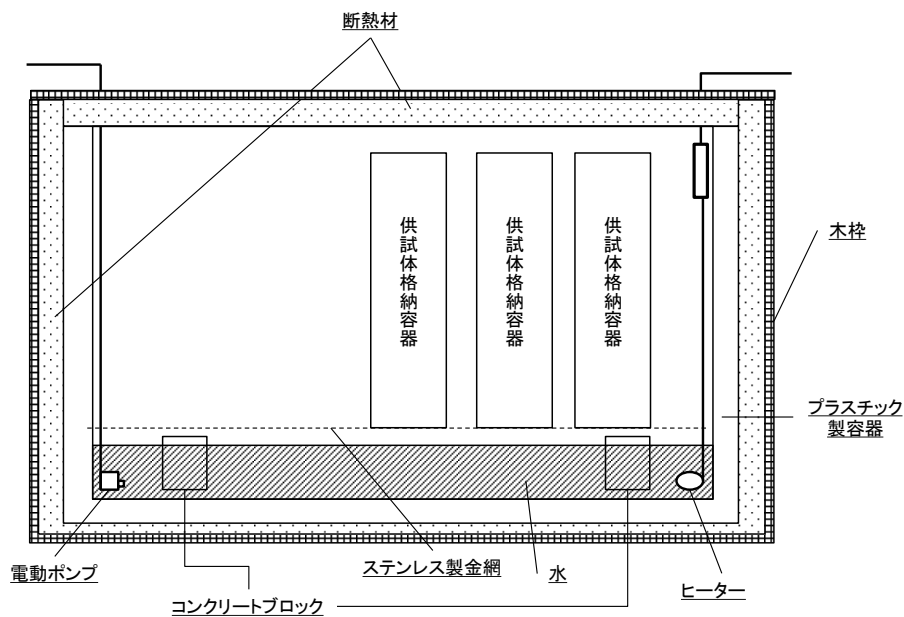


図-4.3.2 養生槽（側面図）



写真-4.3.7 養生槽

## 2.6 プラスチック製コンテナ

脱型後、供試体に吸水させる際に使用する。深さは 100mm 以上のもので、1 組の供試体を横置きにして十分に浸せるものとする。

### 【解説】2.6 について

脱型後、供試体に吸水させるために使用するプラスチック製のコンテナの例を、写真-4.3.8 に示す。



写真-4.3.8 プラスチック製コンテナの例

## 2.7 はかり

供試体の質量を測定するはかりは、0.1g 単位で測定できるもので、かつ 5kg 以上の容量を有するものとする。

## 2.8 湿気箱

打設直後から脱型まで、供試体を型枠ごと貯蔵するための容器または部屋。温度  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、湿度 90% 以上に保てるもの。

## 2.9 測定室

供試体の長さおよび質量を測る部屋で、温度を  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、湿度を 50% 以上に保てる場所。

## 2.10 不織布

供試体を包むための布状の材料で、1枚で供試体1体を包むことができる大きさのものとする。

### 【解説】2.10について

日本製紙クレシア株式会社のキムテックスポップアップホワイト（製品番号：60701）が便利である（大きさ：355mm×425mm）である。なお、これ以外の不織布の使用を排除するものではない。

## 2.11 ラップフィルム

供試体を包むためのフィルム。

## 2.12 トレー

不織布に1.5mol/lのNaOH水溶液50gを吸水させるための容器で、不織布を広げ、溶液を吸水させるのに十分な大きさ、深さおよび耐アルカリ性を有するもの。

## 3. 供試体

### 3.1 使用材料および配合

セメント、骨材、および混和材料は目的とするコンクリートに使用するものを使用する。コンクリート中の総アルカリ量が $5.5\text{kg/m}^3$ となるように、特級試薬の水酸化ナトリウムまたはその水溶液を、あらかじめ練混ぜ水に添加し調整しておく。

### 3.2 供試体の寸法

供試体の寸法は、 $75\times 75\times 250\text{mm}$ を標準とする。供試体の質量はおよそ $3.5\text{kg}$ である。標準の寸法からの差は、短辺は $\pm 5\text{mm}$ 、長辺は $\pm 50\text{mm}$ までとする。

### 3.3 供試体の個数

供試体の個数は、1組3個を標準とする。

### 3.4 供試体の作製および脱型

練混ぜから $24\pm 1$ 時間までは、湿気箱内で養生を行う。その後、初期強度の発現が見受けられたのち脱型を行う。

なお、強度発現が十分でないと判断された場合は脱型の時間を遅らせてもよい。また、脱型後にゲージプラグが十分固定されていない場合は、水中ボンド等で動かないよう固定するのがよい。

### 3.5 初期値の計測

測定室にて脱型後ただちに、供試体番号を表面に記入する。また、2つの端面が区別できるよう、マークを付ける。（長さ変化測定時の上下が分かるようにする。）さらに、供試体長さ $l$ を金尺またはノギスで $1\text{mm}$ 単位で測定する。

次に供試体の質量 $m_0$ （ $0.1\text{g}$ 単位）を測定する。また、標点間距離 $L_0$ を計測しこれを基長とする。

供試体をプラスチック製コンテナにあらかじめ張った $20\pm 2^\circ\text{C}$ の水中に $30\pm 5$ 分間浸漬した後、供試体を取り出し、表面の余分な水分を布で拭き取る。その後、質量 $m_0'$ および標点間距離 $L_0'$ を計測する。（ $m_0'$ は $m_0$ より若干大きい値を、 $L_0'$ は $L_0$ とほぼ同じ値を示す。）

#### 4. 養生方法

供試体の乾燥を防ぐため、1.5mol/l の NaOH 水溶液 50g を吸水させた不織布 1 枚で供試体を包み、その上からラップフィルムで密封する。供試体を格納した格納容器を養生槽へ静置し、養生を行う。

##### 4.1 供試体の包み方

1 体の供試体は 1 枚の不織布で包むこととする。不織布にはあらかじめ 1.5mol/l の NaOH 水溶液を 50g 吸水させておき、以下の手順で包む。(写真参照) なお、溶液は高濃度のアルカリ溶液であるため、密着型の防護眼鏡と耐アルカリ性の手袋を必ず装着し作業を行うこと。

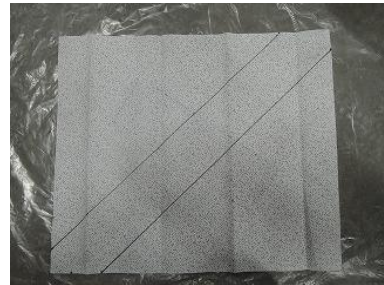
- (1) 不織布をトレーに広げ、1.5mol/l の NaOH 水溶液 50g を注ぐ。(指定の不織布以外を用いる場合には、不織布 1 枚あたりの質量も測定する。)
- (2) すべての溶液を吸水させる。
- (3) ビニールシートの上に吸水させた不織布を広げる。不織布にはあらかじめ写真のような線を入れておくと作業がしやすい。
- (4) 供試体を写真のように不織布の中央に置く。
- (5) 親指で両端の不織布を押さえつける。
- (6) 中指と人差し指で不織布の余りを内側に折込む。
- (7) 織り込んだ状態で不織布を巻いていく。
- (8) 供試体と不織布の間に隙間ができないよう注意し、不織布を巻いていく。
- (9) 巻き終えた端を親指で押さえる。なお、ビニールテープ等で不織布を留めてもかまわない。
- (10) 余りを内側に折込む。
- (11) (8)と同様に、隙間ができないように巻きつけていく。
- (12) 供試体が全て包まれているか確認する。
- (13) 供試体の軸方向および軸直角方向にそれぞれ 2 本ずつゴムバンドで固定する。
- (14) 供試体の軸方向および軸直角方向にそれぞれ 2 周ずつラップフィルムを巻き、その上からゴムバンドを用いて固定する。



(1)



(2)



(3)

(写真は次項に続く。)



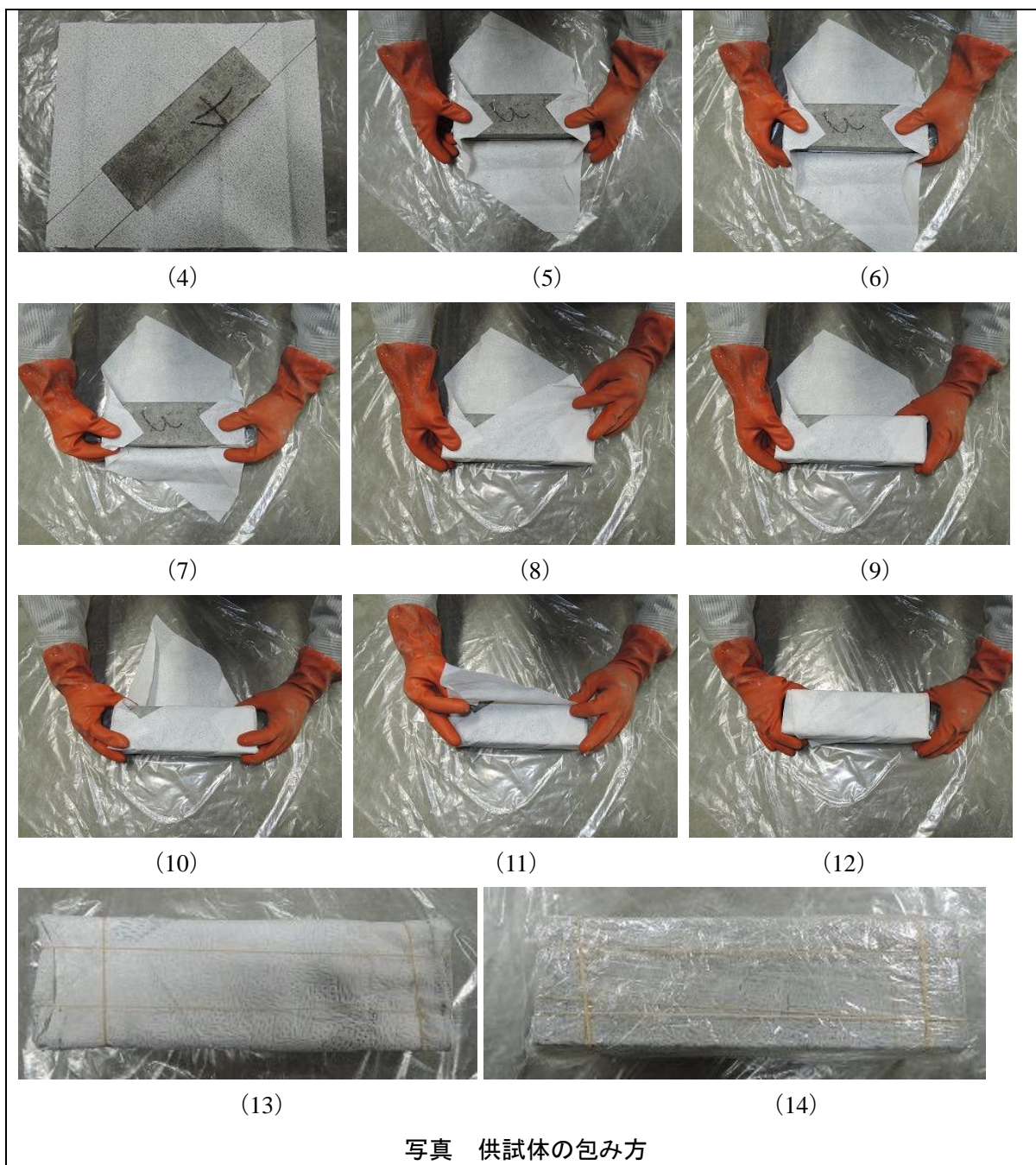


写真 供試体の包み方

【解説】 4.1 について

湿布に含ませる NaOH の濃度について、1.5mol/l に設定した根拠を以下に示す。まず、単位水量  $W=160\text{kg/m}^3$ 、単位セメント量  $C=320\text{kg/m}^3$  のコンクリートを想定した。セメントが完全に水和し、水和に伴う結合水が 24% と仮定すると、自由水は  $C_{fw}=83\text{kg/m}^3$  となる。ここで、コンクリートに含まれたアルカリは、空隙水に含まれるアルカリ ( $R_i$ ) と C-S-H に固定されたアルカリ ( $R_s$ ) に区分できる。したがって、川端らの計算法[1]を参考に、以下の通り計算した。

- CSH 量 ( $C_{CSH}$ ) :  $168\text{kg/m}^3$  ( $0.35 \times (W+C)$ )
- C-S-H の Ca/Si 比 : 2.0 (分配係数  $R_d$  : 0.298)
- アルカリ総量 ( $C_{total}$ ) :  $5.5\text{kg/m}^3$  (Na :  $32.26\text{mol/kg}$ )

よって、空隙水のアルカリ金属イオン濃度は以下の通りとなる。

$$R_l = C_{total} / (R_d \times C_{CSH} + C_{fw}) = 1.33 \text{ mol/l}$$

上記の空隙水の推定結果を基に、試験の実施上扱いやすい濃度であること、また判定結果に対して厳しくすることを想定して 1.5mol/l とした。

なお、【解説】 2.10 に記した不織布には、約 50g の水分を含ませることができる。

#### <参考文献>

- [1] 川端雄一郎, 山田一夫, 松下博通: セメント系材料により生成される水和物の相組成と ASR 膨張抑制効果の関係, 土木学会論文集 E2, Vol.69, No.4, pp.402-420, 2013

#### 4.2 格納容器および養生槽への設置方法

格納容器はあらかじめ深さ  $35 \pm 5 \text{ mm}$  で水を張り、養生槽に入れ温度を一定にしておく。供試体を包んだ後、格納容器に供試体軸が鉛直になるように設置し、蓋をした後、格納容器を養生槽内に静置する。なお、格納容器を移動する際、供試体に水が触れることないように、傾きや振動をなるべく小さくして移動させなければならない。また、冷却中もなるべく動かさないのがよい。

#### 5. 測定

長さ変化を計測する  $24 \pm 2$  時間前に、格納容器を養生槽から取り出し、測定室に静置する。ただし、格納容器の蓋を開けてはならない。

##### 5.1 長さ変化の測定方法

長さ変化および質量の測定は  $20 \pm 2^\circ \text{C}$  に保たれた測定室において、以下の手順で行う。ただし、各供試体につき 2 分以内で行わなければならない。

- (1) 供試体を格納容器から 1 本取り出し、ただちに蓋を閉じる。
- (2) 供試体表面の余分な水分がある場合、それを取り除き、供試体の質量  $m_t$  ( $t$  は期間を表す。) を  $0.1 \text{ g}$  単位で測定する。
- (3) ゲージプラグに付着している異物がある場合、それを取り除く。
- (4) 標準尺およびダイヤルゲージの読みから供試体長さ  $L_t$  を求める。供試体の向きは、常に一定になるよう上下の向きおよび手前となる面を同じとする。供試体のひび割れ、ゲルの滲出、ねじりなどの変化が認められる場合、それらを記録する。
- (5) 供試体を格納容器に戻し、次の供試体を取り出す。なお、格納容器に戻す際、供試体の上下の向きを取り出し前とは逆にする。
- (6) 格納容器および養生槽の水位が低下している場合、水を追加する。

##### 5.2 測定材齢

測定の材齢は、脱型時、5, 10, 15, 20 週とする。また、26 週まで試験を継続し、26 週での長さ変化も測定するのが良い。なお、急速に膨張することが予測される場合は、1 週、2 週を追加するのが良い。

##### 5.3 不織布への給水方法

供試体を包む不織布に含まれる溶体量は時間とともに減少する。そこで、測定時に不織布の質量も測定し、減少した質量に等しい水道水を霧吹き等を用いて加える。

## 6. 計算

長さ変化率 $\varepsilon_t$ は、次の式によって算出し、0.001%の精度まで求める。

$$\varepsilon_t = \frac{L_t - L_0}{l} \times 100(\%)$$

質量変化率 $x_t$ は、次の式によって算出し、0.01%の精度まで求める。

$$x_t = \frac{m_t - m_0}{m_0} \times 100(\%)$$

### 【解説】6.について

RILEM AAR-4.1 では上式の通り、長さ変化率を求める式の分母に供試体長さ $l$ を用いているが、JIS のモルタルバー法と同様に、ゲージプラグの内側端面間の距離を用いることを強く推奨する。

## 7. 報告

報告は次の事項について行う。

- a) 供試体の番号，形状寸法，脱型直後の供試体長さおよび基長。
- b) 測定時の日時，材齢，温度および湿度。
- c) 各測定時の長さ変化率，質量，変状の有無，不織布の質量。
- d) 使用材料および配合。
- e) 使用材料に由来するアルカリ量および添加したアルカリ量。
- f) 供試体の作製方法および養生方法。
- g) 長さ変化測定法。

## 参考資料Ⅱ-9 CaCl<sub>2</sub>に起因する化学的侵食（塩類劣化）

### 1. はじめに

偶発作用が生じた場合、高濃度の塩化カルシウム水溶液などの高濃度塩水がコンクリートに作用し、コンクリート中の鉄筋の急速な腐食（塩害）やアルカリ骨材反応（ASR）の促進のみならず、コンクリートの塩類劣化（化学的侵食）を生じさせることが懸念される。塩化カルシウムによる塩類劣化は古くから知られており、一般の土木構造物では、凍結防止剤として散布された塩化カルシウムによって道路構造物が劣化することが懸念されている[1]。この劣化の特徴としては、セメントペーストが著しく膨張し、強度低下および表面分のスケーリング生じる点が挙げられる。

高濃度塩化カルシウム溶液による化学的侵食（塩類劣化）については、塩害や中性化などの他の劣化と比較すると必ずしも研究事例は多くはないものの、劣化生成物、劣化機構、劣化の低減方法についての研究成果が報告されている。ここではその概要を紹介する。

### 2. 劣化性状

温度 5℃の条件で高濃度塩化カルシウム溶液（30mass%）に浸漬されたセメントペーストの劣化状況を図 2.1[2]に示す。この図から分かるように高濃度の塩化カルシウム溶液に浸漬された供試体では劣化初期では表面部のスケーリングが層状に生じ、一部は剥落する。このとき、表面部ではセメントペーストが軟質化することが確認されており、セメント水和物の溶脱および消失によるものと考えられている。その後、浸漬から時間が経過した劣化の著しい供試体ではセメントペーストが積層したような構造を形成する。劣化性状は浸漬する塩化カルシウム溶液の濃度や温度、水セメント比によっても異なり、溶液濃度が 20%以上のときに劣化が生じ、一般的に低水セメント比のコンクリートの方が劣化の進行は遅いとされている。また、低温環境下の方が劣化は進行しやすく、40℃の溶液中に浸漬された供試体については劣化が見られなかったとの報告があることから、劣化生成物は非常に不安定な物質であり、低温環境下でしか安定して存在できないと考えられている[3][4]。

劣化の主原因として Monosi ほか[5]は、 $3\text{CaO}\cdot\text{CaCl}_2\cdot 15\text{H}_2\text{O}$ （以下、3-1-15 相）を同定している。乾湿の繰り返し劣化の促進を及ぼすとの報告もあるが、その影響については文献によって異なり、統一的な結論は得られていない。



図 2.1 高濃度塩化カルシウムによって劣化したセメントペースト（30mass%、5℃）[2]

### 3. 劣化生成物質

高濃度塩化カルシウムによるコンクリート劣化の主原因とされる 3-1-15 相について、久我ほか[6]は 3-1-15 相を合成し、形状や熱特性などの諸特性について検討を行っている。報告によると 3-1-15 相は非常に不安定な針状結晶であり、実験室程度の温湿環境下では容易に変質する。また、以下の化学反応式数式 3-1 により 3-1-15 相が生成される際に  $\text{Ca(OH)}_2$  に対して約 220% の体積変化率が生じ、劣化現象の一因となっていることを指摘している。



数式 3-1

### 4. 劣化機構

3-1-15 相の生成開始時期と同時期に供試体が著しく膨張し始めることから、その劣化現象は酸や硫酸塩による膨張劣化とは機構が大きく異なる[2][4][7]。森ほか[2]は、高濃度塩化カルシウムによる劣化を受けたセメントペーストの EPMA 分析を行い、その結果を統合して以下のように劣化の進行を推察している。

①  $\text{CaCl}_2$  の作用によって Cl の浸透が先行し、細孔溶液中の Cl 濃度が上昇する。この段階ではセメントペーストと液相の Ca 濃度は低く、3-1-15 相は生成しない。

② 遅れて Ca が浸透し、液相中の Ca 濃度がある値以上で、かつ Cl/Ca 比が 0.5 以下になると、 $\text{CaCl}_2$  が作用する面から 100 $\mu\text{m}$  の範囲で 3-1-15 相が生成する。この 3-1-15 相の生成は Ca を消費するため、 $\text{Ca(OH)}_2$  の消失が進み、また、3-1-15 相は硬化体中の  $\text{Ca(OH)}_2$  付近で主に生成する。

③ 3-1-15 相の生成による膨張によってひび割れが生じると、 $\text{CaCl}_2$  溶液が直接供給され、Ca 濃度が上昇し、さらに 3-1-15 相が生成する。

以上の①～③のプロセスを繰り返すことにより劣化は進行していくものと予想されるが、劣化後のセメントペーストが積層上の構造を成す機構については未だ明らかではない。また、 $\text{Ca(OH)}_2$  の消失に続いて C-S-H などの水和物の分解による変質も指摘[8]されている。

### 5. 劣化低減対策

前田ほか[9]は早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートと高炉スラグ微粉末を置換したコンクリートを濃度 30mass% の塩化カルシウム水溶液中に浸漬し、混和材による劣化低減効果について検討を行っている。高炉スラグをセメント質量の 50% 置換したコンクリートでは劣化が抑制されており、スラグを置換することにより Cl の浸透量および  $\text{Ca(OH)}_2$  の生成量が低下し、3-1-15 相の生成が抑制されたものであると考えられる。

森ほか[2]は、高炉スラグ微粉末のほか、セメント種類やシリカフェームの影響の検討を行い、高炉スラグ微粉末やシリカフェームを用いた混合セメントでは変質が抑制されることが確認されている。

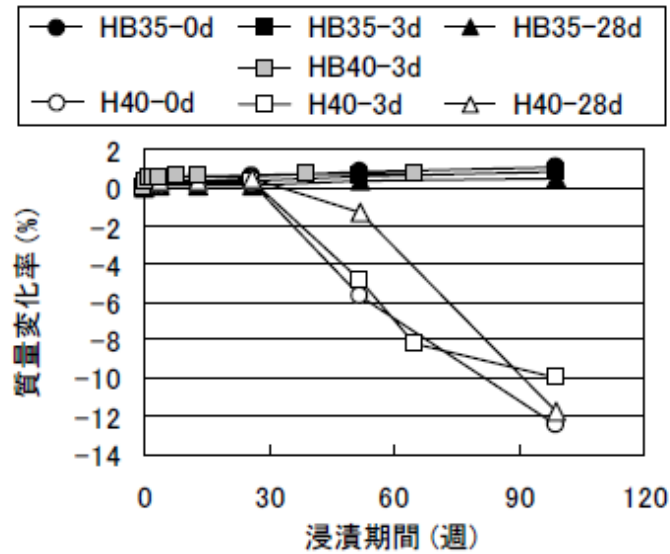


図 5.1 CaCl<sub>2</sub> 溶液浸漬による質量変化 [9]

また、笹谷ほか[4]は AE 剤の導入の有無で空気量の異なるコンクリートの劣化抵抗性について検討しており、連行空気を導入することにより膨張生成物質である 3-1-15 相の膨張圧を緩和し、劣化抵抗性は改善されるとしている。

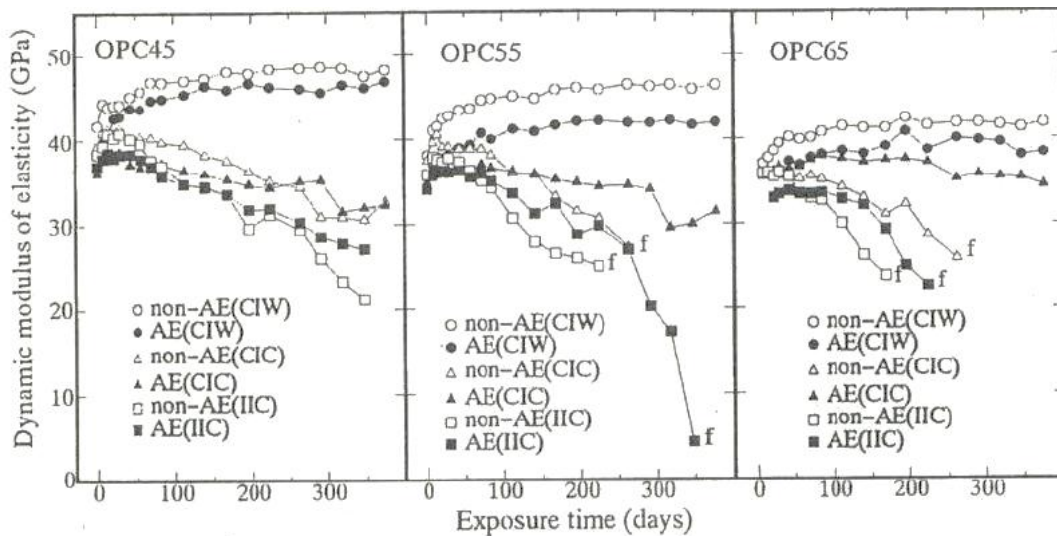


図 5.2 CaCl<sub>2</sub> 溶液浸漬による動弾性係数の経時変化 [3]

低水セメント比のコンクリートを用いることで劣化が抑制されるとの知見[4]があるが、低水セメント比のセメントペーストの方が劣化の進行は遅延されるが長期的には高水セメント比のものと同様の膨張劣化が生じるとの報告[2]もある。これらの結果の相違は試験温度の違いによるものと考えられ、想定される環境下において適切な水セメント比を選定する必要がある。

以上のことから、コンクリート構造物において高濃度塩化カルシウムによる劣化を抑制するためには、混和材の添加率を可能な限り高めることが有効であるといえる。

## 6. 模擬飛灰溶液へのコンクリートの暴露実験

アルカリ反応性が極めて高い安山岩を粗骨材の 30mass% 混合したコンクリートを、模擬飛灰滲出溶液に 6 か月間浸漬した結果を図 6.1 に示す。

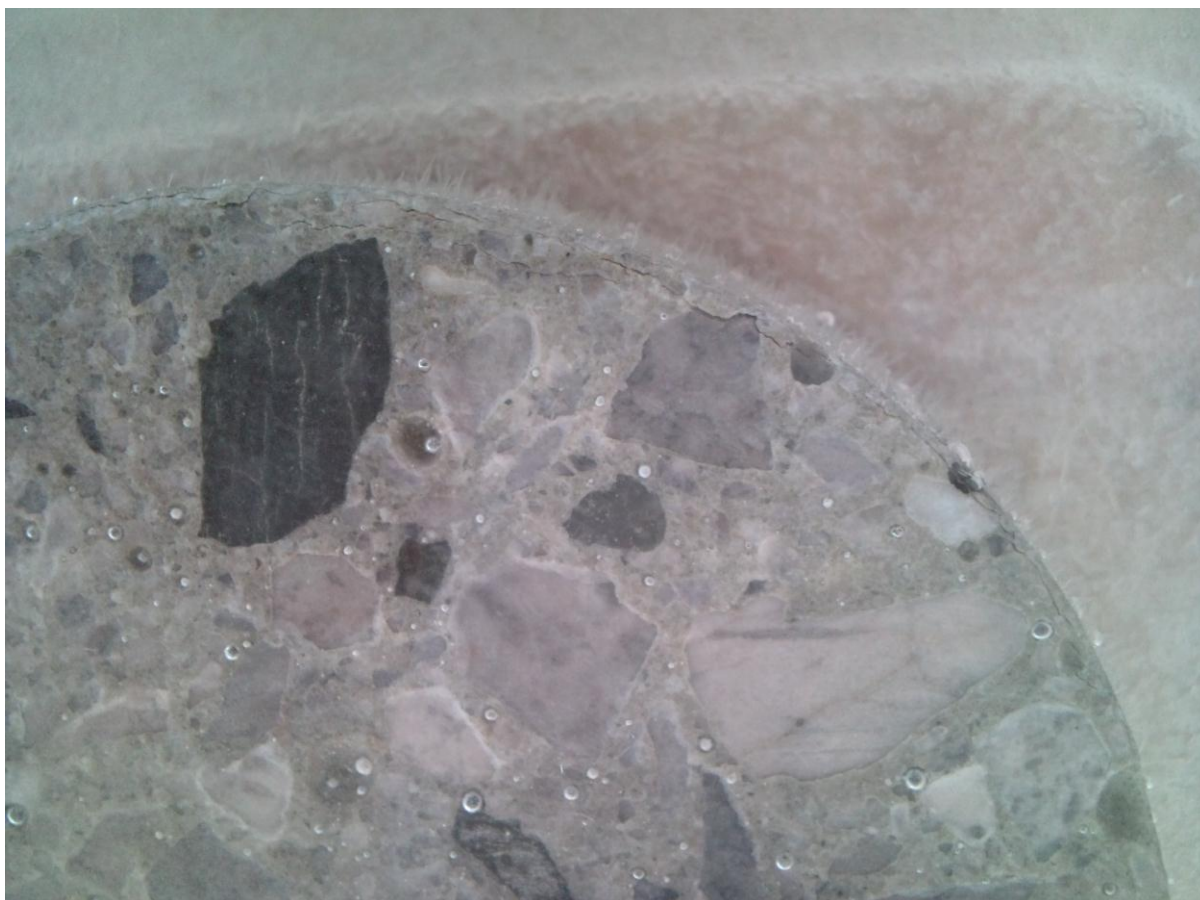


図 6.1 模擬飛灰溶液に浸漬した  $\phi 100\text{mm}$  のコンクリートの劣化  
(NaCl-15mass%, KCl-10mass%, CaCl<sub>2</sub>-15mass%, 8°C、6 か月)

コンクリート表面に針状の 3-1-15 相が生成し、かつ容器内の白色の沈殿物となり、表層部分にひびが入り、セメントペースト部分が盛り上がるように膨張している。

- 
- [1] 融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書・論文集、日本コンクリート工学協会、1999
  - [2] 森寛晃ほか、塩化カルシウム溶液による各種セメント硬化体の劣化、セメント・コンクリート論文集、Vol.66、pp.79-86、2012.
  - [3] S. Chatterji, Mechanisms of the  $\text{CaCl}_2$  Attack on Portland Cement Concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol.8, pp.461-468, 1978.
  - [4] 笹谷輝彦・鳥居和之・川村満紀、塩化カルシウム溶液によるコンクリートの化学的腐食、セメント・コンクリート論文集、Vol.49、pp.720-725、1995.
  - [5] S. Monosi, M. Collepardi, Research on  $3\text{CaO}\cdot\text{CaCl}_2\cdot 15\text{H}_2\text{O}$  Identified in Concretes Damaged by  $\text{CaCl}_2$  Attack, *il cemento*, Vol.1, pp.3-8, 1990
  - [6] 久我龍一郎ほか、コンクリートの塩化カルシウム劣化関連物質である  $3\text{CaO}\cdot\text{CaCl}_2\cdot 15\text{H}_2\text{O}$  の合成とその基礎物性、セメント・コンクリート論文集、Vol.65、pp.420-426、2011
  - [7] 川村満紀ほか、 $\text{NaCl}$  および  $\text{CaCl}_2$  溶液中におけるモルタルの劣化、第 46 回セメント技術大会講演集、pp.538-543、1992.
  - [8] 井元春丈ほか、塩化ナトリウム水溶液に浸漬させた普通ポルトランドセメント硬化体の溶脱挙動、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、No.1、pp.903-908、2004.
  - [9] 前田悦孝ほか、高炉スラグ微粉末を混和した高強度コンクリートの塩化カルシウム溶液に対する劣化抵抗性、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、No.1、pp.765-770、2004