

プレキャスト PC 床版半剛接合継手の設計検証
Proposal of a New Semi-Rigid Connection for Precast Pre-stressed Concrete Slabs
and its Verification

櫻井 信彰

要旨

本論文では、プレキャスト PC 床版の新形式継手として、充填材のみによる継手を提案し、その安全性・耐久性（疲労・材料）に関して設計検証を行った。

設計検証では、そもそも道路橋床版において新しい半剛接合構造であることから、まず充填材料に要求される性能を数値解析で限定し、適用可能性があり、かつ土木材料として実績のある市販の材料を数種類ピックアップして要素試験を行った。また、本構造は弱点が明らかであり継手部に作用する交番曲げ・交番せん断力に対して十分な強度・耐久性があるかを確認する継手部交番載荷試験を、通常、床版構造の検証に行われる押抜きせん断試験、輪荷重走行試験に先立って行った。次に、構造試験の最終試験である輪荷重走行試験では従来構造と直接比較ができる試験方法で行ったほか、連続桁中間支点部の負曲げ区間への適用性や維持管理性能の確認も行った。さらに、断面修復やひび割れ注入の補修材料として実績があるとはいえ、適用箇所や量、配合などを変えているため、各種材料耐久性試験も行った。

結果として、ポリマーセメントモルタルとエポキシ樹脂モルタルは適用可能性が確認された。

まず、ポリマーセメントモルタルは配合を変えてもそれほど軟化はせず、版の押抜きせん断耐力を発揮する前に継手のせん断で終局状態となる、充填性にやや難があり、従来継手に比して疲労耐久性も劣ることなどがあった。しかし、床版の要求性能は満足しており、コンクリートと弾性係数が近いことから継手における局所的な変形も少なく、初期強度の発現も高いなどの長所も有しており、損傷する場合には継手の界面に限定された損傷になるため、容易に修復できるということも確認できた。

他方、エポキシ樹脂モルタルは、充填性も良く、十分なせん断耐力を有しており、疲労耐久性も鉄筋系継手を上回ることが期待されたが、高い応力での疲労の場合は現状の輪荷重走行試験では従来継手に劣る結果となった。しかし、これは実際の交通荷重に比して 2 倍以上の輪荷重を与えた促進実験によるものであり、解析上は実際の交通荷重の繰返し走行では要求性能をはるかに上回ることが確認できた。

Abstract

In this report, a new type joint consisting of only filling materials, which uses joints of pre-cast pre-stressed concrete (PC) slabs is proposed and verified demand performance.

In the first place, demand performance of filling materials is limited by numerical analysis because the suggested joint is not similar to conventional joints of pre-cast PC slabs. Secondly element tests using several kinds of commercial materials with the results as engineering works are carried out.

Full scale tests are carried out in order of next. Wheel running tests is carried out in alternating bending test of joints, next first in static loading test, because the suggested joint is assumed to have defined weak link, such as exfoliation of boundary surface between concrete and filling material. In addition, the second wheel running test is carried out for the purpose of maintenance performance and possibility of application to middle-support part of continuous girders. Besides, several tests of durability of materials are carried out, such as freezing and thawing, salt preventing property and so on.

As a result, polymer cement mortar (PCM) and epoxy-resin mortar (ERM) are recommended. At first the elastic coefficient of PCM does not lower even if changing combination, therefore the slab using joints of PCM is lower strength than the slab using conventional joints and collapses not by punching-shear but detachment destruction. But the joint of PCM satisfies demand performance for slabs of road bridge. And the joint of PCM has good points such as little local transformation because of the same level elastic coefficient to concrete, early high initial strength, easy repairing because of its limited damage near joints. Secondly the slab using joints of ERM is easy to fill, having equal shear strength to the slab using conventional joints. So it is expected to exceed conventional system in fatigue durability, but it is inferior to conventional system in wheel running test. But the wheel running test is carried out in road more than double to actual traffic road. Numerical analysis after test proves the slab using joints of ERM has the several-fold fatigue durability of required service life.

目次

第1章 緒言	1
1.1 背景	1
1.2 従来構造	3
1.3 提案構造	5
1.4 本論文の構成	7
第2章 基礎解析	10
2.1 解析の目的	10
2.2 床版作用に関する検討	10
2.3 桁作用に関する検討	15
2.4 まとめ	17
2.5 今後の検討	17
第3章 要素試験	18
3.1 試験の目的	18
3.2 純ねじりせん断試験	18
3.3 小型梁試験	20
3.4 今後の対応	30
第4章 継手部交番載荷試験	31
4.1 試験の目的	31
4.2 実験概要	31
4.3 実験結果	37
4.4 まとめ	41
4.5 今後の対応	41
第5章 静的耐力試験	42
5.1 試験の目的	42
5.2 試験概要	42
5.3 試験結果	45
5.4 耐力式の算定	48
5.5 まとめ	51
5.6 今後の対応	51
第6章 輪荷重走行試験、材料疲労試験	53
6.1 試験の目的・方法	53
6.2 解析検討（その1：輪荷重走行試験事前解析）	53
6.3 輪荷重走行試験（その1：相対比較検討）	55
6.4 解析検討（その2：輪荷重走行試験事後解析）	61
6.5 材料疲労試験	63
6.6 輪荷重走行試験（その2：中間支点への適用、維持管理性能）	67
6.7 解析検討（その3：輪荷重走行試験（その2）事後解析）	78
第7章 材料耐久性試験	84
7.1 試験の目的	84
7.2 引用規格	84
7.3 試験の種類	85
7.4 試験体	87
7.5 コンクリートおよび充填材の配合	89
7.6 試験概要	93
第8章 結言	190
謝辞	

第1章 緒言

1.1 背景

我が国の高速道路は、高度成長期に建設された高架橋形式が多く、東・中・西日本高速道路(株)が管理する橋梁において供用後 30 年以上経過した橋梁の割合が約 4 割ある。これらは供用後の経過年数に加えて、平成初期からの車両の大型化、スタッドタイヤ禁止に伴う凍結防止剤散布量の増加などの使用環境の変化といった複数の劣化要因により変状の発生が顕在化している。

まず、道路橋床版の基準の変遷を俯瞰してみる。我が国の道路に関する基準は、表 1.1¹⁾ に示すように変遷している。大正 15 年にはじめて基準ができて以降、設計自動車荷重が総重量 8 t から 13 t, 20 t, 25 t と変化しているほど曲げモーメントの差は少なく、特に大正、昭和初期は床版支間方向のみの設計のため大きな曲げモーメントに加えて鉄筋の品質を考え、許容応力度を低く抑えていたためにより余裕のある構造になる。昭和 30 年代に入り現在の版としての設計曲げモーメントに近い式になるが、配筋方向への配慮は少なく（主筋の 25%）、逆に高強度鉄筋の開発によって鉄筋の許容応力度が大きく取られたこともあって、薄くて鉄筋の少ない床版となる。昭和 46 年以降、配筋方向の曲げを考慮した設計となって以降は、重交通路線では、現在の床版設計と変わらないものに見直されている。

表 1.1 道路橋示方書における鉄筋コンクリート床版諸規定の変遷

規格等の名称	制定年月	最小厚 (cm)	許容応力度(kgf/cm ²)		連続版の曲げモーメント(M)算定式と設計輪荷重 (P:輪荷重, L:床版支間, i:衝撃係数)
			鉄筋	コンクリート	
道路構造に関する細則	大正 15 年 6 月	規定なし	1200	45	$M = \frac{P(L-b/2)}{4}(1+i)$, $i = \frac{20}{50+L} \leq 0.3$ 1等橋 P=4.5t
鋼道路橋設計示方書案	昭和 14 年 2 月	全厚:14 (有効高:11)	1200	45 $\sigma_{28}/3 \leq 65$	$M = \frac{P(L-b/2)}{4}(1+i)$, $i = \frac{20}{50+L}$ 1等橋 P=5.2t
鋼道路橋設計示方書	昭和 31 年 6 月		1400	$\sigma_{28}/3 \leq 70$ $\sigma_{28} \geq 160$	$M = \frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}(1+i)$, $i = \frac{20}{50+L}$ 配力鉄筋:主鉄筋の 25%以上
鋼道路橋設計示方書	昭和 39 年 6 月		1400 (SS41) 1600 (SS50) 1800 (SSD49)	$\sigma_{28}/3 \leq 100$ $\sigma_{28} \geq 210$	
建設省道路局長通達	昭和 42 年 9 月				$M = \frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}(1+i)$, $i = \frac{20}{50+L}$ 配力鉄筋:主鉄筋の 70%以上 1等橋 P=8.0t $2 \leq L \leq 4m$
鋼道路橋床版の設計に関する暫定基準案	昭和 43 年 5 月	$3L+11 \geq 16$	1400 (SD24, SD30)	$\sigma_{28}/3 \leq 100$ $\sigma_{28} \geq 210$	1等橋 P=8.0t $L \leq 4m$
建設省道路局長通達	昭和 46 年 3 月				
鋼道路橋設計示方書	昭和 48 年 2 月				
建設省道路局長通達	昭和 53 年 4 月	$d_b = 3L+11 \geq 16$ $d = k_1 k_2 d_b$ k_1 : 交通量係数 k_2 : 付加モーメント係数	≥ 1200	$\sigma_{28}/3 \leq 100$ $\sigma_{28} \geq 210$	大型車計画交通量 1000 台超のとき P=9.6tに割増
道路橋示方書	昭和 55 年 2 月				
道路橋示方書	平成 2 年 2 月				
建設省都市局・道路局通達	平成 5 年 3 月				
道路橋示方書	平成 6 年 2 月	$\sigma_{28}/3 \leq 100$ $\sigma_{28} \geq 240$	≥ 1200	$\sigma_{28}/3 \leq 100$ $\sigma_{28} \geq 240$	M=0.8α(0.12L+0.07)P:主鉄筋 M=0.8α(0.10L+0.04)P:配力鉄筋 α=1+(L+0.04)/12: L≥2.5に対する割増し係数(衝撃を含む算定式)
道路橋示方書	平成 8 年 2 月				
道路橋示方書	平成 8 年 2 月				B活荷重 P=10.0t $L \leq 4m$

注)表内の許容応力度および輪荷重Pは湯治の重力単位系で記したが、SI単位系では許容応力度の 1kgf/cm²は0.0980665N/mm²に、輪荷重の 1tは9.80665kNに相当する。

次に、道路橋床版を取り巻く環境面の変化を考える。大正、昭和初期には、床版の上に調整コンクリート層があったり、舗装の基層が調整コンクリートと一体打ちされたコンクリート舗装であったりして、実際の床版は設計よりも十分な厚さがあり、今日の交通荷重にも十分耐えうるものも存在している。ただし、防水層などの考えはなく、排水への配慮も少ないことから、基層および調整コンクリ

ートの打継目など局所的には土砂化などの劣化は存在している。他方、東京オリンピック以降の高度成長期には西日本などの高速道路整備も盛んになり、海砂が使用されるようになる。海砂使用当初には厳しすぎる細骨材の塩分規制などがあったが、実際の施工現場では無視されて、昭和 60 年頃の塩化物総量規制までは塩化物を含んだコンクリートが建設されていった。

さらに、昭和 50 年代後半から問題となったスパイクタイヤに伴う粉塵の健康被害への影響などから平成 2 年には法規制がなされ、平成 3 年には国内販売停止になったことに伴い積雪寒冷地域では大量の塩化物を凍結防止剤として散布するようになり、この影響は離岸距離の少ない飛来塩分に伴う塩害よりも甚大な影響を与えている。

床版の上の舗装についても少し俯瞰してみたい。昭和 50 年頃までは舗装はコンクリート舗装とアスファルト舗装が 1 : 2 くらいの比率で、私の郷里の名古屋では、昭和 40 年代中頃に、主要地方道はほとんどがコンクリート舗装で、建設後 50 数年経た今でも全面打替えしていないものもある。しかし、初期投資の違いや、占用物件の施工や、維持管理などでアスファルトに分があり、現在はほとんどがアスファルト舗装である。アスファルト舗装は昭和 40 年代まではストレートアスファルトだったがために、重交通路線では酷い轍掘れが起きたりしていたが、SBR ラテックスによる改質で耐摩耗性や耐流動性に富んだ舗装となり一般化した。平成になって雨天時の走行性や視認性から排水性舗装が表層に用いられることが多くなったが、基層が早期に劣化するなどの現象もあった。

つまり、昭和 39 年の道示を適用していた床版は疲労耐久性が乏しく、昭和 40 年代の急激なモータリゼーションの進展に伴い早期に疲労劣化したが、その後の床版は抜け落ちに至ることはなくなった。次には海砂の使用や凍結防止剤の散布などで急速に塩害劣化する床版などが西日本中心に増えることになる。また、上面からの水分に対して無防備な状態が多く、現在のように、防水層が義務付けられていないために、浸透した水分により、上面配筋に沿う水平ひび割れ、土砂化というような劣化、あるいは凍結融解作用による劣化などが顕在化してきたというような状態である。

こうした中、有識者を交えた 3 高速道路会社で、高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会が組織され、それまでに顕在化された変状を基に、今後の更新・修繕に関する報告書^{1,2)}が 2014 年 1 月にまとめられ、2015 年 3 月にその更新事業が事業許可され現在進捗中である^{1,3)}。

この大規模修繕・更新計画の中でも過半を占めるのが、床版取替え工事である。取替対象となる高速道路は重交通路線であり、更新作業に伴う社会的損失を可能な限り少なくするため、急速施工が要求され、かつ高耐久であるプレキャスト PC 床版が標準となっている。プレキャスト PC 床版は陸上輸送する制約上、幅 2.5m 以下で製造され現場接合されるが、ループ継手に代表される鉄筋継手で接合される。

しかし、この工法では、①継手部における鉄筋の曲げ加工の制約により床版厚が薄い場合には適用できない、②継手部の施工に多くの時間を要する、③一度に複数の技能工を集める必要がある、といった課題を有している。

1.2 従来構造

プレキャスト床版の標準的な継手は、わが国では1995年に初めて日本道路公団名古屋建設局（当時）の八木沢高架橋^{1.4)}で用いられたループ継手（図-1.1、図-1.2）であり、東海大府高架橋など第二東名の名古屋建設局管内で多く用いられた。

この八木沢高架橋はRC床版なので23cmの厚さがあった。東海大府高架橋^{1.5)}をはじめとする第二東名ではPC床版だが床版支間が6m程度以上あったため、最低でも26cm以上の床版厚であったが、床版取替えの対象となる多主鉄桁は床版支間が3m程度以下のため、床版厚は20cm前後となり、前項①で示す課題が生じる。

そこで、大規模更新における床版取替工事に際して、各社では床版厚が薄くても構成できる、あるいは省力化・工期短縮を図る構造の開発が盛んになっている。ループ継手の代わりに鉄筋の先端に定着具を配して重ね継手長を短くした構造^{1.6)}（図-1.3）や、ループ継手の中の鉄筋をPC鋼材に置き換えた構造^{1.7)}（図-1.4）などである。

しかし、これらの構造は、ループ継手と基本的な施工方法は変わっていないため、それほど工期短縮や省力化にはつながっていない。また、現場で高精度の施工をしないと、場所打ち部分が多く、早期に不具合を生じる可能性は減っていない。

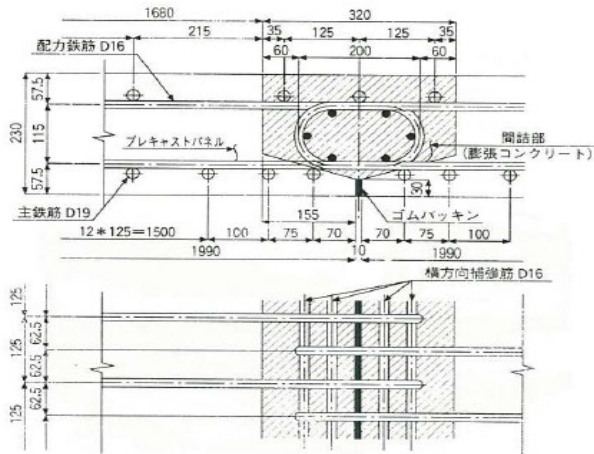


図-1.1 ループ継手事例

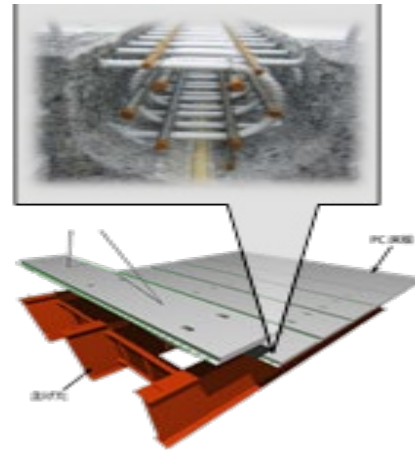


図-1.2 プレキャスト床版概略図

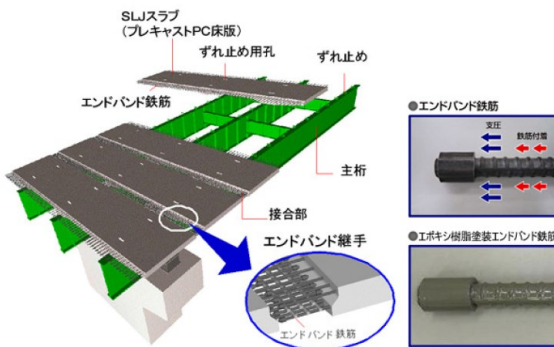


図-1.3 エンドバンド継手

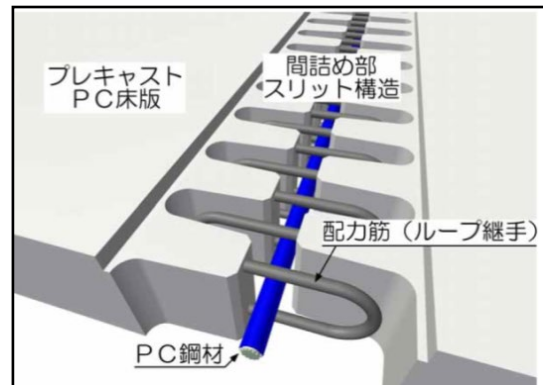


図-1.4 スリットループ継手

ここで、実施工程の例を図-1.5に示す。上段はループ継手を用いた実施工程で、下段は前出スリットループ継手を用いて、さらに既設桁上フランジのはつり作業を省略するため、ウェブで切断し、上フランジとウェブの一部がついた取替床版にすることで工程短縮を図っている。

実施工程のうち、半分以上を占めているのが床版継手部の施工（図中赤枠）であり、高精度の施工を要求されることは変わっていない。

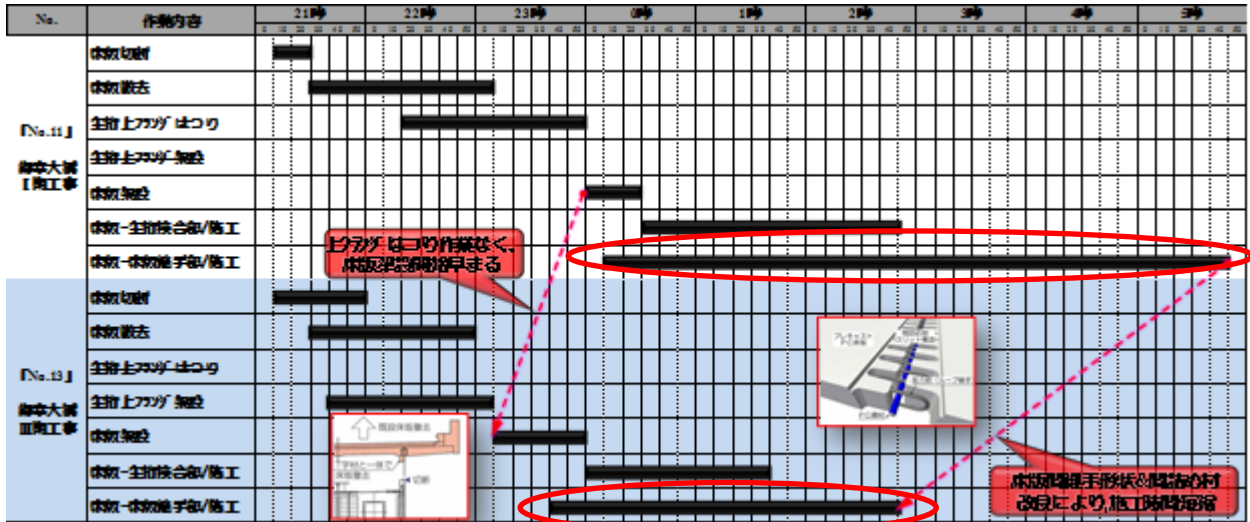


図-1.5 実施工程の例

1.3 提案構造

背景および現状の床版取替えの状況で、道路管理者の構造技術系の有識者にヒアリングした結果、取替床版に関する要求性能は以下のとおりである。

- 安全性、耐久性は、現行基準の RC 床版以上は大前提。
 - 経済性は、工事費単体ではなく、交通規制（社会的損失）+LCC を含めたトータルで縮減。
 - 維持管理性は、理想はメンテナンスフリーだが、状態確認が容易で状況に応じて対応方法が明確なことが重要。
 - 施工性は、供用中の橋梁が対象であり、急速施工性は大きなウエイト。
- これらから、急速施工性と維持管理性に主眼をおいた継手構造を模索した。

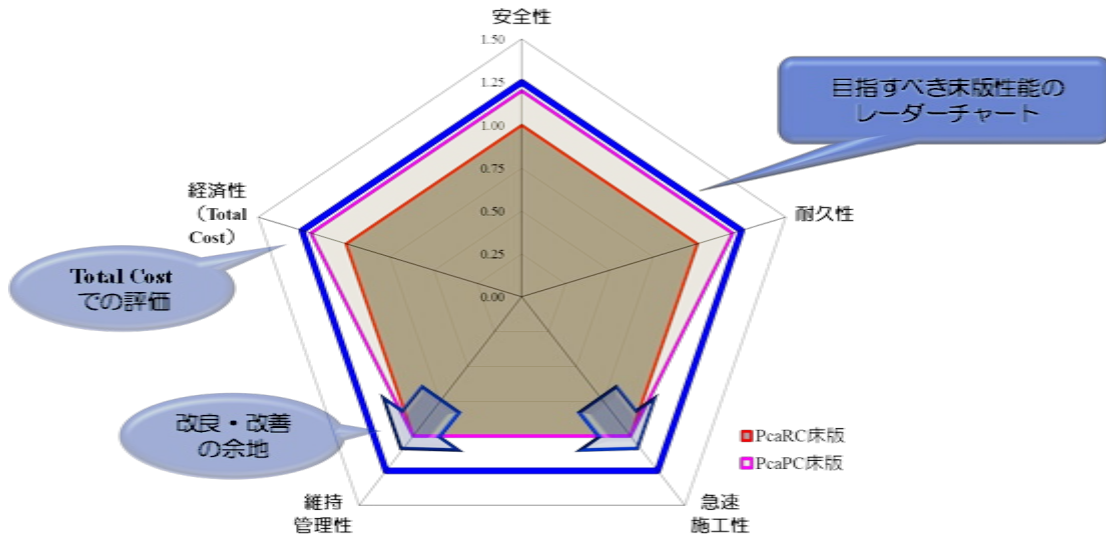


図-1.6 取替床版の要求性能

こうした背景、かつ将来の熟練労働者の不足にも鑑みて、安全性・耐久性を損なうことなく、省力化できる構造が必要と考えた。そして、プレキャスト PC 床版本体のコンクリートより静弾性係数が低く、付着強度・引張強度はコンクリートのそれらと同等程度の充填材料で構成する新形式継手構造を考案した (図-1.7)。

この構造は、桁や地覆・壁高欄などで連続支持されている床版構造という条件を利用して、鉄筋などを使わずに充填材料のみで接合する構造であり、プレキャスト PC 床版のパネル幅に比して十分小さく、輪荷重が継手に単独で載荷されない幅 (20~30mm) 程度に設定されている (図-1.8)。

ここで、充填材料はプレキャスト床版本体の 1/3~1/50 程度の静弾性係数で、引張強度や付着強度が床版本体と同等程度のものを用いる。例えば、断面修復材で使用されるスチレンブタジエンゴムを主材料とするポリマーセメントや、ひび割れ注入材で使用されるエポキシ樹脂モルタルのような材料が該当する。

この構造詳細および材料諸元を設定することで、床版支間方向 (主筋方向) には、従来の連続している床版構造と同等程度の断面剛性を確保し、床版としての耐力を確保しながら、橋軸方向 (配力筋方向) には継手間隔ごとにヒンジが入るような構造で曲げモーメントを軽減することを狙っている。

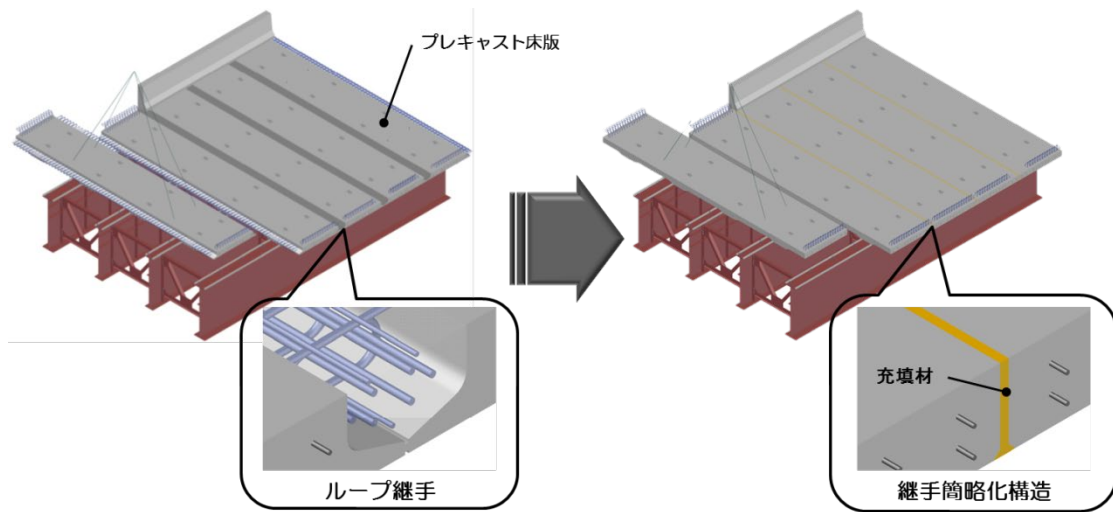


図-1.7 床版概略図

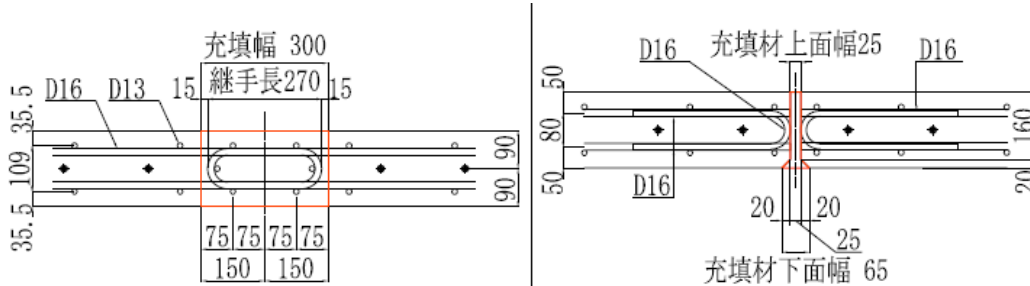


図-1.8 継手構造図

1.4 本論文の構成

本論は、8章からなり緒言と結言を除く第2章から第7章の概要は、下記のとおりである。

道路橋床版は、道路橋示方書に要求性能が明示されており、活荷重等の影響に対して、十分な耐荷性能と、疲労耐久性を備える必要がある。また、荷重分配作用や横荷重（地震・風）抵抗性能を負担する場合にはその作用に対して安全なようにする必要がある。

本論では、まず、提案構造が成立するための材料の模索、設計の仮定、構造詳細について、解析や要素試験で確認し、次いで実物大試験で耐荷性能や耐久性能を確認している。また、新しい材料を用いているので、環境作用や経年劣化、舗装・防水層との接着性などの検証も合わせて行っている。

第2章では、提案構造について数値解析を行って、輪荷重に伴う橋軸方向・橋軸直角方向の断面力が想定通りか、輪荷重の通行にあたって有害な変形を生じないかなどを検討している。

第3章では、提案構造を構成するにあたって一番重要な充填材料の選択と、継手部の形状を模索するために、種々の材料のねじりせん断試験と、小型梁試験を行っている。

第4章では、床版の耐力、耐久性の検証に先立ち、継手部を輪荷重が通過する際の交番曲げせん断についての実験的検証を行っている。

第5章では、提案構造を含む床版の静的耐力を、従来構造であるループ継手と比較検証するため実物大静的載荷試験を行っている。

第6章では、2種の輪荷重走行試験により、単なる疲労耐久性だけでなく、継手構造の比較検討と、連続桁中間支点部への適用可能性および維持管理性能を検証している。

第7章では、断面修復やひび割れ注入に用いられる材料とはいえ、適用箇所が異なることから種々の環境作用に対する抵抗性を検証している。

【参考文献】

1. 1) 松井繁之：道路橋床版、森北出版、2007. 10. 2
1. 2) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会 報告書、2014. 1. 22
1. 3) 東・中・西日本高速道路の更新計画について、2015. 3. 27
1. 4) 星野実、藤井祐吉、吉川薫、小島英明：RC プレキャスト床版の施工（八木沢高架橋）、宮地技報、1995. 12
1. 5) 増田博次、横山弘則、内田修平、塩田圭三、岩崎祐次、本摩敦：第二東名自動車道 東海大府高架橋（鋼上部工）工事の設計・工場製作・現場施工、川田技報、1998
1. 6) 阿部浩幸、原健悟、澤田浩昭、中村雅之：プレキャスト PC 床版の新しい RC 接合に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 29、No. 3、2007
1. 7) 米田剛史、木原通太郎、久米将紀、山浦明洋、白水晃生、松井繁之：西名阪自動車道御幸大橋（上り線）におけるプレキャスト PC 床版継手の開発および急速施工、第 7 回道路橋床版シンポジウム論文報告集、2012. 6

【発表論文】

「査読付き論文」

- 1) 北慎一郎、櫻井信彰、前川宏一、松井繁之：床版取替に向けた半連続プレキャスト床版構造の検討、コンクリート工学年次論文集、Vol. 38、No. 2、2016、2016.7
- 2) 北慎一郎、中山逸人、櫻井信彰、前川宏一、丸野幹人、佐竹紳也、大井川幸彦、谷口晋二郎：半連続プレキャスト床版における梁モデルを用いた継手構造の耐力評価検討、構造工学論文集、Vol. 63A、2017.3
- 3) 北慎一郎、中山逸人、櫻井信彰、松井繁之：半連続プレキャスト床版の継手部交番載荷試験、コンクリート工学年次論文集、Vol. 39、No. 2、2017.7
- 4) 北慎一郎、櫻井信彰、前川宏一：半連続プレキャスト床版の静的載荷試験における再現解析、コンクリート工学年次論文集、Vol. 40、No. 2、2018.7
- 5) 北慎一郎、櫻井信彰、前川宏一：半連続プレキャスト PC 床版の輪荷重走行試験における解析による検証、第 10 回道路橋床版シンポジウム論文報告集、2018.11

「雑誌への投稿」

- 1) 櫻井信彰、前川宏一、松井繁之：プレキャスト PC 床版用半剛接合継手、橋梁と基礎、2018.9

「口頭発表」

- 1) 北慎一郎、櫻井信彰、中山逸人、佐竹紳也、杉野雄亮、前川宏一、丸野幹人：半連続プレキャスト床版に用いる充填材に関する実験的検討、土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集、2016.9
- 2) 北慎一郎、櫻井信彰、赤江信哉、谷口晋二郎：半連続プレキャスト床版における梁モデルを用いた継手構造の耐力評価検討、土木学会第 72 回年次学術講演会講演概要集、2017.9
- 3) 赤江信哉、大久保藤和、金田文香、北慎一郎、櫻井信彰：ポリマーセメントモルタルの特性評価および複合体への適用検討、土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集、2018.9
- 4) 北慎一郎、櫻井信彰、赤江信哉、谷口晋二郎：半連続プレキャスト床版における継手部の耐候性評価検討、土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集、2018.9

第2章 基礎解析

2.1 解析の目的

道路橋床版は、道路橋示方書の設計の基本において、「直接支持される活荷重等の影響に対して耐荷性能を満足するようにしなければならない。」「地震の影響や風荷重等の横荷重に対して床版が抵抗する設計を行う場合においては、その影響を適切に評価し、それらに対して安全なようにする。」とある。

提案構造は、狭い領域とはいえ、充填材で構成される箇所が不連続になるため、輪荷重の通過に伴って段差が生じて通行性や舗装などへ影響が出ないか、非合成であっても横荷重に対してはその半分を床版が受け持つことを前提にしているため、不連続にすることで桁への影響が出ないかの確認が必要となる。

そこで、半剛接合継手として構成する際に、どの程度の弾性係数まで柔らかくしてよいか、界面の状態はどの程度に保つ必要があるのか、継手の幅としてはどの程度にすればよいかを数値解析検討する。

2.2 床版作用に関する検討

2.2.1 解析モデルの概要

解析に用いたモデルを図-2.1、図-2.2 に、材料諸元を表-2.1 に示す。モデル化した試験体の概要は全幅2.8m、床版支間2.5m、長さ4.5m、版厚は0.2mで、2辺単純支持である。比較のため、継手が存在しない連続床版モデルと、長さ方向に1.5m間隔で図-2.3 に示す継手構造を持つ半連続床版モデル、1.5m間隔で平滑な断面で分断された非連続床版モデルを作成した。輪荷重を想定した $P=157\text{kN}$ (載荷面 $0.5\text{m}\times 0.2\text{m}$) をパネル支間中央、橋軸方向中心から前後1.5mの範囲に載荷した。

本解析は各種影響要因分析のための比較検討を行うものであり、設計基準類の規定を無視し、等質・等方性床版をモデル化した。ソリッド要素を用い、また対称性を考慮し中心線より片側半分のみをモデル化した。コンクリートのひび割れは考慮しないものとした。

また、本解析では継手部の接合状態の再現が重要である。図-2.3・表-2.2 に示す通り、充填材とプレキャスト床版との界面で対になる節点同士には連結バネ要素を設定し、付着力を開口方向とせん断方向に分解し、以下の3つの状態を表現した。

完全剛結状態：界面の剥離がなく健全な状態であり、荷重伝達の損失がない状態。

引張無視状態：開口方向の付着力が失われ、部材間のせん断力と圧縮力は伝達できるものの、引張力が伝達できない状態。

界面剥離状態：開口方向・せん断方向ともに付着力が失われ、部材間の圧縮力のみが伝達できる状態。

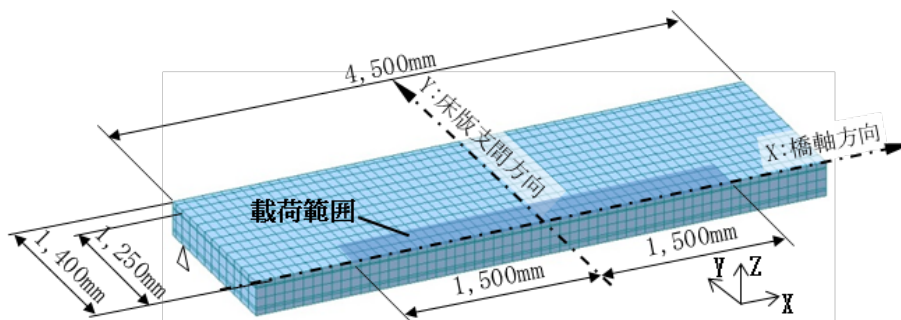


図-2.1 継手を有しない連続床版モデル概要

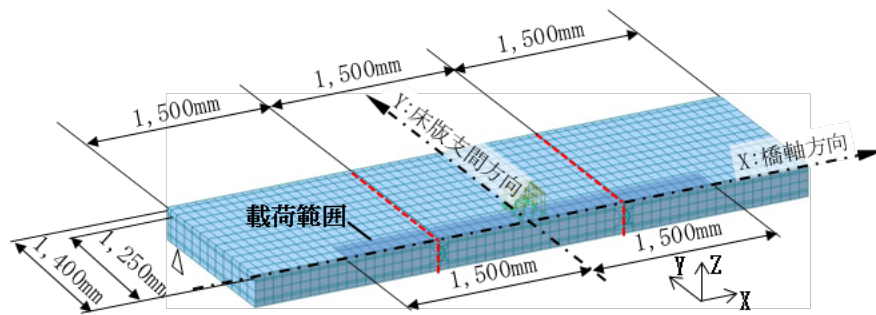


図-2.2 継手構造を有する半連続床版モデル概要

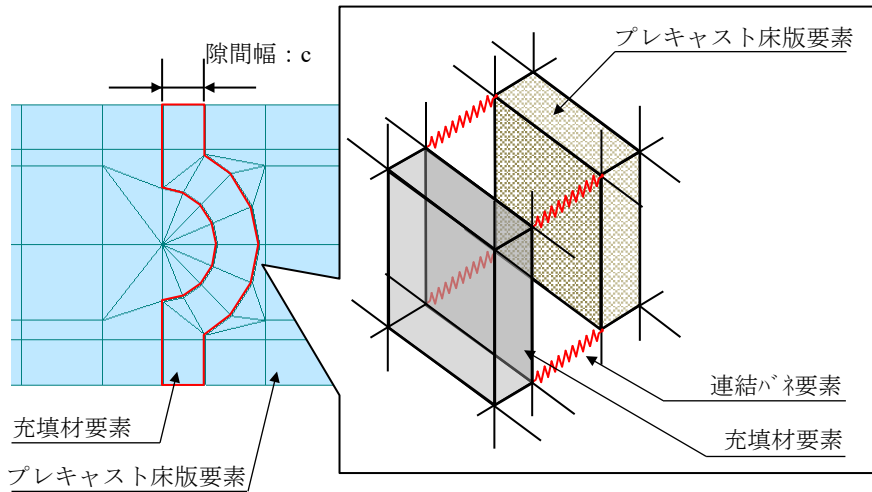


図-2.3 継手部詳細

表-2.1 解析に用いた材料諸元

項目	弾性係数	ポアソン比
プレキャスト床版	$2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$	0.167
充填材	$2.0 \times 10 - 2.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$	0.167

表-2.2 充填材とプレキャスト床版の接合状態

完全剛結状態	$K_x = \infty$ $K_y = \infty$ $K_z = \infty$
引張無視状態	$K_x = 0$ (引張時), ∞ (圧縮時) $K_y = \infty$ $K_z = \infty$
界面剥離状態	$K_x = 0$ (引張時), ∞ (圧縮時) $K_y = 0$ $K_z = 0$

2.2.2 解析結果 –応力度についての考察–

床版支間方向の一方向ひび割れは一般的な RC 床版の劣化損傷の起点となる^{2.1)}。提案構造は図-2.4のように、充填材の弾性係数を低下させることで、橋軸方向引張応力を低下させ、床版支間方向のひび割れ発生を遅延させる効果が期待できる。確認のため、図-2.5に示すようにパネル中央に荷重した際の、パネル下面に発生する応力度について着目し、表-2.3にあるパラメータで解析を行った。

橋軸方向・床版支間方向の応力度分布の例について、図-2.6、図-2.7に示す。当然のことながら、半連続床版モデルの応力度分布は、連続床版モデルと非連続床版モデルの間に位置する。また、連続床版モデルに作用する応力度を1とした時の各ケースの応力度比を図-2.8、図-2.9に示す。この図から、

- ① 界面剥離の影響は大きく、界面剥離が発生すると床版支間方向の応力度は最大で5割程度増加する。
- ② 界面剥離のケースを除くと、橋軸方向の応力度は最大1割程度低下し、床版支間方向の応力度は最大3割程度増加する。

床版支間方向の応力度増加に対しては、3割程度であれば例えば図-2.10のような RC 断面が構成できる。

以上より、半連続プレキャスト床版構造は、界面が剥離しない場合は、主鉄筋量を若干増やすことで従来構造と同等以上の強度・耐久性を発揮できると考える。

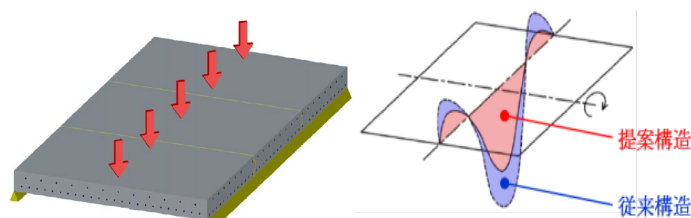


図-2.4 半連続プレキャスト床版構造に期待できる効果

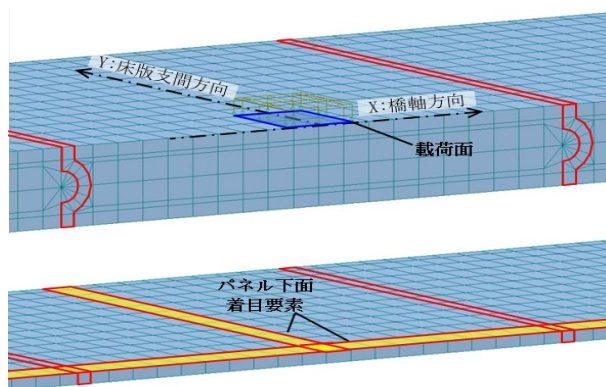


図-2.5 荷重面と着目した要素の位置図

表-2.3 解析パラメータ

パラメータ 1: 界面の状態	完全剛結状態 引張無視状態 界面剥離状態
パラメータ 2: 充填材の弾性係数 : E_G	2.0×10^4 N/mm ² 2.0×10^3 N/mm ² 2.0×10^2 N/mm ² 2.0×10 N/mm ²
パラメータ 3: 継手の隙間幅 : C	10mm 20mm 40mm

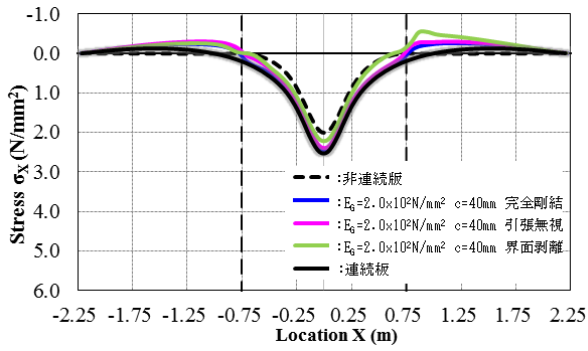


図-2.6 橋軸方向の応力度分布例

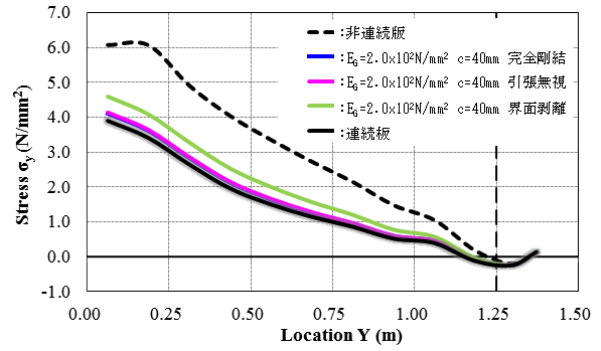


図-2.7 床版支間方向の応力度分布例

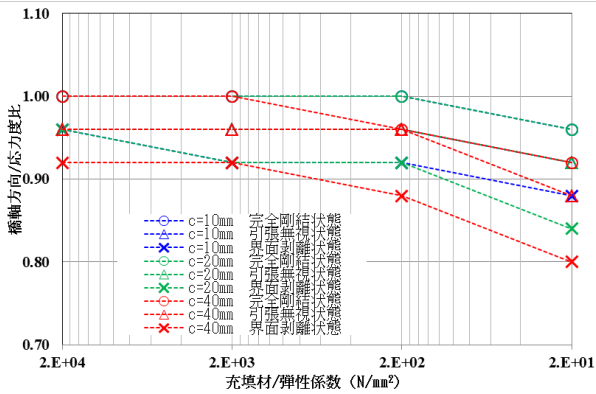


図-2.8 橋軸方向の応力度比

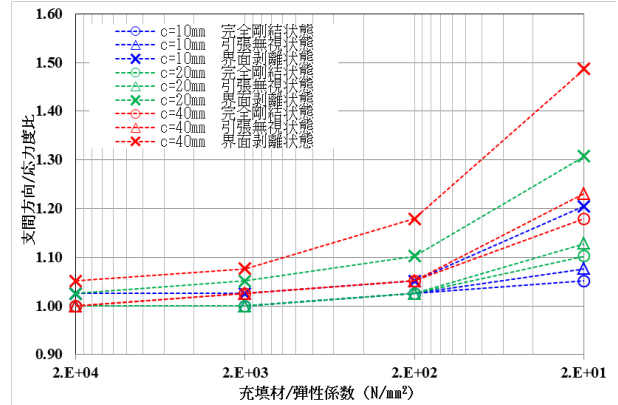


図-2.9 床版支間方向の応力度比

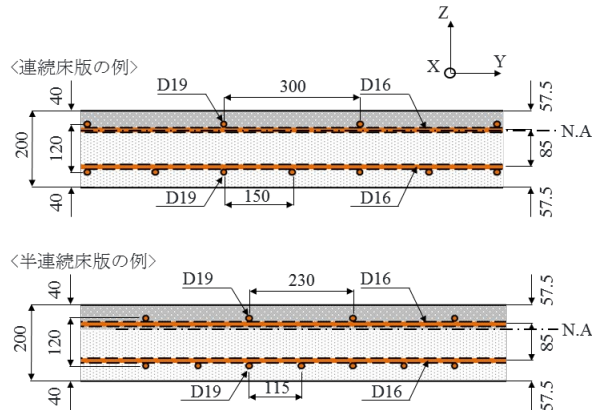


図-2.10 応力度増大に対応するRC断面の一例

2.2.3 解析結果 –段差量についての考察–

提案構造では床版パネルと充填材の弾性係数が異なり、充填材部には鉄筋もないため段差が発生する。段差の許容値としてどの程度が適切かは、走行性だけでなく防水層や舗装の耐久性も考慮する必要があり、今後の課題である。本稿では仮に段差量の許容値を 0.1mm 程度として、許容値に収まる継手部の条件を検討した。

図-2.11 のとおり、パネル端部に荷重した際のパネル上面に発生する鉛直変位量に着目した。段差量は隣接パネルの両端部における、鉛直変位量の差分と定義した。

橋軸方向の鉛直変位分布の例を、図-2.12 に示す。応力度と同様、半連続床版モデルの変位分布は、連続床版モデルと非連続床版モデルの間に位置する。また、段差量に着目し、各ケースを整理したのが図-2.13 である。この時、

- ① 界面剥離の影響は大きく、引張せん断力が失われると弾性係数や隙間幅に関係なく段差は大きくなる。
- ② 充填材の弾性係数と隙間幅の影響は少なく、界面剥離が発生しない限り、弾性係数が $2.0 \times 10^2 \text{ N/mm}^2$ 以上、隙間幅 40mm 以内であれば許容値に収まる。

以上より、半連続プレキャスト床版構造は連続床版と異なり段差が発生するものの、適切な充填材の選定により、走行性に影響しない範囲の段差量に収まることを確認した。

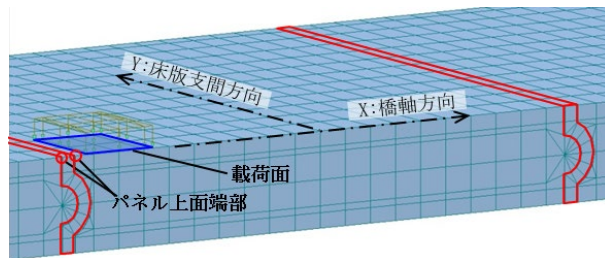


図-2.11 荷重面と着目した節点の位置図

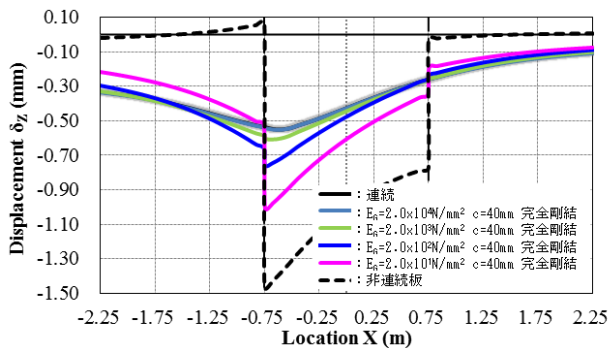


図-2.12 橋軸方向の鉛直変位量分布例

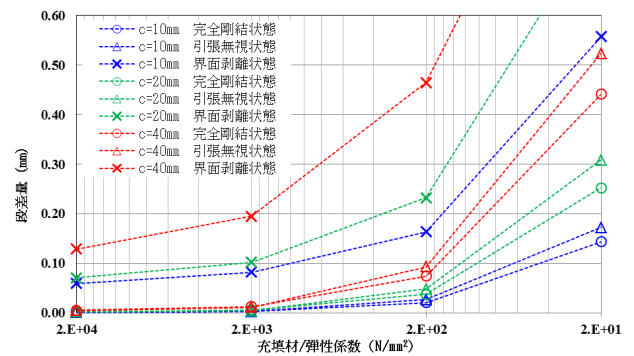


図-2.13 パネル端部に発生する段差量

2.3 桁作用に関する検討

2.3.1 解析モデルの概要

前章では適度に剛性が低い充填材を用いることで、提案構造が成立することを確認した。本章では提案構造を採用した場合の桁への影響について、L 荷重及び地震荷重を作用させ、鉛直変位と水平変位に着目して検討した。

本検討では図-2.14 から図-2.17 に示した昭和 50 年 2 月道路橋示方書で設計された 3 径間連続非合成鉄桁橋を対象とした^{2.2)}。解析にあたってプレキャスト床版はソリッド要素、主桁・垂直補剛材は板要素、対傾構は棒要素で表現し、表-2.4 に示す材料諸元を用いてモデル化した。本解析でも連続床版モデルと半連続床版モデルを作成し、比較を行った。荷重条件は L 荷重を G1 桁中央径間/支間中央部に載荷し最大正曲げモーメントを発生させるケースと、水平震度 $K_h=1.0$ とした場合の慣性力を各要素に作用させたケースの 2 つとした。

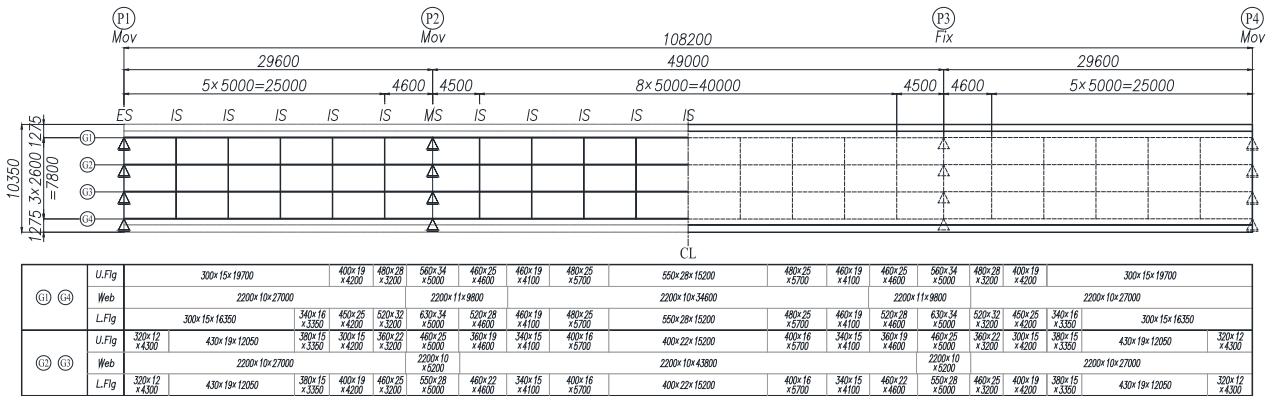


図-2.14 実橋平面図

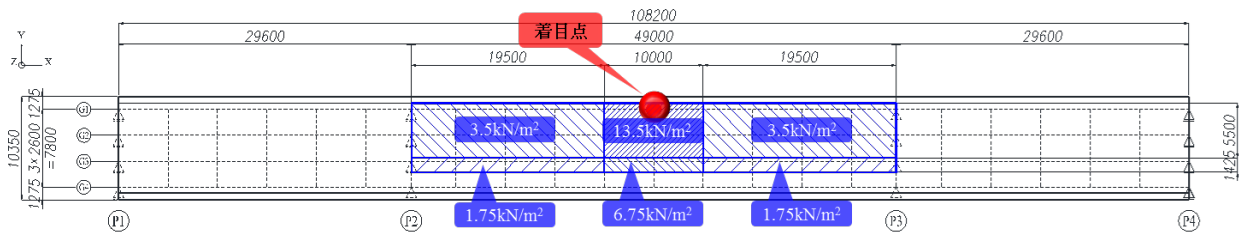


図-2.15 L 荷重重載荷範囲

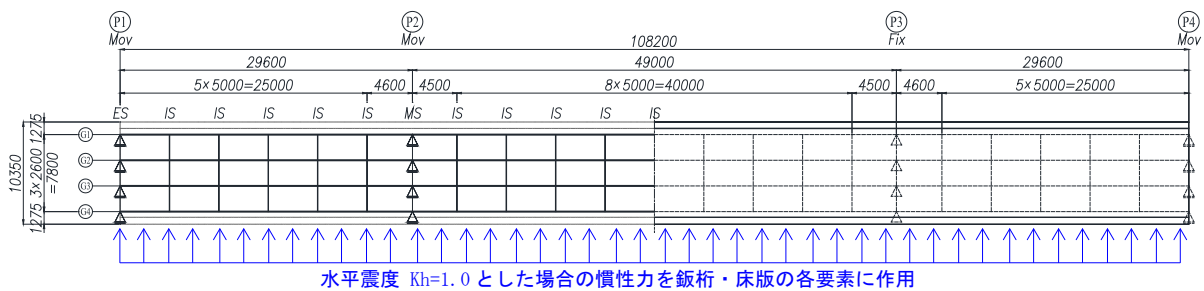


図-2.16 地震荷重重載荷範囲

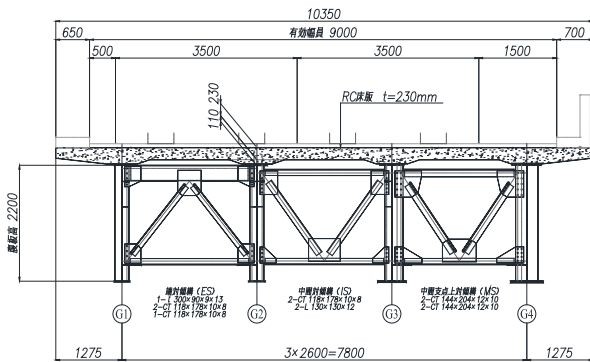


図-2.17 実橋断面図

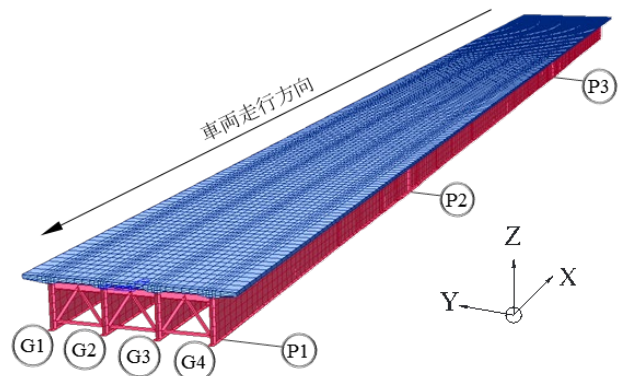


図-2.18 3径間連続非合成鋼桁橋モデル

表-2.4 材料諸元

項目	弾性係数	ポアソン比
プレキャスト床版	$2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$	0.167
充填材	$2.0 \times 10^2 - 2.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$	0.167
主桁	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	0.300
垂直補剛材		
対傾構		

2.3.2 解析結果

$E_G=2.0 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ の場合、L 荷重を載荷した際に G1 桁上部フランジで発生する鉛直変位を図-2.19 に示す。界面剥離を発生させない限りは、従来構造とほぼ同様の挙動を示すことが確認できる。次に地震荷重を載荷した際に G1 桁上部フランジで発生する水平変位を図-2.20 に示す。こちらも完全剛結状態から引張無視状態であれば、従来構造とほぼ同様の挙動を示す。界面剥離状態は、プレキャスト床版 1 枚の単純梁モデルに近い状態になっており、床版による荷重分散効果が低くなるため、他の状態と大きく異なる挙動を示したと考える。

各ケースの最大変位量を整理し、連続床版モデルに発生した変位量を 1 とした場合の変位比率を図-2.21、図-2.22 に示す。これらの結果から以下が言える。

- ① 界面剥離が桁の変位に与える影響は大きく、L 荷重載荷時に引張せん断力が失われると従来構造の 2 割以上大きい鉛直変位が発生する。
- ② 充填材の弾性係数 E_G が $2.0 \times 10^2 \text{ N/mm}^2$ 以上で、界面剥離がない場合は従来構造との差異は小さい。

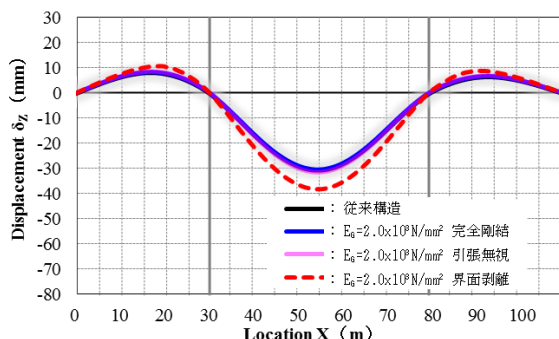


図-2.19 桁に発生する鉛直変位 (L 荷重載荷時)

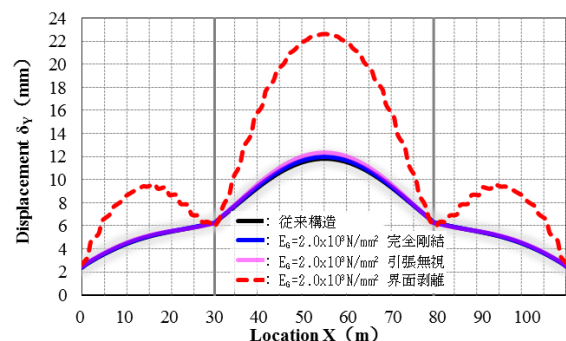


図-2.20 桁に発生する水平変位 (地震荷重載荷時)

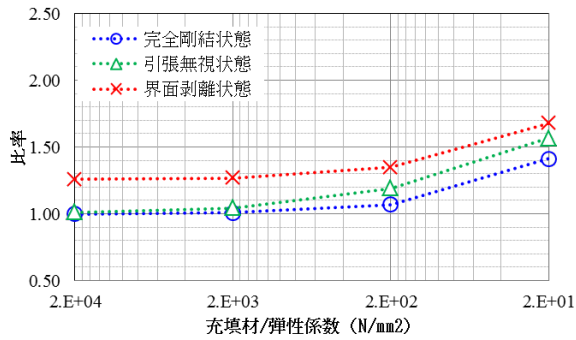


図-2.21 桁に発生する鉛直変位の比率 (L 荷重載荷時)

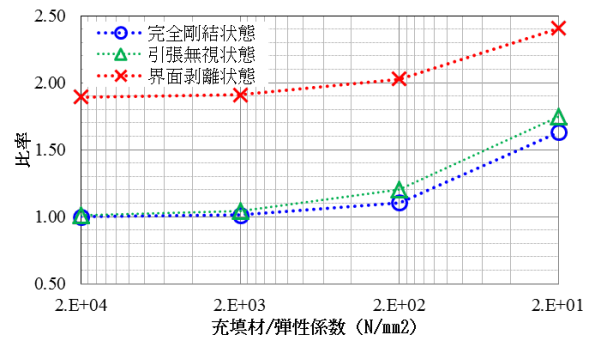


図-2.22 桁に発生する水平変位の比率 (地震荷重載荷時)

2.4 まとめ

半連続プレキャスト床版構造を考案した。継手充填材として床版本体より弾性係数が 1/10～1/100 程度低い材料を用いれば、床版支間方向は従来構造に比べ 2 割程度の応力度比上昇に抑えられ、鉄筋量の若干増で構成できる。

床版本体より弾性係数が 1/10～1/100 程度低く、界面剥離を生じさせない程度に引張せん断力を有する継手充填材を用いた場合は、防水性や舗装に有害な変形は生じない。

上記のような継手充填材を用いた場合、橋梁鈹桁に発生する鉛直・水平変位は従来構造に比べ最大 1 割増加程度であり、有害な変形は生じない。

2.5 今後の検討

今回の解析的検討により、本提案構造は充填材と本体プレキャスト床版の界面の引張せん断力が重要であり、今後は充填材の引張せん断性能の検討をするなど、基本的な要素試験を行う。

【参考文献】

- 2.1) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版(2007).
- 2.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1972
- 2.3) 藤山知加子ら：3次元非線形 FEM 解析に基づく移動荷重下の鋼・コンクリート合成床版破壊過程の考察,
土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.70, NO.2, 227-237, 2014.

第3章 要素試験

3.1 試験の目的

前章の結果から、提案構造の充填材は、引張せん断強度が重要で、かつ狭隘な継手部（幅 20～30mm で深さ 160～300mm の箇所に充填される必要がある。これらの要求性能を満足し、かつ土木構造物に要求される長期耐久性を満足するために、補修材料などですでに実績のある注入材料をピックアップし、まず引張せん断強度の確認をし、複数の充填材候補を選定する。その結果、選定された材料について、実物大床版実験に備えて小型梁試験を行い、継手形状などを確認するとともに、数値解析でどの程度再現できるのかを確認するものである。

3.2 純ねじりせん断試験

3.2.1 試験概要

界面の引張せん断強度の値は、試験方法により大きく異なるため、用途に合った試験方法を選択することが重要である。例えば異種材料間の付着特性に関する多くの研究では、一面せん断試験が採用されている^{3.1)}が、この試験方法では異種材料界面端部にせん断応力が集中し、寸法効果もあって定量的な引張せん断強度が得られない。今回は均一な応力分布が得られ、かつ引張せん断強度が容易に算出できる純ねじり試験方法を採用した^{3.2)}。純ねじりせん断試験結果からせん断応力度は次式により求められ、これを引張せん断強度と定義した。

$$Z_p = \pi d^3 / 16 \quad Z_p : \text{極断面係数}(\text{mm}^3)$$

$$\tau = T_q / Z_p = 16T_q / \pi d^3 \quad d : \text{直径}(\text{mm})$$

$$\tau : \text{せん断応力度}(\text{N}/\text{mm}^2)$$

$$T_q : \text{トルク}(\text{N}\cdot\text{mm})$$

試験体は表-3.1 に示す通り充填材料と界面の目粗し有無をパラメータとし、全 15 体作製した。試験体の概要を図-3.1 に示す。鋼製治具兼型枠(内径 156.2mm、高さ 118mm)の中にコンクリートを打設したものを 2 つ用意し、コンクリート面を対面させ、間に充填孔と空気孔を設けた発泡スチロール製の型枠(内径 80mm、高さ 25mm)を挟み、仮ボルトで固定した。次に、充填孔から各種材料を充填し、養生後に脱型した。最後に純ねじり試験機に設置し、仮ボルトを外した。試験機の諸元を表-3.2 に示す。載荷速度については明確な基準がないが、文献-3.3 を参考にせん断応力度が毎秒 0.02 N/mm² となる速度を保ちながら、破壊に至るまで載荷した。

表-3.1 候補材料の物性値と試験体数

材料名	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	付着強度 (N/mm ²)	試験体数	
					界面処理 無し	界面処理 有り
超速硬型ポリマーセメントモルタル	1.47 x 10 ⁴	35.7	3.3	2.6	2	3
高じん性繊維補強セメントモルタル	1.44 x 10 ⁴	34.1	3.4	1.1	1	3
軽量型セメント系無収縮モルタル	1.01 x 10 ⁴	32.6	1.2	0.2	1	1
軽量充填モルタル	3.90 x 10 ³	11.4	1.0	0.8	1	1
セメントアスファルトモルタル	1.60 x 10 ³	3.0	0.6	0.6	1	1

表-3.2 ねじり試験機諸元

最大加振力	± 100 kgf-m
最大変位	± 50deg
最大速度	± 110deg/s

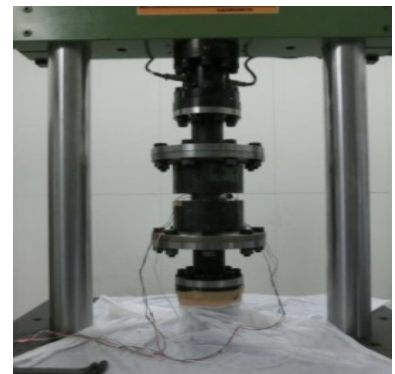


図-3.1 試験体概要

3.2.2 実験結果および考察

各試験の結果を表-3.3に示す。超速硬型ポリマーセメントモルタルは結果にばらつきがあるものの、最大値で大きな引張せん断強度が確認できた。高じん性繊維補強セメントモルタルにおける引張せん断強度の最大値は超速硬型ポリマーセメントモルタルに比べて0.5倍と小さいが、図-3.2に示す通り引張せん断強度に到達後もせん断ひずみが伸びており、超速硬型ポリマーセメントモルタルより脆性が低いと定性的に言える。その他の材料は微小なトルクでせん断破壊が発生し、充填材として適さないと考える。

また破壊面に占める、充填材・界面・被着体の面積の割合を整理した。超速硬型ポリマーセメントモルタル、高じん性繊維補強セメントモルタル共に、界面処理無しの場合は界面破壊の割合が大きいが、処理有りの場合は充填材または被着体の材料内で破壊する割合が大きい。このことから、界面における目粗しの効果は大きく、充填材本来の性能を発揮するには界面の目粗しは必要である。

表-3.3 最大トルクと引張せん断強度・破断面

供試体 No.	材料名	界面処理の有無	極断面係数 Z_p (mm ³)	最大トルク T_{max} (N・m)	引張せん断強度 τ (N/mm ²)	破壊面積率 (%)		
						充填材	界面	被着体
1	超速硬型ポリマーセメントモルタル	無し	107,224	59.00	0.55	0	63	37
2			111,319	4.70	0.04	0	84	16
3		有り	115,310	560.80	4.86	33	0	67
4			110,635	53.00	0.48	47	0	53
5			104,929	209.70	2.00	35	0	65
6	高じん性繊維補強セメントモルタル	無し	110,066	187.00	1.70	0	94	6
7			105,149	183.10	1.74	88	10	3
8		有り	109,600	151.40	1.38	74	26	0
9			109,720	267.10	2.43	56	12	32
10	軽量型セメント系無収縮モルタル	無し	115,038	30.00	0.26	49	51	0
11		有り	108,439	50.20	0.46	35	0	65
12	軽量充填モルタル	無し	111,017	1.40	0.01	38	62	0
13		有り	104,097	2.50	0.02	62	0	38
14	セメントアスファルトモルタル	無し	108,489	15.00	0.14	35	65	0
15		有り	110,003	22.60	0.21	0	100	0

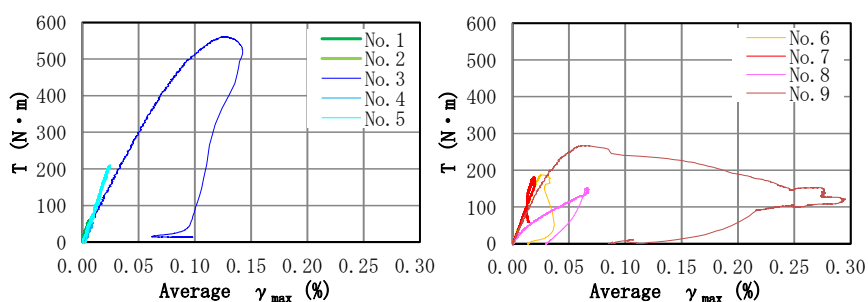


図-3.2 载荷トルクとせん断ひずみの関係

3.2.3 純ねじり試験まとめ

今回の実験的検討で、以下の知見が得られた。

- ① 超速硬型ポリマーセメントモルタルは十分な引張せん断強度を有しており、充填材への適用可能性がある。
- ② 高じん性繊維補強セメントモルタルは引張せん断強度が不足しているが、脆性が低く、充填材への適用可能性がある。
- ③ 安定した引張せん断耐力を得るために、界面の目粗しは必須である。

3.3 小型梁試験

3.3.1 試験概要

① 使用材料・寸法・試験機

本実験に使用する充填材としては、純ねじり試験で選定したセメント系材料2種類のほか、ヤング係数が低く、高付着強度、高引張強度のエポキシ樹脂モルタルも採用した。材料の諸元を表-3.4、表-3.5、表-3.6に示す。材料試験結果は、梁の試験日に最も近い時期に実施したものを掲載した。

コンクリート梁試験体の寸法を図-3.3、図-3.4に示す。図-3.5に示す東京大学所有の載荷試験機を使用することを前提に、幅175mm、高さ250mm、長さ1800mmの梁とし、中央に幅25mmの隙間を設けて充填材で接合することとした。道路橋示方書^{3,4)}に倣い、高さは床版支間3mの連続版で重交通路線を想定した場合に必要な版厚と同等にした。No.1、No.2試験体は、継手部端面から40mmの範囲が無筋コンクリートとなっている。実験結果にて後述するが、No.1、No.2試験体の配筋では無筋コンクリート断面で破壊する試験体が発生したため、充填部および継手界面近傍で確実に破壊させるために、No.3、No.4試験体は継手部端面まで鉄筋を配置している。継手界面はどちらも凹凸のない平滑な形状とした。なお、本稿では省略しているが、他の充填材、あるいは継手部充填材の形状を鍵型にしたものや界面の付着を増すために円弧上にしたものなども実験した。

表-3.4 コンクリートの配合

呼び強度 (N/mm ²)	粗骨材最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)
50	20	30 - 40

表-3.5 硬化コンクリートの性状

試験体 No.	材齢 (日)	静弾性 係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張 強度 (N/mm ²)
1	28	33.0	62.4	3.39
2		33.0	62.4	3.39
3		35.0	82.5	4.03
4		35.0	82.5	4.03

表-3.6 充填材試験結果

試験 体 No.	材齢 (日)	材料名	静弾性 係数 (kN/mm ²)	圧縮 強度 (N/mm ²)	引張強 度 (N/mm ²)	付着 引張強 度 (N/mm ²)	ポアソ ン 比	最大 骨材寸法 (mm)
1	28	繊維補強セメントモルタル	9.64	33.2	4.0	2.9	0.3	0.09
2	28	ポリマーセメントモルタル	16.60	41.0	5.1	3.1	0.2	2.4
3	7	ポリマーセメントモルタル (低弾性タイプ)	9.20	30.3	3.5	1.9	0.2	1.2
4	7	エポキシ樹脂モルタル	8.60	79.8	21.4	-	0.2	0.6

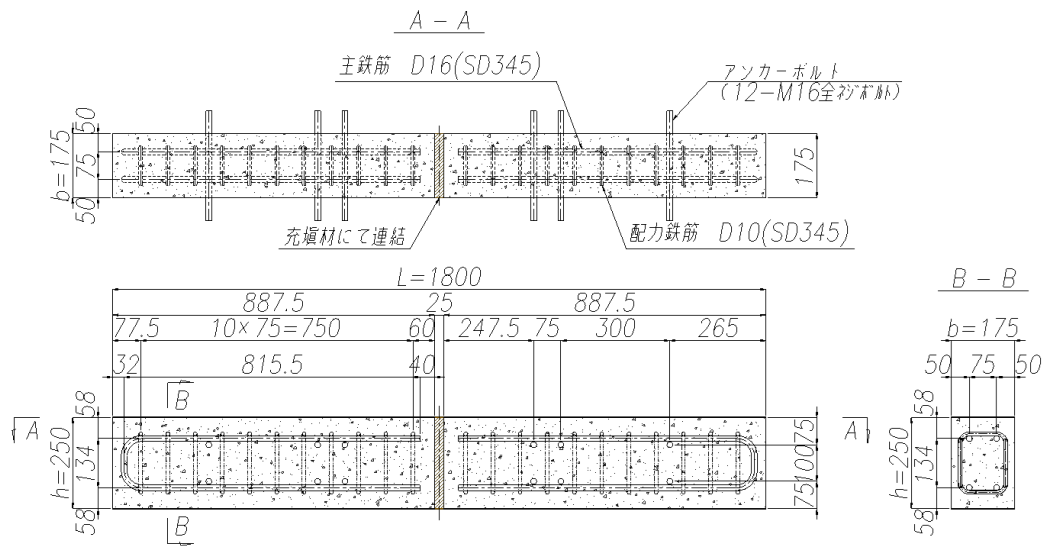


図-3.3 試験体寸法 (No. 1・No. 2 試験体)

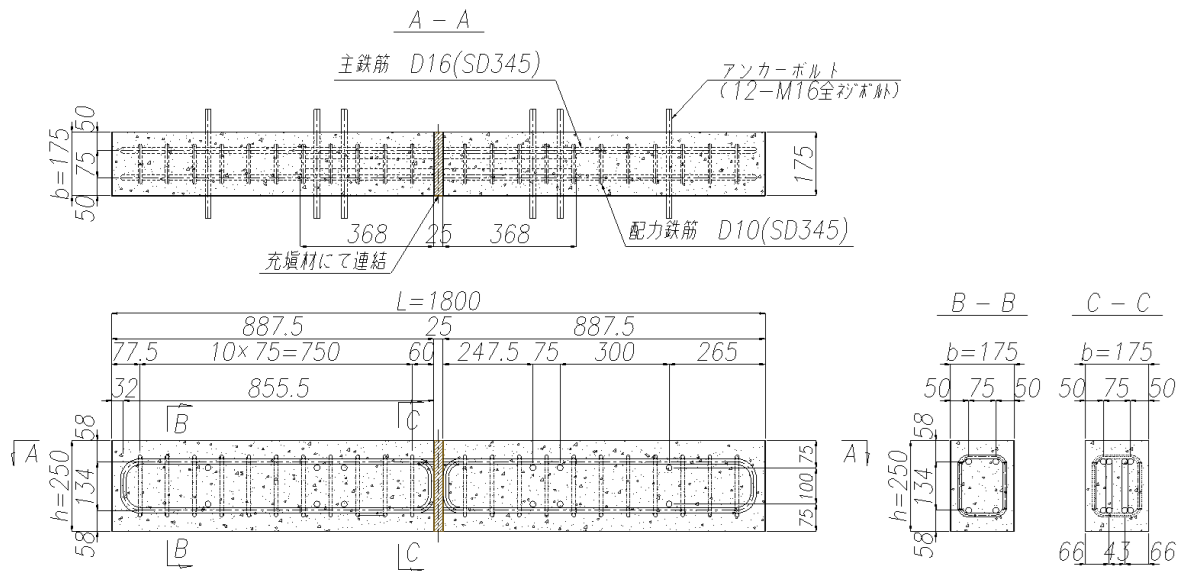


図-3.4 試験体寸法 (No. 3・No. 4 試験体)

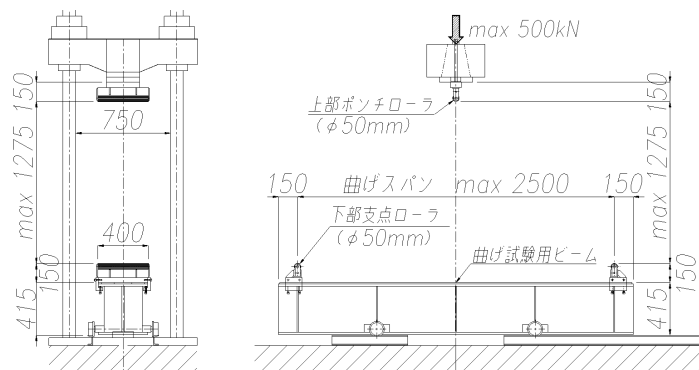


図-3.5 載荷試験機

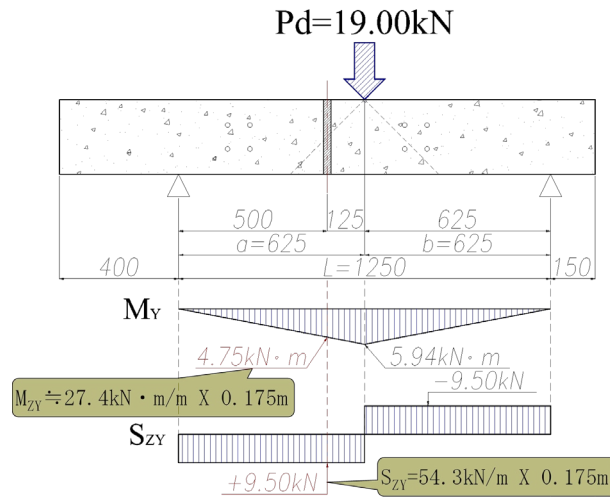


図-3.8 梁試験における断面力分布

③ 実験方法

まず被着体となるコンクリート梁部材(以下、「被着体」とする)を打設した。継手部界面には凝結遅延材による目粗しを施し、付着性能の改善を図った。

次に、充填材の施工を行った。充填材の最大骨材寸法は継手部空隙に比べ十分小さいため、試験時の状態で上面から充填しても施工上問題はない。しかし本実験では充填性の良否による品質のばらつきを排除するため、梁部材を横に倒し、側面を上に向けて充填した。充填時にはアクリル板とコーキング剤を用いて型枠を設けた。また空隙幅を正確に確保するとともに、試験体の移動中に想定外の荷重が充填部に作用しないように、鋼製治具により梁部材を固定した。

適切な養生の後、試験機に供試体を設置した。支点は梁長手方向の水平変位を妨げないようにピンローラー支承とした。最後に図-3.9に示す位置に計測機器を設置した。載荷ステップを表-3.7に示す。各STEPで設計荷重Pdに基づく荷重を5-10回程度繰返し載荷し、徐々に荷重を大きくした。

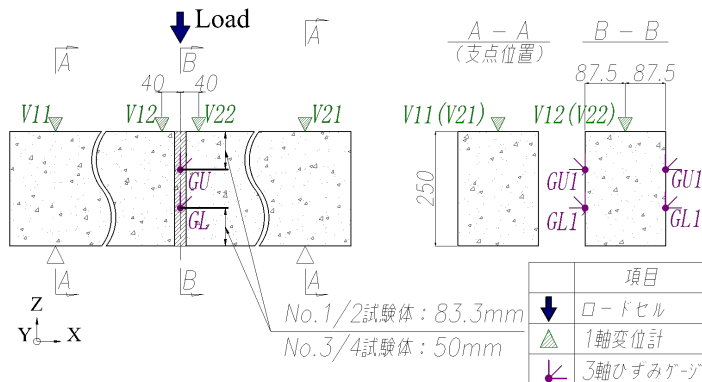


図-3.9 計測位置

表-3.7 載荷ステップ

STEP	載荷荷重	
STEP-1	9.5kN	Pd x 0.5
STEP-2	19.0kN	Pd x 1.0
STEP-3	28.5kN	Pd x 1.5
STEP-4	38.0kN	Pd x 2.0
STEP-5	47.5kN	Pd x 2.5
STEP-6	57.0kN	Pd x 3.0

3.3.2 実験結果

① 破壊耐力と形態

実験結果と破壊状況を表-3.8、3.9 に、荷重-変位関係を図-3.10 に示す。鉛直変位は支点の沈下を考慮し、V22 から V11、V21 の平均を引いたものを示している。目安として、同型で鉄筋が連続したコンクリート梁を想定して、全断面有効もしくは RC 断面（引張コンクリート無視）の剛性から得た荷重-変位曲線を解析値として示した。

No.1 試験体は設計荷重 P_d に到達する前に破壊した。充填材の付着引張強度が低く、また破壊面には充填材の繊維が残っていたことから、界面における剥離破壊と判断した。破壊面を観察すると繊維が界面と平行な向きで多く付着しており、このことから界面付近に局所的に繊維による脆弱な面が形成され、実際の付着引張強度は物性試験値より小さな値であったと考えられる。

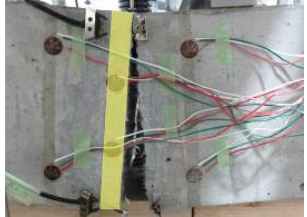







No.2、No.3 試験体の充填材はともにポリマーセメントモルタルであるが、No.2 は STEP-5 において被着体下端の無筋部分を起点とした曲げ引張破壊、No.3 は STEP-3 において界面での剥離破壊となった。これは付着引張強度の違いによるものと考えられる。また、破壊までの挙動について考察を加える。No.2 試験体では、実験中に有害なひび割れが発生しなかったことから、STEP-2 までは鉄筋コンクリートの全断面有効の剛性を保っていたと考えられる。荷重-変位関係において解析値と完全に一致していないが、これは充填部にコンクリートよりヤング係数の低い材料を用いているためと考えられる。STEP-3 以降は被着体下部に曲げ引張に伴うひび割れが入り始め、梁の剛性は徐々に RC 断面の剛性に近づいている。

No.4 試験体は、充填材の付着引張強度・引張強度が高く、かつ継手部端面まで鉄筋を延長することで被着体を補強したため、設計荷重の3倍まで載荷できた。破壊形態は被着体の継手部端面付近の下端部を起点とした、曲げ引張破壊となった。界面剥離の様子は見られず、破面には延長した鉄筋が露出していた。荷重-変位関係は No.2 試験体と同様の特徴であった。

表-3.8 実験結果

試験体 No.	充填材	最大荷重 (kN)	破壊形態
1	繊維補強 セメントモルタル	14.42 ($P_d \times 0.76$)	界面剥離破壊
2	ポリマーセメントモルタル	44.10 ($P_d \times 2.32$)	被着体破壊
3	ポリマーセメントモルタル (低弾性タイプ)	24.50 ($P_d \times 1.29$)	界面剥離破壊
4	エポキシ樹脂モルタル	57.09 ($P_d \times 3.00$)	被着体破壊

表-3.9 破壊の様子

試験体 No.	破壊状況(側面) (充填部を黄色で着色)	破壊状況 (破断面)
1		
2		
3		
4		

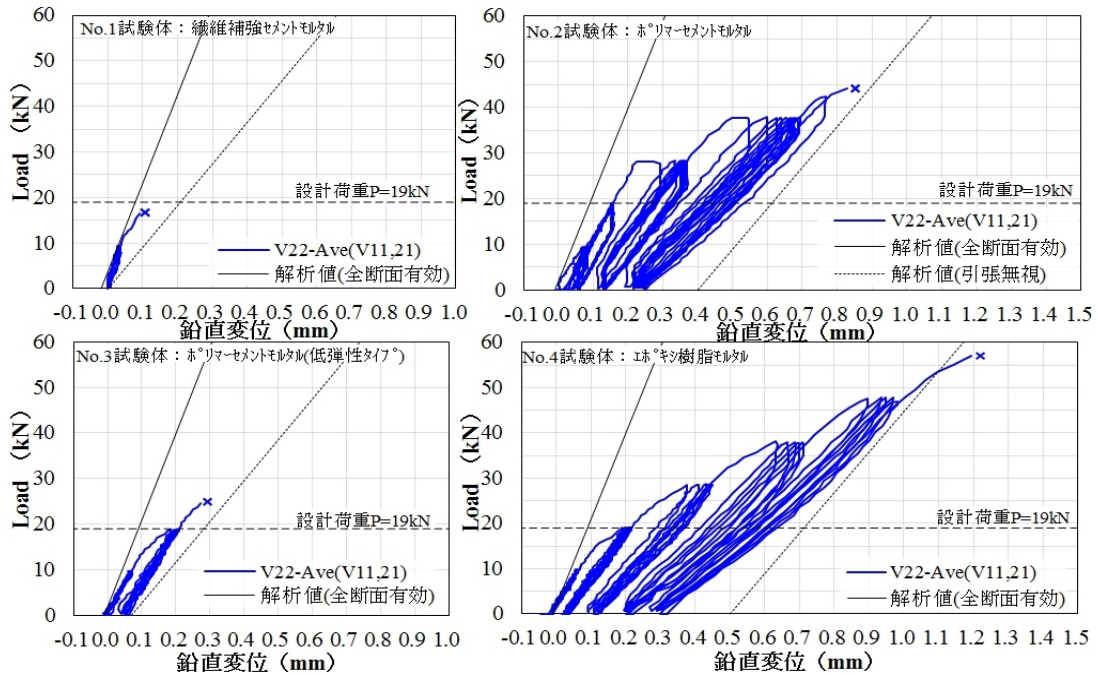


図-3.10 荷重-変位関係

② 充填部の断面内ひずみ分布

充填材の断面内ひずみ分布を、図-3.11 に示す。いずれの試験体も破壊直前まで全断面有効の計算上の中立軸と計測から得られる中立軸が一致しており、ひずみ量は載荷荷重に対して線形的である、したがって、いずれの試験においても充填材は破壊直前まで無損傷であったことを示しており、前項の考察と矛盾しないことを確認した。

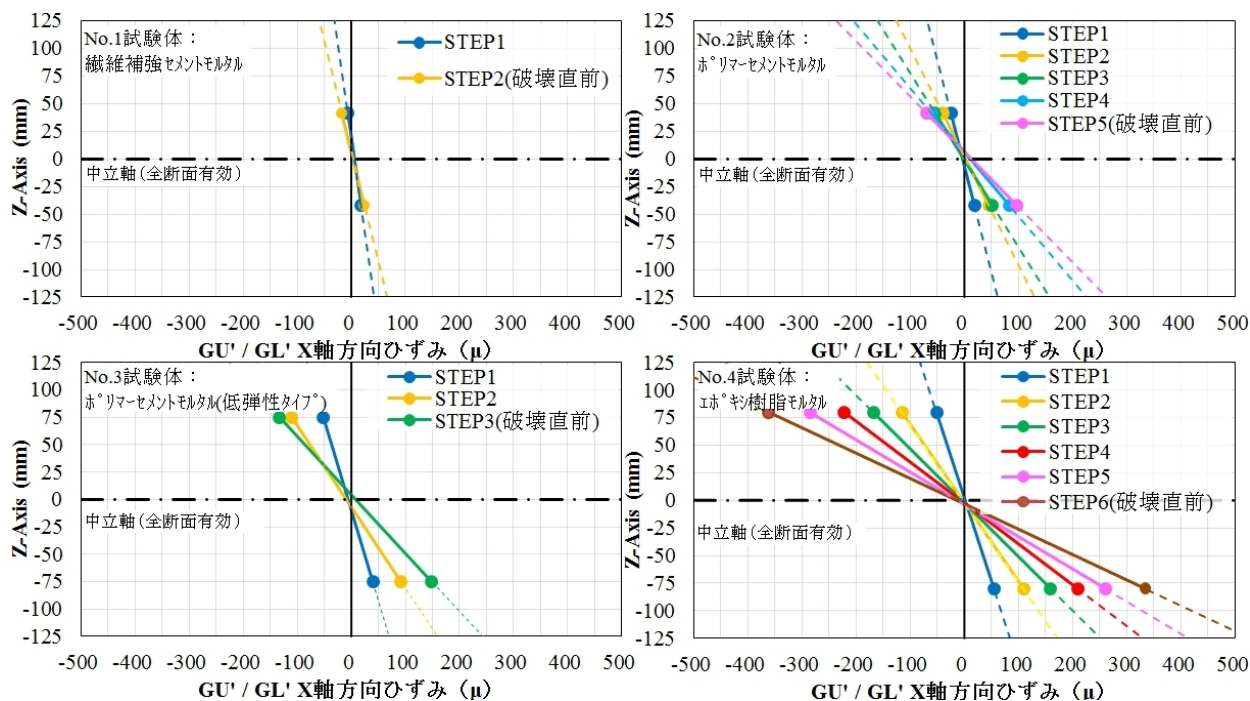


図-3.11 充填部 X 軸方向ひずみ

3.3.3 解析による実験結果の再現

① 解析概要

実験結果をもとに、弾塑性・破壊構成モデルと分散ひび割れに基づく非線形有限要素解析ソフトである「COM3D」による再現解析を行った。解析モデルの概要を図-3.12 に示す。モデルは 8 節点のアイソパラメトリック要素のみで構成し、RC 領域と無筋コンクリート領域を規定することで、それぞれに引張軟化特性を設定した。充填材は無筋コンクリートの材料構成則が適用できると仮定し、充填材の物性を有した無筋コンクリート領域として設定した。要素は幅方向に 6 分割、高さ方向に 10 分割、長さ方向に 63 分割した。

コンクリートの引張強度においては、乾燥収縮が鋼材により拘束されることにより引張の初期応力が与えられる点を考慮して^{3,5)}、材料試験値の 70% の値を設定した。ただし、No.1、No.2 試験体における継手近傍の無筋部は鉄筋で拘束されないため、物性試験で得られた物性値をそのまま採用した。

また、本解析において充填材と被着体との界面付着引張強度の設定は重要である。一般的には 2 重節点を配し接合要素を設け、付着引張強度を設定する。しかし、本モデルでは継手幅が梁の全長に比して十分短いため、界面での剥離破壊は充填材内部における破壊として置き換えても精度に影響がないと考えて、接合要素の導入を省略し、充填材要素の引張強度を調整することで付着性能を考慮することとした。充填材要素における引張強度の設定手法を以下に述べる。

まず、付着引張強度の大きさは界面の粗度に影響され、適度な粗度を有する界面における付着引張強度は材料試験により得た値に対して約 1.5 倍増加する^{3,6)}。本実験では凝結遅延材を用いて適切な目粗しを行っていることから、解析上の付着引張強度は材料試験値の 1.5 倍であると仮定した。その上で、解析に使用する引張強度へは付着引張強度と引張強度の小さい方を代入した。エポキシ樹脂モルタルについては付着引張強度のデータがないが、コンクリート界面に対して十分な付着性能を有しており、界面での剥離破壊はないと判断し、引張強度を適用することにした。

上記の仮定をもとに各試験体モデルに導入した充填材要素の引張強度は表-3.10 に示す通りである。例えば、No.1 試験体は充填材要素の引張強度に付着引張強度から得た値を代入しているため、解析の結果充填材要素の引張破壊が発生した場合は、実現象における界面破壊を再現していると解釈することとした。

以上を踏まえて解析モデルを作成し、荷重制御によるプッシュオーバー解析を行った。

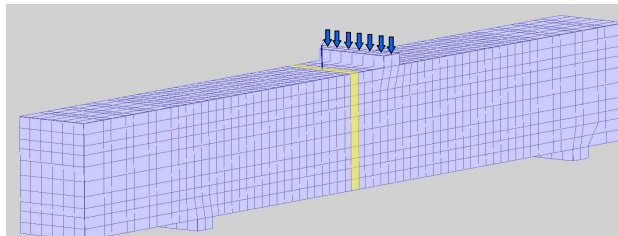


図-3.12 解析モデル概要

表-3.10 充填材要素に設定する引張強度

試験体 No.	材料名	引張強度 (N/mm ²)	付着強度 (N/mm ²)	解析上の引張強度 (N/mm ²)
1	繊維補強 セメントモルタル	4.8	1.40	2.10 (付着強度 x1.5)
2	ポリマー セメントモルタル	5.1	3.10	4.65 (付着強度 x1.5)
3	ポリマー セメントモルタル (低弾性タイプ)	3.5	1.89	2.84 (付着強度 x1.5)
4	エポキシ 樹脂モルタル	21.4	---	21.4 (付着強度)

② 解析結果

解析結果を表-3.11 に、実験との荷重変位関係の比較を図-3.13 に、破壊箇所の比較を図-3.14 に示す。比較のため、初等曲げ理論により得られる、各試験体の破断面位置における曲げひび割れ発生荷重 P' も示している。

実験と解析の最大耐力においては、No.2 試験体を除き一致している。No.2 試験体は実験と解析で最大耐力において差が見られる。これは、継手近傍にある 40mm 幅の被着体無筋部で破壊していること、また粗骨材最大寸法が 20mm であることから、局所的にひび割れ強度が高い箇所が継手近傍にあり、最大耐力が大きくなったものと考えられる。なお、No.2 試験体において充填部の損傷はなかったことから、No.2 試験体のポリマーセメントモルタルを No.3、No.4 のように継手部端面まで鉄筋を配置した被着体に適用した場合は、No.4 試験体の破壊形態と同様となり、No.2 試験体における実験の最大耐力と同等以上の耐力を有すると推測できる。

解析の最大耐力と P' について、No.2、No.3 試験体は一致しており、解析が妥当であることが確認できる。No.1 試験体は P' より小さい荷重で破壊しており、破壊形態が界面剥離であることと一致する。No.4 試験体は実験、解析において P' より大きな耐力を示している。図-3.14 に示す通り、No.4 試験体は鉄筋が継手部端面付近にあるにも関わらず、被着体の引張破壊が発生している。実験においても充填材は損傷せず、被着体の脆弱な箇所を抉り取るように破壊しており、解析と一致する。

No.3 試験体では、実験と解析の最大耐力は P' と一致しているものの、破壊形態は界面剥離となっている。これは解析上の充填材要素における引張強度と、無筋コンクリート要素の引張強度が同程度であったためであり、界面剥離と被着体の引張破壊がほぼ同時期に発生したものと解釈できる。

表-3.11 解析結果一覧

試験体 No.	充填材	最大荷重						破壊形態	
		実験 (kN)	解析 (kN)	ひび割れ荷重 P' (kN)	解析 / 実験	実験 / P'	解析 / P'	実験	解析
1	繊維補強セメントモルタル	16.42	17.10	22.94	104.1%	71.6%	74.5%	界面剥離	界面剥離
2	ポリマーセメントモルタル	44.10	27.55	29.18	62.5%	160.1%	94.4%	被着体破壊	被着体破壊
3	ポリマーセメントモルタル(低弾性タイプ)	24.50	23.75	21.92	96.9%	111.8%	108.3%	界面剥離	界面剥離
4	エポキシ樹脂モルタル	57.09	56.05	31.46	98.2%	181.5%	179.6%	被着体破壊	被着体破壊

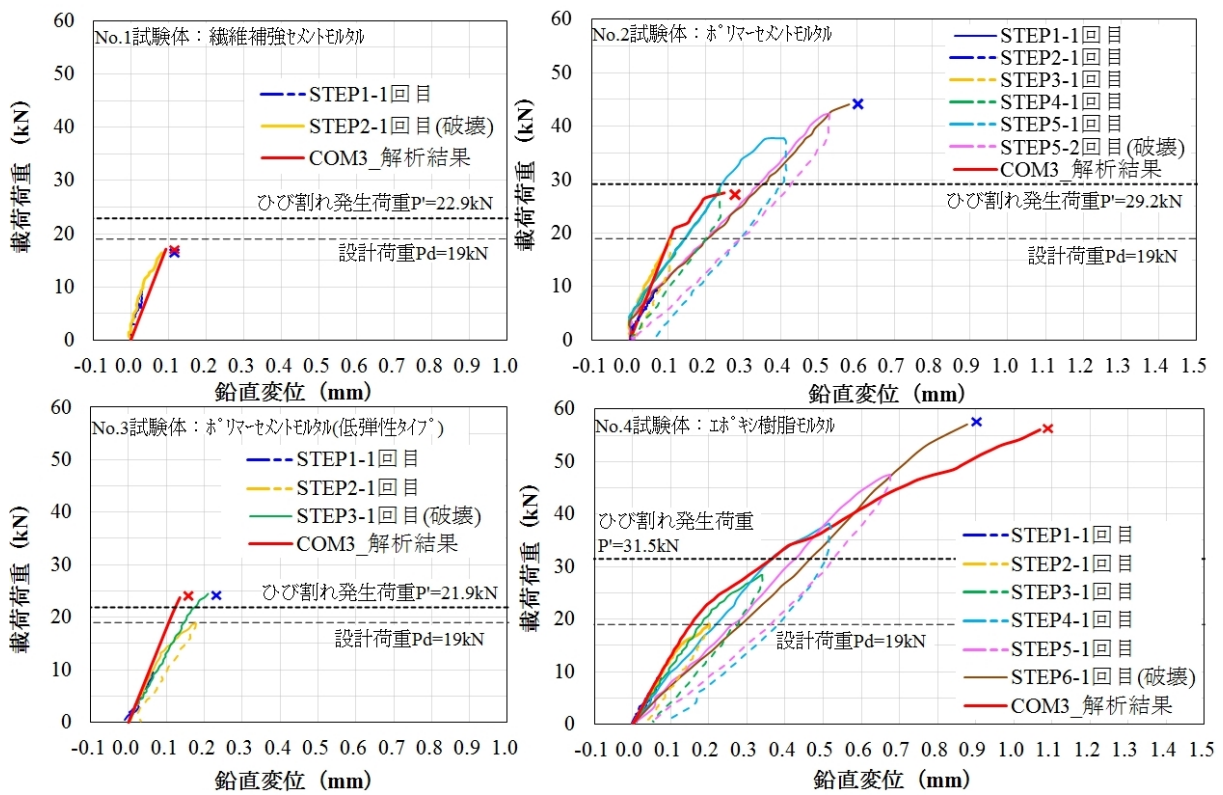


図-3.13 荷重変位関係の比較

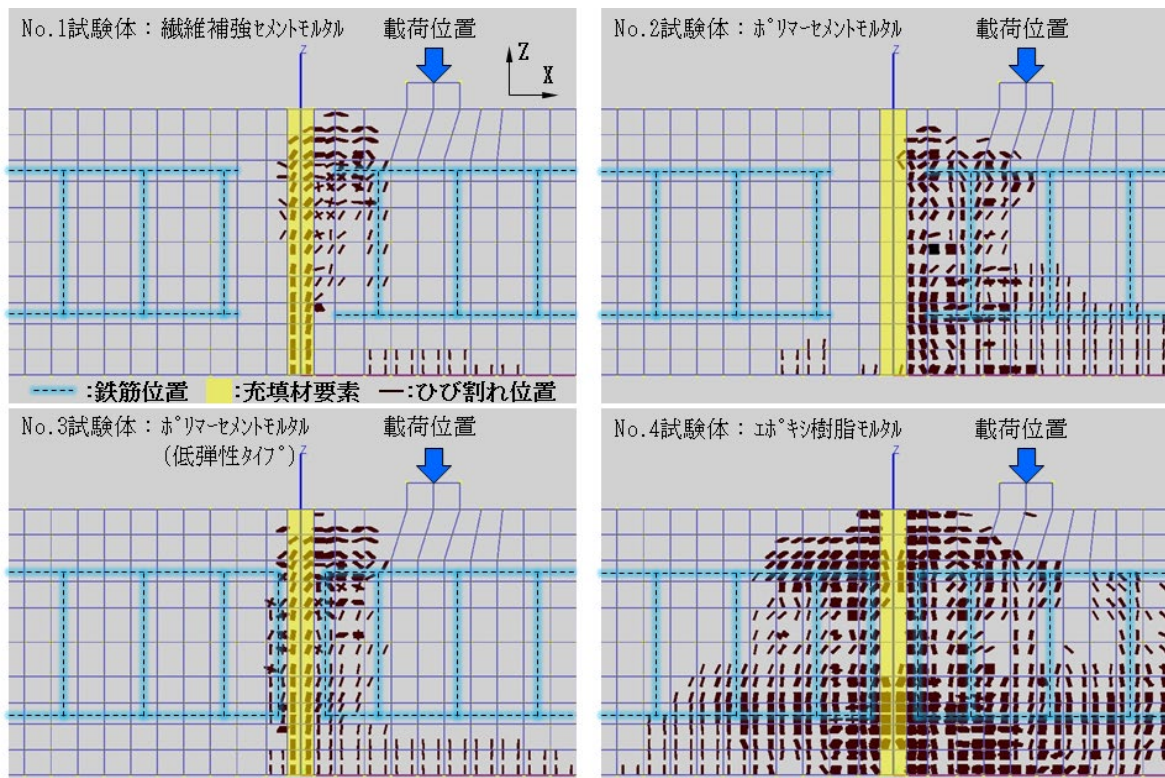


図-3.14 破壊箇所の確認

3.3.4 小型梁試験まとめ

小型梁試験の試験およびシミュレーションで得られた知見は以下の通り。

- ① 提案構造では、充填材の付着引張強度が被着体のコンクリート引張強度を下回ると界面で剥離破壊する。また、上回ると被着体で引張破壊するが、界面付近の鉄筋補強により継手強度は上昇する。
- ② 本実験においては、継手界面を精緻にモデル化しない解析であってもコンクリート、充填材の引張強度を適切に設定することで破壊形態、最大耐力を再現できる。

3.4 今後の対応

本章の要素試験および解析シミュレーションの結果、継手材料として望ましいのは、高付着強度で充填性の良い、均質な材料ということで、ポリマーセメントモルタルもしくはエポキシ樹脂モルタルが選定された。しかしながら、高い付着引張強度や引張強度を有する充填材を適用しても被着体の脆弱な箇所破壊したことから、充填材の性能を十分に発揮した継手構造とは言えず、また道路橋示方書に示される終局荷重作用時に対する安全性の観点から、やや耐力が不足している。さらに、道路橋床版は数千万～数億回もの輪荷重の繰返し载荷に対する耐久性が最も重要である。

次章以降は、床版の実物大試験となるが、本提案構造は、継手部の界面の付着性、継手部材料への繰返し荷重抵抗性であるため、通常の床版で行われる静的耐力（押抜きせん断）試験、輪荷重走行試験に先立って、継手部の交番载荷を先行して確認するものとする。

【参考文献】

- 3.1) 例えば、古内, 酒井, 上田 ; ポリマーセメントモルタルの付着特性に与える界面粗度および粗骨材寸法の影響 コンクリート工学年次論文集 2006年 Vol. 28 No. 2
- 3.2) 下屋敷、本橋、藤本 ; ねじりせん断による仕上げ・下地モルタルの付着性状評価に関する実験的研究 日本建築学会学術講演梗概集 2006年9月
- 3.3) JIS A 1106 コンクリートの曲げ強度試験方法
- 3.4) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編、2017. 11
- 3.5) 江間、石田、前川 : 鉄筋コンクリートの引張特性に及ぼす乾燥収縮の影響、コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 1, pp. 435-440, 2002.
- 3.6) 尾崎、古内 : ポリマーセメントモルタルと既存コンクリート界面の付着特性における界面粗度の影響、コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 1507-1512, 2005.

第4章 継手部交番載荷試験

4.1 試験の目的

前章までに提案構造に用いる充填材料の選定を行った。本章では最初の実物大試験として、継手部の交番載荷試験を行う。

連続化した床版全体の安全性・耐久性を検証する手段としては、押抜きせん断試験や輪荷重走行試験などが一般的である。しかし本提案構造ではこれらの検証実験に先立ち、継手構造がその性能を失わないかを直接検証する必要があると考えた。そこで、輪荷重の通過に伴って発生する大きな橋軸曲げモーメントと交番する橋軸方向のせん断力を、2本のアクチュエータを用いて継手部近傍に与えることで、継手の疲労耐久性を検証する。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体

試験体図と継手詳細図を図-4.1、各物性値を表-4.1 から表-4.5 に示す。試験体は3枚のプレキャストPC床版を充填材で接合したものであり、架台に2辺単純支持で設置した。Case1は平行な界面に凝結遅延剤処理を施した継手（平行界面タイプ）である。Case2は剥離角における力学的理論^{4.1)}と施工性に考慮して、界面下端部を45度に面取りすることで曲げとせん断に対する剥離強さの向上を図った継手（下端部拡張タイプ）である。

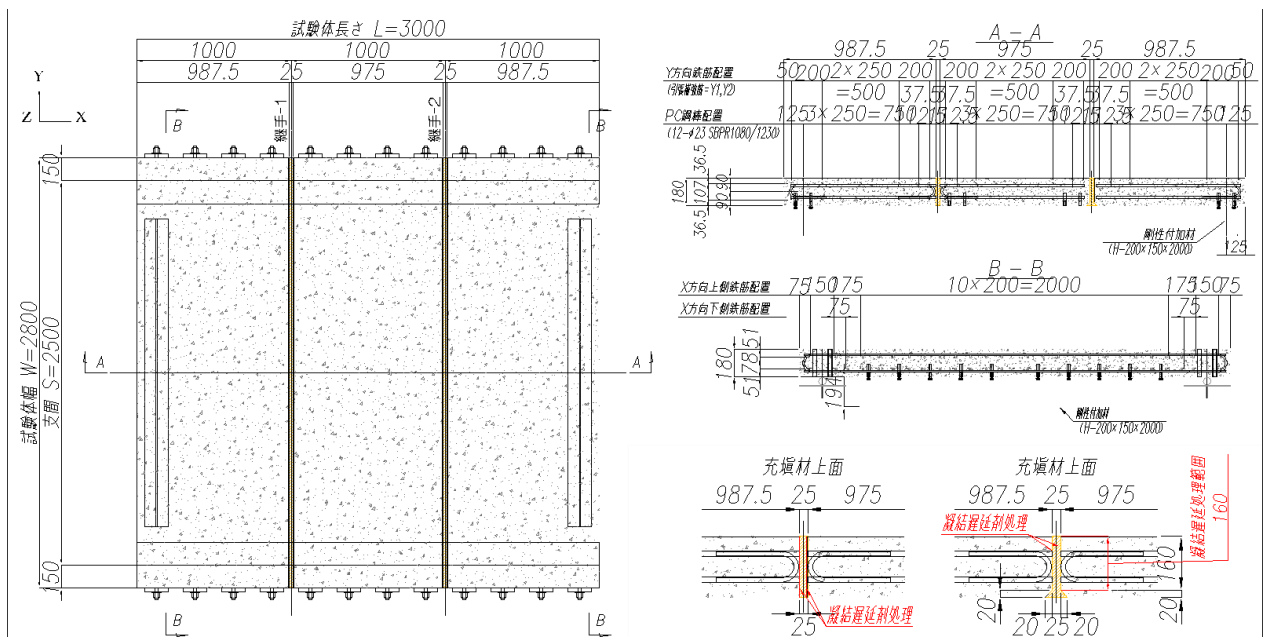


図-4.1 試験体図と継手部詳細図

表-4.1 コンクリートの配合

呼び強度 (N/mm ²)	粗骨材最大寸法 (mm)	水セメント 比 (%)
50	20	31.7

表-4.2 硬化コンクリートの性状

材齢 (日)	静弾性係 数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強 度 (N/mm ²)
28	35.4	72.80	3.47

表-4.3 充填材試験結果

材料名	材齢 (日)	静弾性 係数 (kN/mm ²)	圧縮 強度 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)
ポリマー セメント モルタル	28	17.6	49.7	5.00

表-4.4 鉄筋の機械的性質

記号	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
JIS G 3112 /SD345	370	538

表-4.5 PC 鋼棒の機械的性質

記号	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
SBPR 1080/1230	1203	1273

4.2.2 試験設備および荷重方法

実験は愛知工業大学・耐震実験センターにて行った。試験体設置概要を図-4.2、荷重位置を図-4.3に示す。隣接する荷重板に2本のアクチュエータでそれぞれ荷重する点と、荷重位置が試験体の中で非対称である点を考慮して、梁を用いて荷重を与える機構とした。2本のアクチュエータは門型荷重フレームから鉛直に吊り下げ、それぞれ荷重梁A・Bに連結し、荷重梁は支持台と試験体上に設置したロードセルで単純支持した。また、一方の継手における荷重プログラムを終了した際は、荷重梁を入れ替えて他方の継手における荷重を実施した。

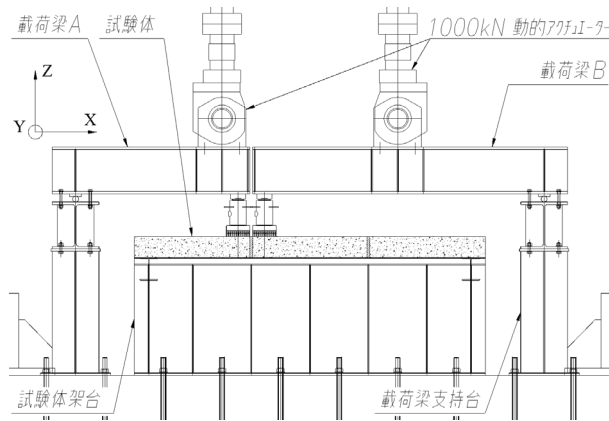


図-4.2 試験体設置概要

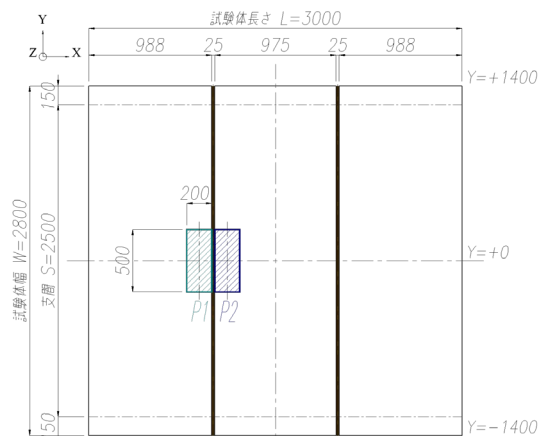


図-4.3 荷重位置

4.2.3 荷重荷重と荷重プログラム

道路橋示方書^{4.2)}の設計軸重は、隣接する法定軸重 100kN 軸(最少間隔 1.3m)2 軸による同時荷重によって発生する最大曲げモーメントに等価な値を発生させる 1 軸荷重 200kN と規定されている。これに対し本構造の継手部は法定軸重毎に挙動することから、法定軸重の片側の輪荷重 50kN (衝撃係数を考慮して 70kN)を最小荷重として、以降は漸増荷重するものとして計画した。

上記のことを確認するため、版解析にて、荷重プログラムと継手部に作用する断面力を求めた。100kN 軸が 1 軸のみ通過した場合と、隣接する 100kN 軸 2 軸が通過する場合を比較するために図-4.4 に示す解析モデル(着目点位置に充填材継手部を設けた 2 辺単純支持無限連続版)を作成した。継手部に発生する断面力の比較結果は図-4.5 に示す通りであり、橋軸方向のせん断力は 1 軸荷重と 2 軸荷重で違いはなく、2 軸の通過はそれぞれ独立であると考えて良いことを確認できた。

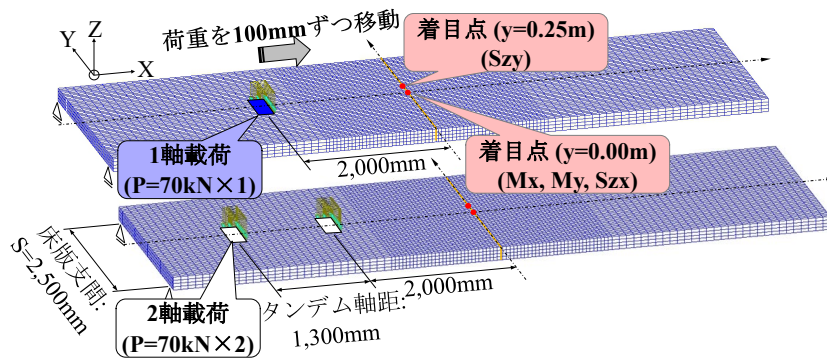


図-4.4 解析モデル

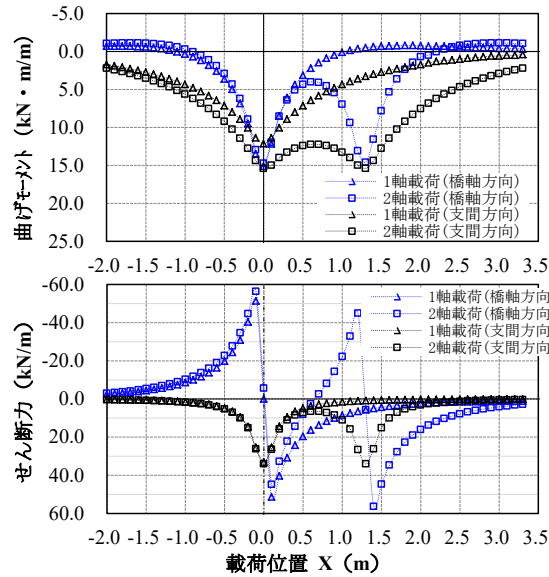


図-4.5 着目点における輪荷重通過時の断面力比較

載荷サイクルを図-4.6に示す。継手部における輪荷重の通過を2台のアクチュエータにより再現するため、P1とP2の載荷周期は1/3周期ずらし、さらにそれぞれ1/3周期の無載荷期間を設けた。この載荷サイクルが継手部に与える断面力を、試験体と同型の弾性解析モデルで確認した。結果は図-4.7に示す通りであり、充填部支間中央において曲げモーメントが作用している間に橋軸方向せん断力が交番していることから、輪荷重の通過を擬似的に再現できると判断した。

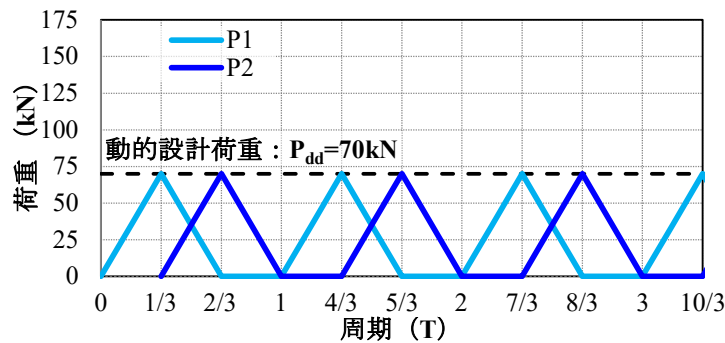


図-4.6 載荷サイクル

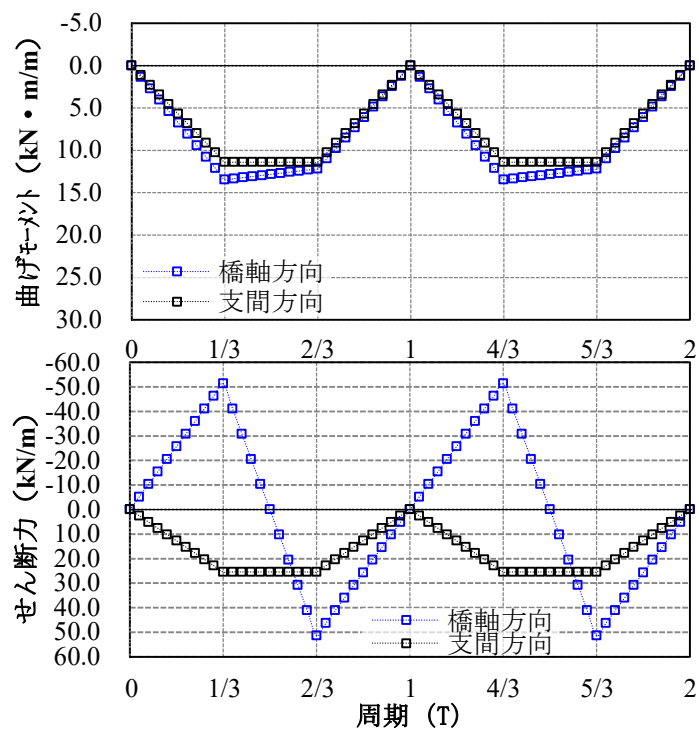


図-4.7 着目点における载荷サイクル適用時の断面力

载荷回数についてはまず式(1)を用い、ADTT_{SL}を2000台/日、Yを50年と想定して、実験で考慮すべき载荷回数 N_{req} を約7300万回と算出した。次に式(2)を用いることで、表-4.6に示す通りSTEP-4終了時点で供用年数50年相当となるように荷重・载荷回数を設定した。 m にはRC床版のS-N曲線が適用できるものと仮定し、12.76とした^{4.3)}。なおCase1ではSTEP-4で終了したが、Case2ではSTEP-4以降も継続し、破壊に至るまで荷重を漸増させながら、表-4.6に示す回数の繰返し载荷を行った。

$$N_{req} = 2 \times (ADTT_{SL} \times 365 \times Y) \quad (1)$$

N_{req} : 実験で考慮すべき载荷回数

$ADTT_{SL}$: 1車線1日あたりの大型車交通量

Y: 供用期間

$$N_i = \sum \{N \times (P/P_d)^m\} \quad (2)$$

N_i : 合計換算回数

N: 载荷回数

P: 载荷荷重

P_d : 設計荷重

m: RC床版におけるS-N曲線の傾きの逆数

表-4.6 載荷荷重と回数

STEP	載荷荷重 P (kN)	載荷回数 N ($\times 10^4$ 回)	累計載荷回数 ΣN ($\times 10^4$ 回)	換算回数 N_i ($\times 10^4$ 回)	累計換算回数 ΣN_i ($\times 10^4$ 回)	供用年数 (年)
STEP-1	70.0	20.0	20.0	20	20	0
STEP-2	87.5	10.0	30.0	172	192	1
STEP-3	105.0	5.0	35.0	882	1,074	7
STEP-4	122.5	5.0	40.0	6,311	7,385	51
STEP-5	157.0	2.0	42.0	59,876	67,261	461
STEP-6	196.0	2.0	44.0	1,015,702	1,082,963	7,418
STEP-7	245.0	1.0	45.0	8,756,050	9,839,013	67,391
STEP-8	294.0	1.0	46.0	89,672,844	99,511,857	681,588
STEP-9	343.0	1.0	47.0	641,064,874	740,576,731	5,072,443
STEP-10	392.0	1.0	48.0	3,522,728,918	4,263,305,649	29,200,724

4.2.4 計測項目

所定の載荷回数を終了した時点で、載荷位置 P1 において静的載荷を適宜行い、各部の変位・ひずみを計測した。計測機器の設置位置を図-4.8 に示す。

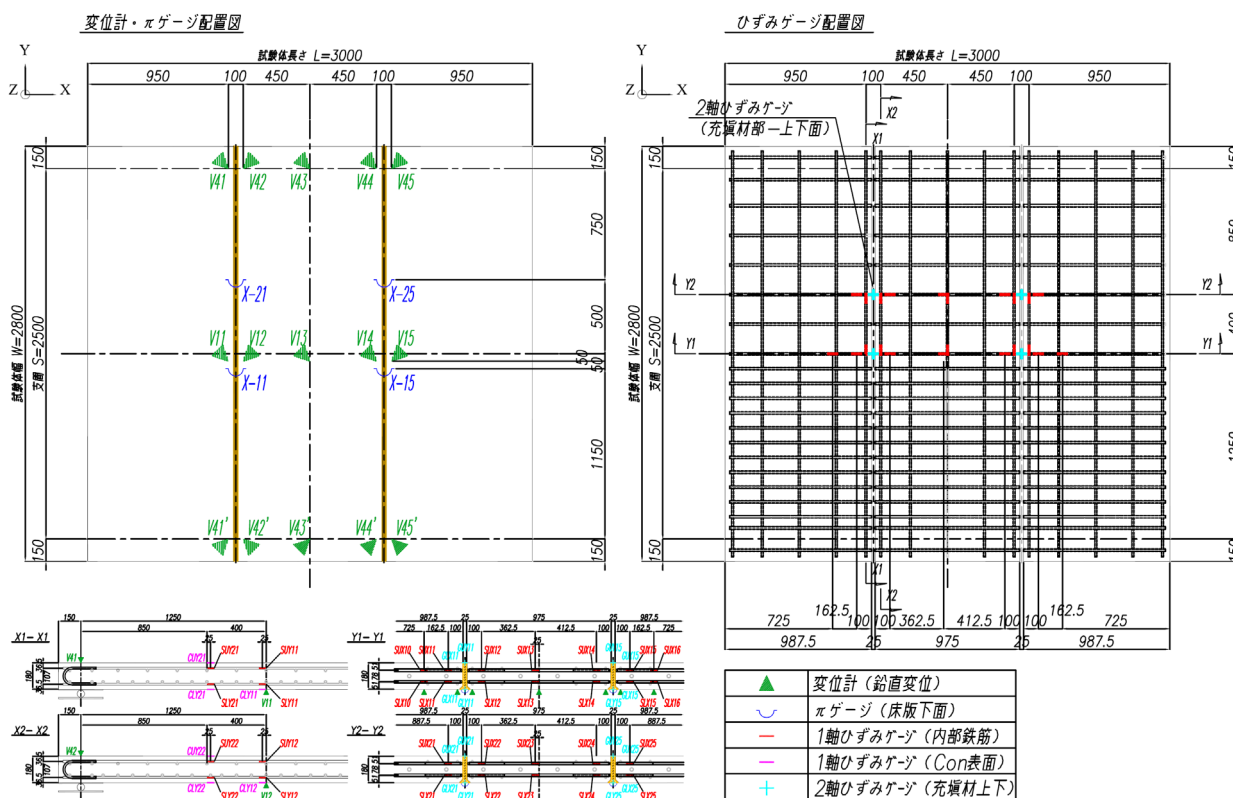


図-4.8 計測機器配置図

4.3 実験結果

4.3.1 荷重-載荷回数-鉄筋ひずみ関係

荷重載荷点中央付近にある橋軸方向・橋軸直角方向の鉄筋ひずみ SUX11、SLX11、SUY11、SLY11、および充填材を挟んで反対側の鉄筋ひずみ SUX12、SLX12、SUY12、SLY12 における荷重-載荷回数-鉄筋ひずみ関係を図-4.9 に示す。

橋軸方向鉄筋(配力筋)ひずみについて、SUX11・SLX11 は単調に変化し、Case1 では 122.5kN(35 万回)、Case2 では 294kN(45 万回)で SUX11 が 0 となり、遅れて SLX11 も 0 へと近づく。SLX12 は、載荷開始直後では Case1・Case2 とともに引張ひずみが発生している。その後、Case1 では 87.5kN(20 万回)で、Case2 では 157kN(40 万回)で圧縮に転じた。これらから、配力筋が連続していない本構造においても、充填材における付着引張力により橋軸方向の曲げモーメントが伝達されていると考えられる。また充填材引張縁の面取りにより、継手部界面における付着引張力の低下が遅れたことで、Case2 は Case1 より優れた曲げ伝達機能を維持できたと考えられる。

橋軸直角方向鉄筋(主筋)ひずみは、Case1・Case2 とともに載荷開始以降単調に漸増するものの 122.5kN(40 万回)までは大きな変化はなかった。その後、Case2 では 245kN(44 万回)でプレストレスがキャンセルされるとともに、継手部界面下端において剥離破壊が発生し始め、橋軸直角方向の荷重分担が増加するので引張鉄筋ひずみ SLY11・SLY12 が急増した。以降、主筋ひずみが圧縮・引張ともに単調に増加して、継手部界面におけるせん断伝達機能が失われる。ただし、SUY12・SLY12 において、破壊直前の 392kN(47 万回)時点でもひずみが発生していることから、せん断伝達機能は完全には失われておらず、まだ摩擦によるせん断力の伝達機能が残っている。

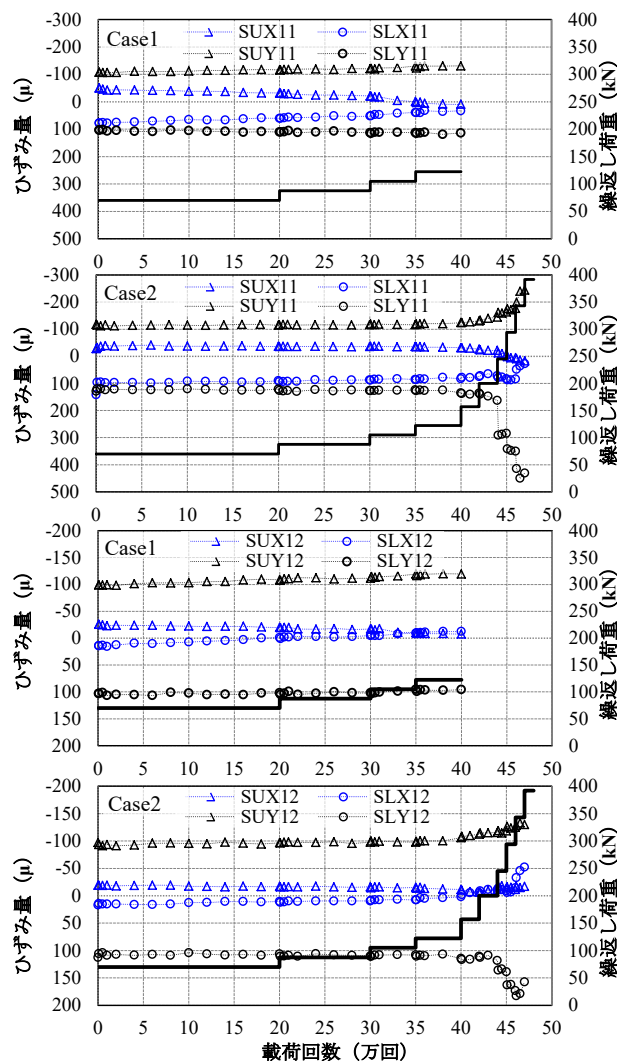


図-4.9 荷重-載荷回数-鉄筋ひずみの関係

4.3.2 荷重-載荷回数-充填材ひずみ関係

荷重載荷点中央付近における充填材の上下面でのひずみ GUX11、GLX11、GUY11、GLY11、および橋軸直角方向に 400mm 離れた位置でのひずみ GUX21、GLX21、GUY21、GLY21 を図-4.10 に示す。計測位置が充填部の上下端面であるため、継手部界面における局所的な剥離の影響を受けやすいが、特徴的な推移を示している。

橋軸方向ひずみについて、Case1 では荷重初期から GLX11、GLX21 が漸減し、70kN(20 万回)までにはほぼ 0 となり、圧縮ひずみ GUX11、GUX21 が増加した。Case2 では荷重初期から荷重載荷点中央付近の GLX11 は 0 であった。これは面取り部分に凝結遅延材を塗布しなかったこともあり、局所的な剥離の影響によるものと考えられる。以降は橋軸直角方向の曲げ引張に伴うポアソン効果もあり、圧縮ひずみのまま推移した。一方で、GLX21 は 122.5kN(40 万回)まで変化せず、157kN(42 万回)でほぼ 0 となった。上面の GUX11、GUX21 は 122.5kN(40 万回)まで急激な値の変化はなかった。その後 196kN(44 万回)までは圧縮ひずみが増加し、以降は 0 へと近づいていった。

橋軸直角方向ひずみは、Case1 では上下端面ともにほとんど変化しなかった。Case2 においても同様に、157kN(42 万回)までほとんど変化しないが、その後圧縮・引張ともに漸増し、245kN(44 万回)以降は 400mm 離れた位置でのひずみを含めいずれの値も大きく乱れる。

これらの推移から Case1 では 70kN(20 万回)まで、Case2 では 157kN(40 万回)までは継手部界面における付着力により曲げモーメントとせん断力を伝達していたが、徐々にその機能を失って、せん断力のみを伝達していたと考えられる。以降は、Case1 では変化がなかったが、Case2 では 245kN(44 万回)程度から下面の剥離破壊が始まり、その進展とともに橋軸方向の有効断面力が減少して、上面の圧縮ひずみが増加した。さらに剥離領域が拡大していくと橋軸方向ひずみは減少に転じて破壊に至ったと考えられる。

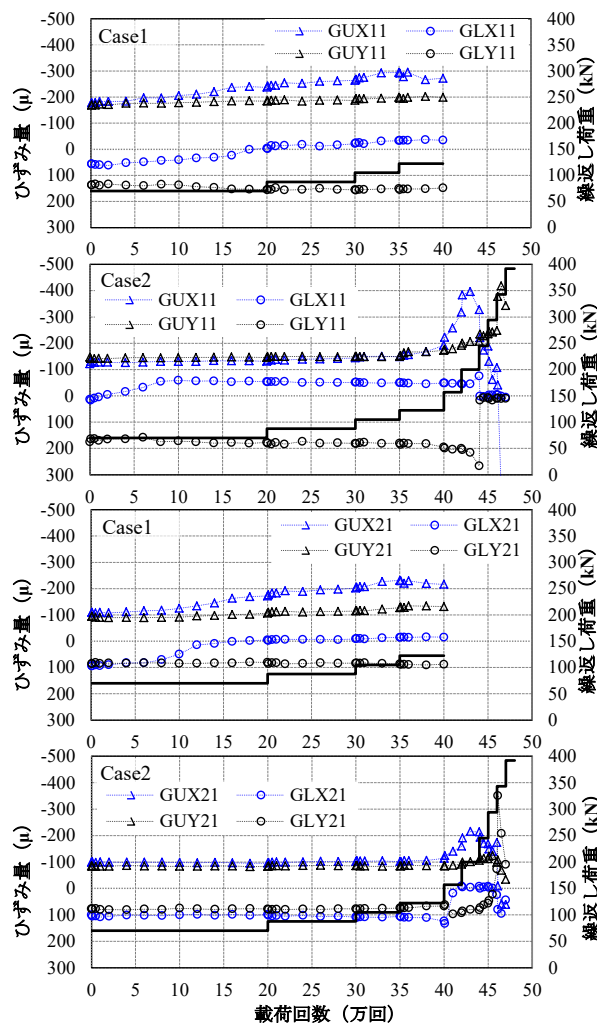


図-4.10 荷重-載荷回数-充填部ひずみの関係

4.3.3 荷重-載荷回数-変位関係

荷重載荷側における床版下面の鉛直変位 V11 と継手を挟んで反対側の鉛直変位 V12 における荷重-載荷回数-変位関係を図-4.11 に示す。

Case1 では、87.5kN(30 万回)までは微増であったが、105kN 載荷から漸増し、122.5kN 載荷の際には変位の増加はなくなっていた。これに対し Case2 では 122.5kN(40 万回)から変位の増加が始まり、196kN(44 万回)までに Case1 終了時と同程度の変位となった。その後、荷重・載荷回数の増加に伴って V11 は急増していくが、V12 では 245kN(45 万回)以降で変位量が伸びなくなった。

これらの推移から、Case2 では 157kN(40 万回)程度から付着引張力の喪失に伴う曲げ伝達機能の低下が始まり、その領域が広がるにつれて変位が大きくなる。さらに 196kN(44 万回)以降は継手部界面の剥離破壊が始まり、392kN の繰返し載荷直後から、充填材の剥離が床版全厚に及び、さらに剥離破壊領域が支間方向で広がって継手部崩壊に至ると考えられる。

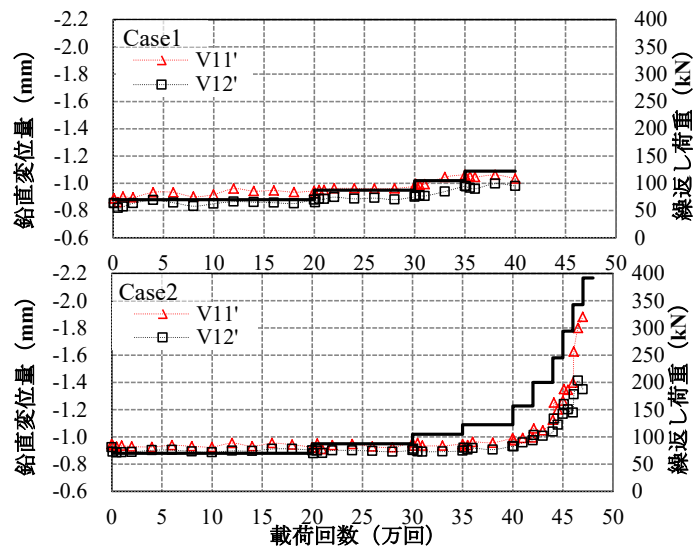


図-4.11 荷重-載荷回数-鉛直変位量の関係

4.3.4 荷重-載荷回数-目開き関係

載荷直下における下面の水平目開き X-11、および支間中央から橋軸直角方向に 400mm 離れた位置での水平目開き X-21 の荷重-載荷回数-目開き関係を図-4.12 に示す。

目開きは変位の推移より敏感に反応し、Case1 の X-11 では載荷初期から目開きが発生しており、X-21 でも繰返し数 10 万回程度から目開きが発生し、荷重・載荷回数の増加とともに大きくなる。Case2 では 122.5kN(40 万回)まではほとんど発生しなかった。157kN 載荷以降で目開きが発生し 245kN(45 万回)で Case1 と同程度になり、343kN 載荷では目視できる剥離領域が確認できた

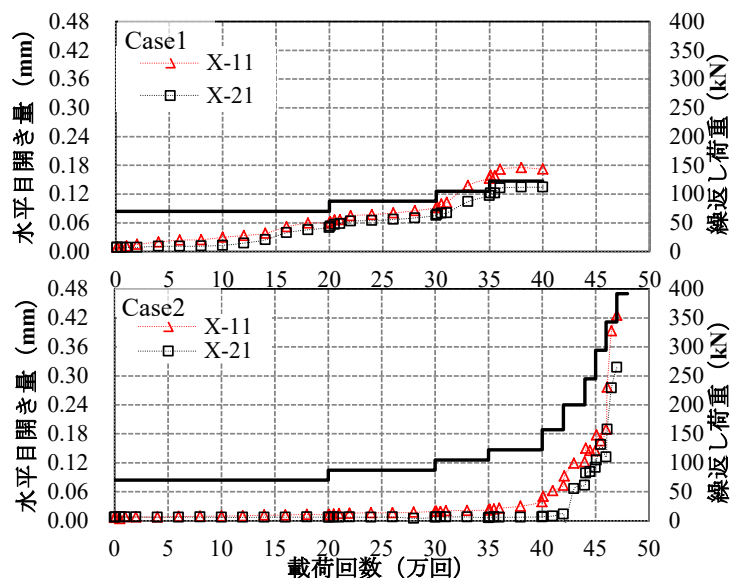


図-4.12 荷重-載荷回数-水平目開き量の関係

4.3.5 ひび割れ・破壊形態

Case1では目立ったひび割れ・剥離はなかったため、Case2のみ記述する。図-4.13に継手部下面の状況を示す。343kN(47万回)時点で支間中央における充填材と床版本体との剥離が顕著になっており、図-4.11に示したように、V11、V12の差も大きくなっていることから、荷重載荷点中央付近では充填材の剥離破壊が床版全厚に及んでいると思われる。

その後392kN(47.05万回)で、支間中央から橋軸直角方向に400mm離れた位置において、充填材の一部が剥落した。これは繰返し載荷中に充填材の剥離領域が交番載荷に伴って開閉するようになり、ある時剥離破壊面が閉じる際に、床版本体の目荒らしの影響もあって界面が噛み合わず、局所的な圧縮応力による破壊が発生して剥落に至ったと推定される。



343kN(47万回)時点



392kN(47.05万回)時点

図-4.13 継手部下面付近の状況

4.4 まとめ

本研究で得られた知見は、以下の通りである。

- ① 平行界面タイプでは、荷重および繰返し数の増加に伴い、まず継手部界面の付着引張力が徐々に減少して、充填材によるコンクリート床版間における橋軸方向の曲げモーメントの伝達機能が低下する。しかし、設計荷重の 1.75 倍 (122.5kN) までは圧縮部分の充填材により、せん断力の伝達機能が維持されることで床版としての機能を維持して、橋軸直角方向の曲げひずみは微増にとどまる。
- ② 下端拡張タイプでは、設計荷重の 2.2 倍 (157kN) までは継手部界面下端における付着引張力の低下を遅延させることができる。これにより、道路橋示方書の設計荷重レベルの繰返し載荷においては、充填材は橋軸方向の曲げモーメントの伝達機能を維持する。また、設計荷重の 2.8 倍 (196kN) までは曲げモーメントの伝達機能は低下するものの、せん断力の伝達により床版として機能する。しかし荷重が 4.2 倍になると充填材の剥離破壊範囲が繰返し荷重により拡大して、破壊面が交番載荷の際に閉じなくなり、充填材の剥落を伴って接合部は脆性的に破壊され、継手としての機能が低下する。

4.5 今後の対応

本研究では、載荷荷重に対する繰返し数の設定において式(2)を用いたが、押抜きせん断による破壊形態が不明なため、その適用の是非は不明である。また、本実験では輪荷重の通行に伴うねじりせん断の影響などが再現されていない。今後はこれらの検証のため、継手部付近、あるいは継手間の押抜きせん断耐力、輪荷重走行に伴う疲労耐久性などを検証する予定である。

【参考文献】

- 4.1) スリーボンド社：スリーボンド・テクニカルニュース「接着科学序説《その2》」，1983.
- 4.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2012.
- 4.3) 松井繁之：道路橋床版の長寿命化技術，森北出版，2016.

第5章 静的耐力試験

5.1 試験の目的

前章で継手部に直接作用する交番する曲げせん断に関して、十分な耐力・耐久性が確認されたので、床版構造としての安全性を検証するために、継手部を含む実物大試験体で押抜きせん断試験を行う。

提案構造は破壊メカニズムが明確でないため、ポリマーセメント、エポキシ樹脂モルタル、それぞれを充填材料として用いた試験体と、同一ロットで製作して直接比較できるようにループ継手を用いた試験体を作成する。継手に作用するせん断力に対して十分な耐力がある場合は、東山らの提案する PC 床版の押抜きせん断耐力式^{5.1), 5.2)}相当の耐力を有するはずであり、輪荷重走行試験などを行う場合に松井らの提案する S-N 曲線^{5.3)}が適用できる。しかし、そうでないならば異なる破壊形態になり、提案構造に合った耐力式を定義する必要がある。

5.2 試験概要

5.2.1 試験体

試験体の寸法を図-5.1、各物性値を表-5.1 から表-5.3 に示す。No.0 試験体はループ継手を、No.1 および No.2 試験体は提案継手構造を有したプレキャスト PC 床版(長さ 4500mm、幅 2800mm、厚さ 180mm)であり、床版支間 2.5m として設計した。継手長さは No.0 試験体が 300mm である一方、No.1 および No.2 試験体は 25mm であり、界面には凝結遅延材による目粗しを施すとともに、下端部を 45 度に面取りすることで、剥離強さの向上を図った。鉄筋は、支間方向は D13 ctc 250mm で上下に配置して、橋軸方向は D16 ctc 100mm で上下に配置した。なお、ループ継手における曲げ半径を確保するために、鉄筋のかぶりは上下面ともに 29mm としている^{5.4)}。

本体コンクリートは PC 鋼線を用いてプレテンションで緊張した。これは実際に製作するプレキャスト床版に極力近づけるためであり、ポストテンションにおけるシース管などが耐力に与える影響が、少なくないと判断したためである。プレストレス量は設計荷重時に全断面有効となるように計算して、有効プレストレス量 4.26 N/mm^2 となるように緊張力を導入した。

提案構造における充填材料にはポリマーセメントモルタルとエポキシ樹脂モルタルを使用した。表-5.3 に示す通り、エポキシ樹脂モルタルはヤング係数が小さく、コンクリートおよびポリマーセメントモルタルと異なる挙動を示すが、いずれも同じ試験方法^{5.5), 5.6), 5.7)}にもとづいて物性値を得た。

5.2.2 試験設備、載荷方法、および計測項目

試験は大阪工業大学、八幡工学実験場が有する載荷試験機にて実施した。図-5.1 に載荷面および計測機器の位置を示す。接合した PC 床版を架台に 2 辺単純支持となるように設置して、また実橋と同様に無限連続版として挙動するように、橋軸方向における床版端部には弾性支持材を設けた。200mm x 500mm の載荷板は、提案継手構造においてせん断力が作用する位置が耐荷力に対して最も厳しいと予想して、継手部界面近傍に載荷板縁端が位置するようにセットした。

静的設計荷重 Psd は T 荷重に衝撃係数を考慮した 138kN とした。Psd x 1.0 で載荷・除荷を 3 回繰返した後に、Psd x 2.5 (350kN) で載荷・除荷を 1 回実施し、最後に終局状態まで載荷を行った。計測項目として他に鉄筋ひずみ量なども計測したが、本論文では 3 試験体の違いが明確に表れた変位量、段差量、および目開き量について記述する。

表-5.1 本体コンクリートの特性

試験体 No.	ヤング 係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比	強度 (N/mm ²)	
			圧縮	割裂 引張
0	44.5	0.20	69.4	3.17
1	43.7	0.20	69.1	2.94
2	49.0	0.24	69.2	3.29

表-5.2 継手部の充填材料

試験 No.	充填材料種類
0	充填コンクリート
1	ポリマーセメントモルタル
2	エポキシ樹脂モルタル

表-5.3 充填コンクリートおよび充填材料の特性

試験体 No.	ヤング 係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比	強度 (N/mm ²)	
			圧縮	割裂 引張
0	32.1	0.20	56.0	3.59
1	13.0	0.24	29.7	3.75
2	0.500	0.38	17.1	4.07

5.3 試験結果

5.3.1 破壊荷重

各試験体の破壊荷重を表-5.4に示す。No.0 および No.2 試験体は押抜きせん断破壊、No.1 試験体は界面近傍の本体コンクリートにおけるせん断破壊であった。いずれも設計荷重 P_{sd} の4倍以上であり、十分な耐力を有することが確認できた。

表-5.4 最大耐力試験値

試験体 No.	試験値 (kN)	試験値 / P_{sd}	破壊モード
0	767	5.6	押抜きせん断破壊
1	580	4.2	界面近傍の本体コンクリートにおけるせん断破壊
2	718	5.2	押抜きせん断破壊

5.3.2 350kN までの挙動について

350kN までの挙動を図-5.2 から図-5.4 に示す。図-5.2 に示す解析値は試験体モデルと同じ形状で、呼び強度 50 のコンクリートのみで構成した場合の弾性解析結果であり、初期剛性を確認するための目安である。No.0 および No.1 試験体はコンクリート本体のヤング係数が比較的大きいことから、解析値より大きな初期剛性を示している。一方で、No.2 試験体は充填材のヤング係数が本体コンクリートの1/100 と小さいことで、载荷に伴って充填材料における局所的なせん断変形が進んだことから、解析値より初期剛性が小さい。また、No.2 試験体は138kN 载荷後において残留変位が発生していることから、充填材料が塑性変形したと考えられる。

図-5.3 に上面段差量を示す。No.0 および No.1 試験体では350kN 载荷時においても段差は発生していない。No.2 試験体は局所的なせん断変形により、段差が発生している。このような段差は、防水層および舗装にとって有害であると考えられ、充填材料の配合を改良してヤング係数を大きくする必要があると考える。

図-5.4 に下面に貼り付けた ϵ ゲージの値を示す。No.0 および No.2 試験体は X-12、X-13 いずれも線形のかつ値が微小である。これらは界面の剥離は目視できない程度であったことと一致しており、コンクリートおよび充填材料の変形によるものと考えられる。No.1 試験体は X-12 では変化が見られないが、X-13 で220kN 程度から非線形性が現れており、この界面における剥離、もしくはコンクリート本体にひび割れが発生したものと考える。

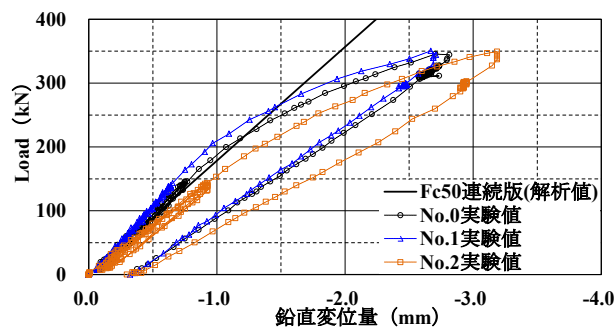


図-5.2 荷重変位関係 (350kN まで)

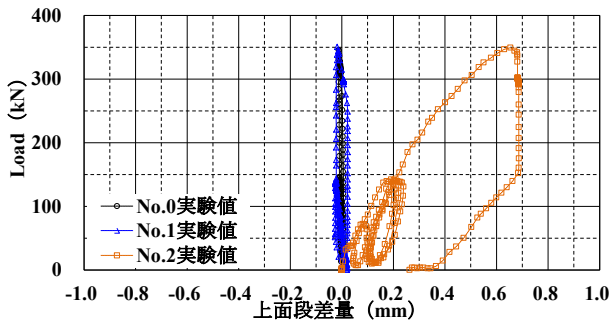


図-5.3 上面段差量(350kNまで)

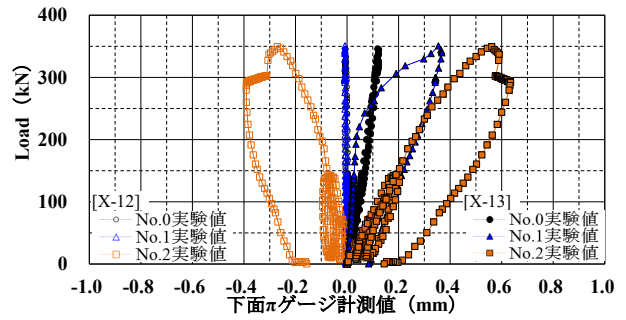


図-5.4 下面πゲージ計測値(350kNまで)

5.3.3 終局荷重までの挙動および破壊状況について

終局状態までの挙動を図-5.5から図-5.7に示す。図-5.5は各試験体の荷重変位関係である。No.2試験体はやや変位量が多いものの、450kN程度まではいずれの試験体も同様の傾向を示す。それ以降は、まずNo.1試験体において変位量が大きくなり、終局破壊に至る。No.0およびNo.2試験体はいずれも押抜きせん断破壊した。また、No.2試験体は継手部において局所的なせん断変形が発生するため、変位量が多い。

図-5.6に上面段差量を示す。No.0試験体は破壊直前まで値に大きな変化がない。No.1試験体では530kN程度から急激に段差量が大きくなっており、また下面では継手部内部のひび割れが確認できたことから、継手におけるせん断伝達機能を失って、版として機能しなくなったものと思われる。No.2試験体では段差量が計測上限値を超えてしまったため、350kNより大きい荷重における段差が計測できていない。

図-5.7に下面に貼り付けたπゲージの値を示す。No.1試験体では400kN程度からX-13の値が急激に大きくなっており、界面の剥離が顕著になっている。No.2試験体は500kN程度から値が大きくなっており、界面の剥離が進行していると思われる。

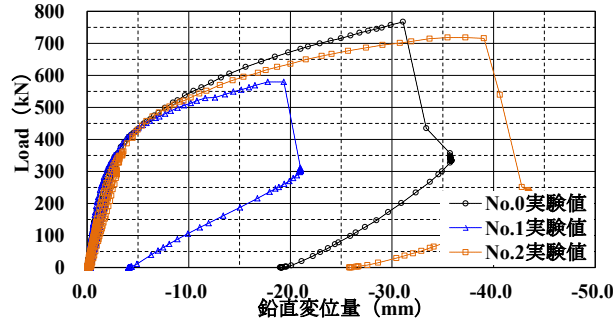


図-5.5 荷重変位関係(終局荷重まで)

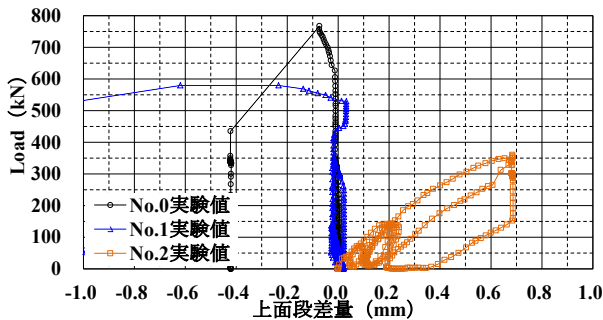


図-5.6 上面段差量(終局荷重まで)

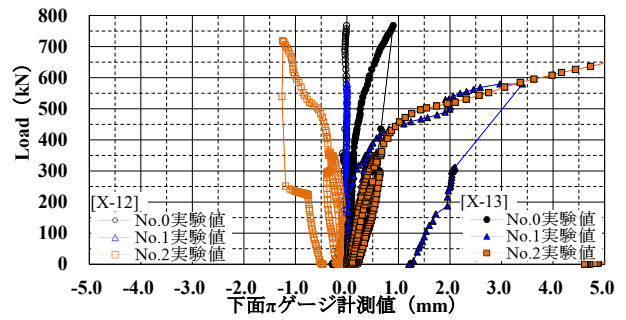


図-5.7 下面πゲージ計測値(終局荷重まで)

試験体の破壊状況を図-5.8および図-5.9に示す。No.0試験体は一般的な押抜きせん断破壊によるひび割れ状況を示している。支間方向切断面においてはひび割れが45度よりも小さい角度で進展しており、プレストレスの影響が確認できた。しかし、ひび割れは直線的でなく、PC鋼線の位置で角度が変化している箇所がある。橋軸方向切断面においては、ループ継手部においては鉄筋が密に配置されている

ことから、水平方向にひび割れが進展している。

No.1 試験体はひび割れが界面近傍に集中しており、床版本体における損傷はほとんど見られなかった。また界面を観察すると載荷版中心から 500mm 程度離れた位置まで上側主鉄筋が露出しており、載荷版縁端からこの鉄筋の方向にひび割れが進展したことがわかる。また支点周辺では本体コンクリートの骨材が露出しており、本体コンクリートにおける引張破壊による貫通ひび割れが発生したと思われる。

No.2 試験体は床版本体に多数のひび割れが発生しており、押抜きせん断破壊のひび割れ状況に似ている。しかしながら破壊面が左右の床版で非対称性が見られる上に、載荷側の床版においては下側かぶりコンクリートの割裂破壊範囲が広い。充填材および近傍の本体コンクリートは部分的に損傷していたが、押抜き破壊面が継手部をまたいで進展しているため、破壊直前においても荷重の伝達機能は失われていなかったと思われ、 π ゲージで計測された界面剥離は軽微なものだったと考えられる。

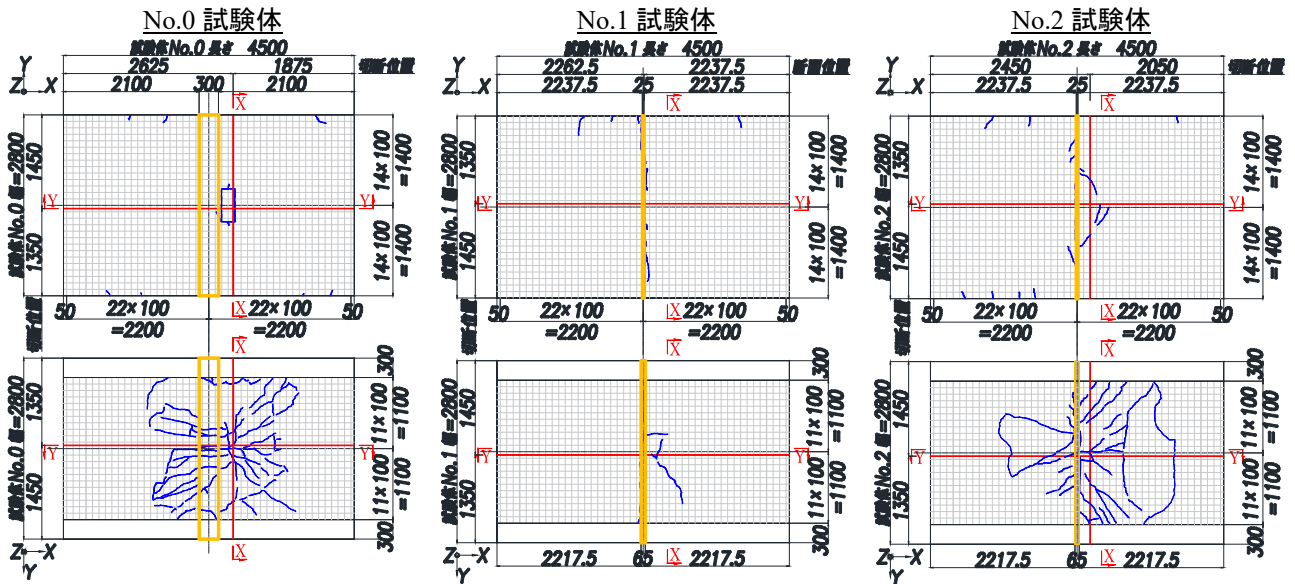


図-5.8 試験体ひび割れ状況

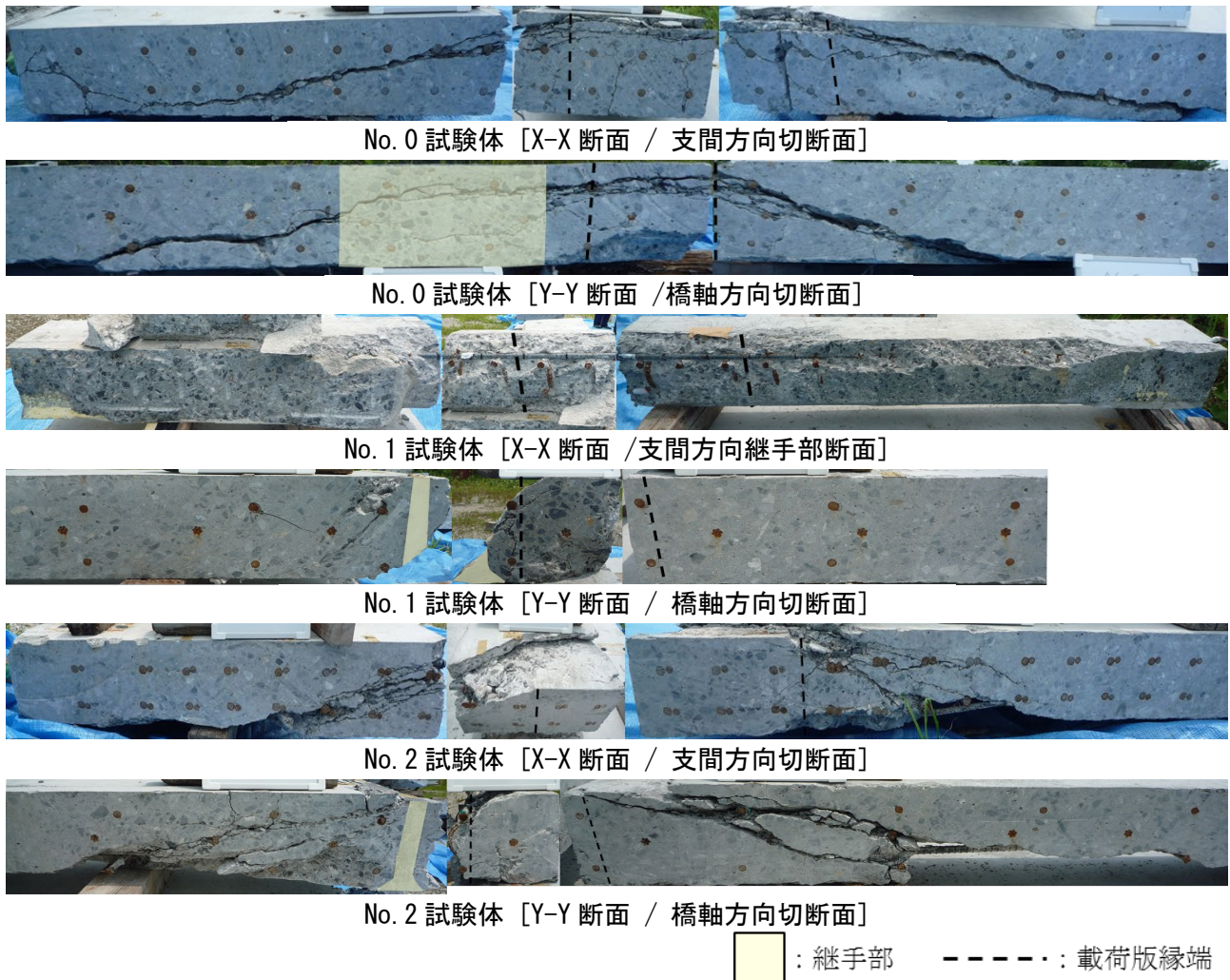


図-5.9 試験体破面状況

5.4 耐力式の算定

以上の考察を踏まえて、耐力式を算定した。はじめに押抜きせん断破壊した No.0 および No.2 試験体における算定結果を、次に No.1 試験体の算定結果について述べる。

5.4.1 No. 0 試験体、No. 2 試験体

前述の通り、No.0、NO.2 試験体の破壊モードは押抜きせん断破壊であった。以下は松井らが提案する PC 床版の算定式である^{5.1), 5.2)}。

$$P_0 = 2f_{cv0}(b + 2\alpha_d x_d)\alpha_m x_m + 2f_{cv0}(a + 2\alpha_m x_m)\alpha_d x_d + 2f_t(b + 2\alpha_d d_d + 4C_d)C_m + 2f_t(a + 2\alpha_m d_m)C_d + f_t \cdot n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} \quad (1)$$

ここで、

a, b : 載荷板の主鉄筋方向、配力鉄筋方向の辺長(mm)

x_m, x_d : 主鉄筋および配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した場合の中立軸 (mm)

d_m, d_d : 引張側主鉄筋、配力鉄筋の有効高さ(mm)

C_m, C_d : 引張側主鉄筋、配力鉄筋のかぶり(mm)

f_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

f_t : コンクリート引張強度 (N/mm²)

f_{cv0} : コンクリートせん断強度 (N/mm²)

$$f_{cv0} = 0.656(f_c)^{0.606} \quad (2)$$

σ_p : 有効プレストレス応力度(N/mm²)

τ_{cr} : せん断ひび割れ強度(N/mm²)

$$\tau_{cr} = 1.005 \sqrt{f_t^2 + f_t \sigma_p} \quad (3)$$

θ_m, θ_d : 主鉄筋方向、配力鉄筋方向の破壊面角度(deg)

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{cr}}{\sigma_p} \right) \quad (4)$$

α_m, α_d : 主鉄筋方向、配力鉄筋方向の破壊面角度(deg)

$$\alpha = 1 / \tan \theta \quad (5)$$

$\sigma_{p'}$: 低減したプレストレス応力度(N/mm²)

$$\sigma_{p'} = \sin \theta \cdot \sigma_p \quad (6)$$

f_{cvm}, f_{cvd} : プレストレスしたコンクリートのせん断強度(N/mm²)

$$f_{cv} = f_{cv0} + f_c \left\{ -2.247 \left(\frac{\sigma_{p'}}{f_c} \right)^2 + 1.719 \left(\frac{\sigma_{p'}}{f_c} \right) \right\} \quad (7)$$

n_{pm} : プレストレス応力度(N/mm²)

C_{pm} : 有効プレストレス応力度(N/mm²)

No.0 試験体の破壊範囲にはループ継手を含んでいるが、ひび割れは上側鉄筋近傍を水平方向に進展しており、耐力に寄与していないと考えられる。そのため、連続版を想定した式(1)の破壊モデルをそのまま適用できると判断した。算定したところ、押抜きせん断耐荷力は 1110kN と実験値を上回った。

計算値が実験値を上回った要因 1 つとして、破壊状況を考慮できていないことが挙げられる。図-5.9 に示す通り、支間方向切断面におけるひび割れは直線的でなく、PC 鋼線の位置で角度が変化している箇所がある。そのため、下側主鉄筋によるダウエル効果は最大耐力に寄与していないと考え、この項を削除することにした。

また、式(1)は 1 方向プレストレスによるせん断強度の向上や破壊面角度の低下を考慮しているが、プレストレスしていない方向へポアソン効果による一様な引張応力が作用して、コンクリートの見かけ上の引張強度や、せん断強度が低下することを考慮していない。そこで、1 方向プレストレス床版においてはこの影響を考慮する必要があると考えて、パラメータを見直した。すなわち式(3)から式(7)はポアソン効果による引張応力の影響にも適用できると仮定して、配力鉄筋方向や鉛直方向の成分を修正した。

これらの要因を考慮した修正式を以下に示す。

$$P_0 = 2f_{cvm}(b + 2\alpha_d x_d) \alpha_m x_m + 2f_{cvd}(a + 2\alpha_m x_m) \alpha_d x_d + 2f_t(a + 2\alpha_m d_m + 4C_m) C_d + f_t \cdot n_{mm} \cdot 2C_{mm} \cdot 2C_{mm} \quad (8)$$

赤字はポアソン効果を考慮したパラメータであり、表-5.5 に従来式との比較を示した。修正式により算定される耐荷力は 753kN であり、計算値に対する実験値の比は 1.02 となった。

No.2 試験体の破壊モードは押抜きせん断破壊である。図-5.9 に示す通り破壊後も継手部近傍は破壊していないことから、No.0 試験体と同様に連続版を想定した式(8)を適用できると考えられる。算定される耐荷力は 743kN であり、計算値に対する実験値の比は 0.97 となった。No.0 試験体における計算値と異なるが、これは表-5.1 に示す通り本体コンクリートの物性値が異なるためである。

No.1 試験体は界面近傍の本体コンクリートにおけるせん断破壊であり、No.0 および No.2 試験体と破壊モードが異なる。仮に式(8)を用いて耐荷力の試算を行ったところ、耐荷力は 731kN であり、計算値に対する実験値の比は 0.79 となった。このことから、No.1 試験体は図-5.9 に示す状態に達する前に破壊に至ったと考えられる。

一方で、界面近傍の本体コンクリートにおける破断面の観察から、継手部と載荷板で挟まれた 1 辺が受け持つせん断抵抗力 Q は式(9)および図-5.11 の通り仮定できる。

$$Q = f_{cvd}A(D/\cos\theta_d) \quad (9)$$

ここで、

A :せん断抵抗範囲における支間方向の長さ(mm)

$$A = a + 2\alpha_m x_m \quad (10)$$

D : 載荷板縁端から界面までの水平距離(mm)

式(8)と同様に、赤字のパラメータではポアソン効果を考慮している。 A は不明であるが式(10)であると仮定した。その結果、式(9)で与えられるせん断抵抗力は 327kN となる。実験での破壊時の載荷荷重 580 kN との差異は、載荷板における他の 3 辺でのせん断抵抗力によるものと考えられる。しかし、これらの辺での応力状態はまだ弾性域にあり、簡単にはモデル化できない。

よって、No.1 試験体は押抜きせん断破壊以前に継手部近傍において局部的に破壊したとしか断定できない。No.2 試験体のように、破壊モードを押抜きせん断破壊とするためには、ポリマーセメントモルタルのヤング係数を小さくするか、もしくは引張強度および付着強度を高める必要があると考えられる。

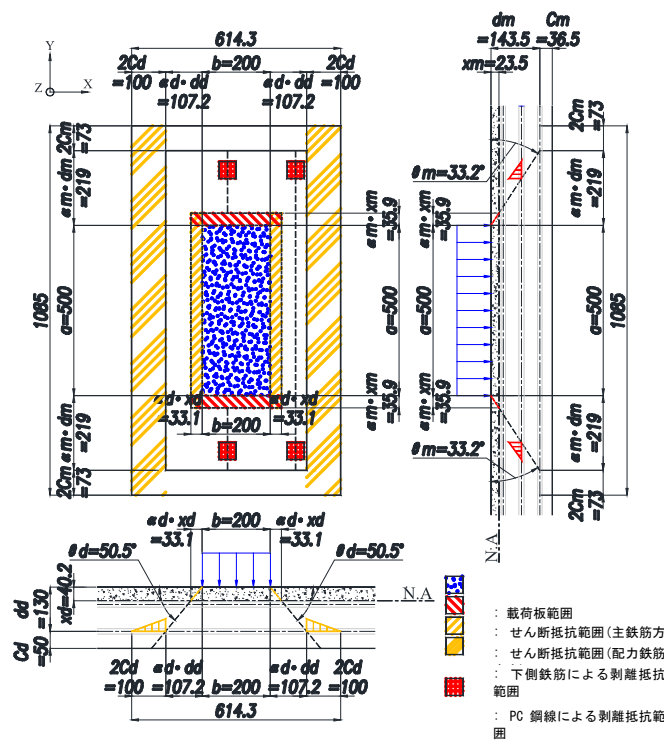


図-5.10 No. 0, 2 試験体 : 修正式に基づく破壊モデル

表-5.5 従来式と修正式の比較

	式(1)		式(8)	
	主鉄筋 方向	配力鉄筋 方向	主鉄筋 方向	配力鉄筋 方向
σ_p [N/mm ²]	4.26	0.00	4.26	-1.02
τ_{cr} [N/mm ²]	4.88	3.19	4.88	2.62
θ_m, θ_d [deg]	33.2	45.0	33.2	50.5
α_m, α_d	1.53	1.00	1.53	0.82
$\sigma_{p'}$ [N/mm ²]	2.33	0.00	2.33	-0.79
f_{cvm}, f_{cvd} [N/mm ²]	12.4	8.57	12.4	7.19
f_t [N/mm ²]	3.17		2.15	
V_{cp} [kN]	1110		753	
実験値/計算値	0.69		1.02	

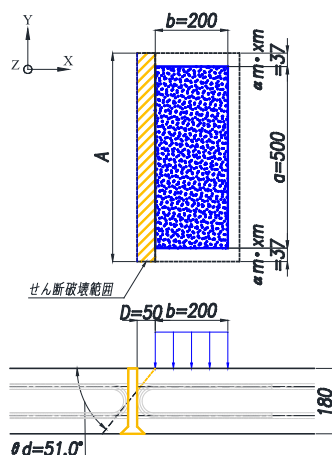


図-5.11 No. 1 試験体：せん断抵抗力 Q の範囲

5.5 まとめ

本試験で得られた知見は以下のとおりである。

- ① 提案構造においても適切な充填材料を選定することで、設計荷重に対して十分な耐力を有した床版を構成することができる。
- ② 提案構造では、充填材料の物性値により破壊モードを制御できる可能性が示された。本体コンクリートに対する充填材のヤング係数比が 1/3 程度の場合は、界面剥離および充填材内部の破壊が先行することで、版としての機能を失って界面近傍の本体コンクリートにおけるせん断破壊となる。また、1/100 程度の場合は継手部近傍が破壊せず、充填材料のせん断変形により継手部におけるせん断伝達機能を維持して、最終的に押抜きせん断破壊となる。
- ③ 1方向プレストレス床版においては、プレストレスしていない方向へポアソン効果による一様な引張応力が作用することで、松井式による計算値より耐力が低減する。

5.6 今後の対応

本研究では、提案構造において充填材のヤング係数・強度の違いにより破壊モードが異なる可能性を示したが、その閾値は不明である。これらは3次元非線形有限要素解析プログラム「COM3D」により本試験の再現解析および感度分析を行うことで、検証を実施したい。今後は継手を含んだ床版に対して輪荷重走行試験を実施して、疲労耐久性も検証する予定である。

【参考文献】

- 5.1) 東山浩士、松井繁之：プレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1357-1364，1998
- 5.2) 東山浩士、松井繁之、水越睦視：PC床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1347-1354，2001
- 5.3) 松井繁之：道路橋床版の長寿命化技術，森北出版，2016
- 5.4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、2012.
- 5.5) JIS A 1108：2006. コンクリートの圧縮強度試験方法.
- 5.6) JIS A 1149：2010. コンクリートの静弾性係数試験方法.
- 5.7) JIS A 1113：2006. コンクリートの割裂引張強度試験方法.

第6章 輪荷重走行試験、材料疲労試験

6.1 試験の目的・方法

4章で継手部に作用する交番応力に対する耐久性、5章で継手部を含む床版の耐力を確認できたので、構造検証の最後に輪荷重の繰返し走行に関する耐久性を確認する。

まず、すでに輪荷重走行試験で耐久性を確認されている一方向 PC 床版との相対比較を可能とするため、道路橋示方書に規定されている土木研究所の提案の方法で確認する(6-1)。また、継手部の候補材料が2種類あることや、従来継手との相対比較が必要なので、同時に検証することを考える。さらに、輪荷重走行試験は多くの費用と時間を要し、かつ大きな荷重載荷が可能な試験機も限られているので、可能な限り事前解析で検証したうで行う。

詳細は後述するが、土木研究所方式での輪荷重走行試験では、どの材料を用いた提案構造も必要な耐久性は確認できたが、従来継手よりは耐久性が劣る結果となったため、材料そのものの疲労試験を追加で実施し損傷原因を追究しながら、適用範囲の拡大(連続桁中間支点付近の負曲げ区間への適用)と、維持管理性能の確認(損傷時の補修方法の確認)を考え、二つ目の輪荷重走行試験も行う。

6.2 解析検討(その1:輪荷重走行試験事前解析)

試験に臨む前に、ループ継手と提案構造については弾塑性・破壊構成モデルと非直交多方向固定ひび割れモデルによる非線形有限要素解析(COM3D)を実施した。モデルの概要を図-6.1、図-6.2に示す。モデルは提案継手構造を有したPC床版に対する静的載荷の再現を検討した参考文献^{6.1)}と、PC8-1,2の試験結果の再現を試行した参考文献^{6.2)}を踏まえて構成した。ループ継手と提案構造における界面には接合要素を設けている。ループ継手では界面剥離面での応力伝達と貫通している鉄筋によるダウエル効果が考慮できるモデル^{6.3)}を採用した。提案継手構造においては付着強度を超えるまでは線形応答と仮定し、界面でのせん断力あるいは引張力が初期接合強度を超えた後はMohr-Coulomb摩擦則に従うものとした。提案継手構造における界面の付着強度は充填材の引張強度、せん断強度と同等とした。解析モデルでは条件を単純化して無限延長を模した床版の中央に継手を1つだけ設けて、継手を挟んだ3mの範囲において輪荷重を繰返し載荷した。

予備解析により得られた活荷重たわみの履歴を図-6.3に示す。ループ継手は、累積載荷回数36万回(載荷荷重314kN)経過くらいから変位が大きくなり、累積載荷回数40万回(載荷荷重333kN)経過で変位が急増し、残留変位も大きくなる。つまり、土木研究所のPC8-1と同等程度の耐久性である。ポリマーセメントモルタル(以下、PCM)とエポキシ樹脂モルタル(以下、ERM)を用いた提案構造継手は、累積載荷回数40万回(載荷荷重333kN)経過で活荷重変位、残留変位とも大きくなり、累積載荷回数44万回(載荷荷重353kN)経過で変位が急増、残留変位も大きく残る結果となった。材料による違いはわずかで、ややERMが上回っている。

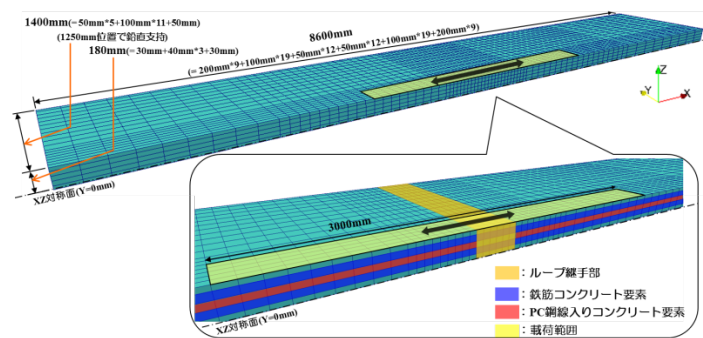


図-6.1 解析モデル概要(ループ継手)

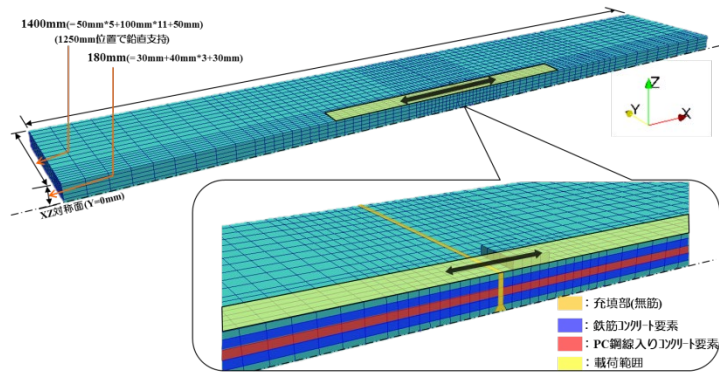


図-6.2 解析モデル概要 (提案構造)

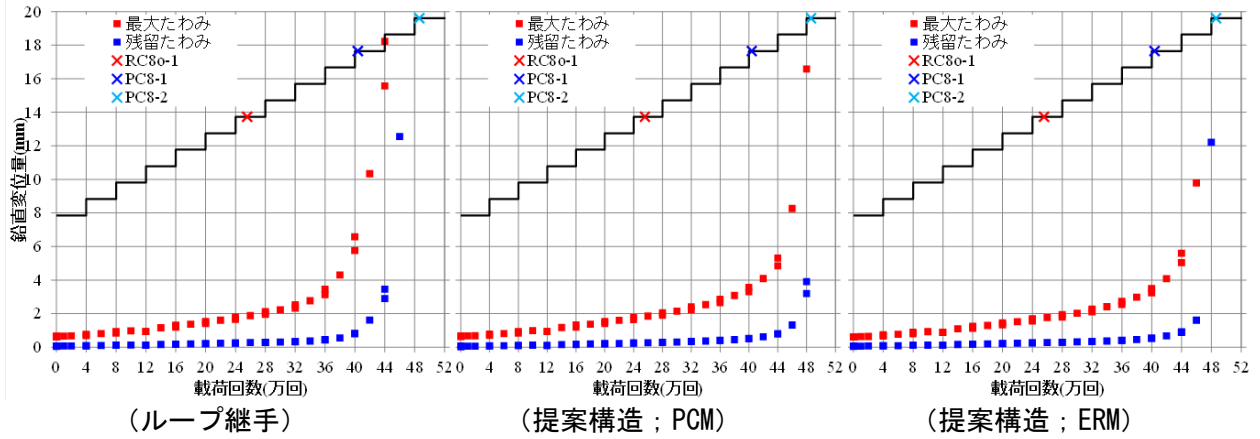


図-6.3 載荷荷重-載荷回数-鉛直変位量関係

6.3 輪荷重走行試験（その1：相対比較検討）

6.3.1 試験体

試験体概要図を図-6.4に、各物性値を表-6.1から表-6.5に、試験体の寸法を図-6.5に示す。試験体は5箇所の継手で接合したプレキャストPC床版(長さ7000mm、幅2800mm、厚さ180mm)であり、床版支間2.5mの2辺単純支持として設計した。各継手には図-6.5に示す提案継手構造やループ継手を適用した。

静的載荷試験および解析による検証では、充填材のヤング係数を低く設定すると床版の破壊モードが界面近傍でのせん断破壊から押し抜きせん断破壊へと変化して、静的耐力が向上することを確認した。このことから、輪荷重走行試験においても充填材のヤング係数を低くすることで耐久性が向上すると予想された。そこで継手-3、継手-5にはPCMをベースに、より低弾性に配合変更したものを適用した。同時にPCMの強度低下も予想されたため、界面の引張せん断強度を補うために、継手-3では先端に40mmφの定着金具を溶接した鉄筋(アンカーバー)を突出させ、界面剥離後におけるせん断抵抗力を向上させた。継手-5では界面にエポキシ樹脂プライマーを塗布してからPCMを充填した。結果として本体コンクリートに対して、PCMは約1/3、低弾性PCMは約1/4、ERMは約1/10のヤング係数となった。

継手長さはループ継手を適用した継手-4が300mmとした一方で、提案継手構造を適用した継手-1、2、5は25mmとした。継手-3はアンカーバー周りの充填性や定着を考慮して、継手長さを60mmとした。各継手部界面は凝結遅延剤による目粗しを施し、さらに提案継手においては下端部を45度に面取りすることで、剥離強さの向上を図った。

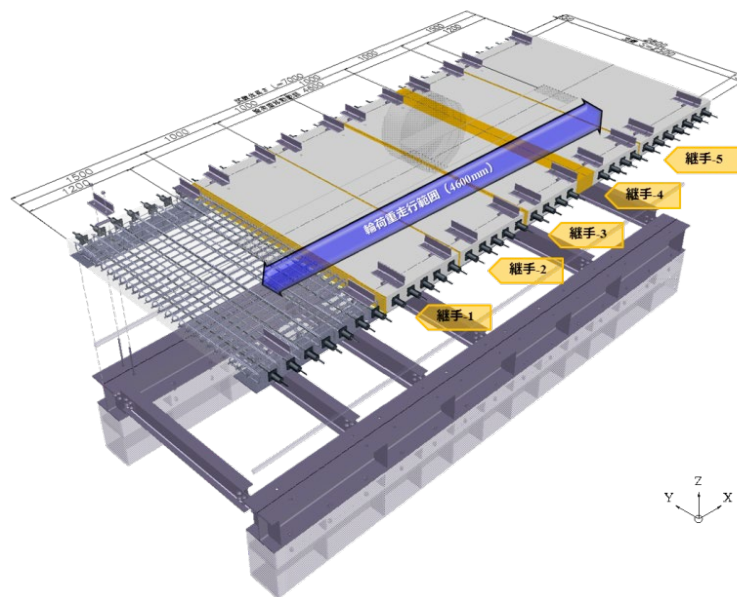


図-6.4 試験体概要図

表-6.1 試験パラメータ

試験パラメータ	
継手-1	・ホ°リマ-メント材外充填による継手
継手-2	・エ°キシ樹脂材外充填による継手
継手-3	・アンカーバーを有する 低弾性/ホ°リマ-メント材外充填による継手
継手-4	・充填コンクリートによるループ継手
継手-5	・低弾性/ホ°リマ-メント材外充填による継手 (界面に°プライマ-塗布)

表-6.2 床版本体物性値

本体コンクリート (‘17/9/22打設)				
材齢 (日)	静弾性 係数 (N/mm ²)	ポ ^o アソン比	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂 引張強度 (N/mm ²)
3	3.64×10 ⁴	0.185	68.8	3.3
5	3.66×10 ⁴	0.205	73.1	3.6
28	3.93×10⁴	0.210	84.9	3.7
87	3.96×10⁴	0.202	92.8	4.5

表-6.3 ポリマーセメントモルタル

ポ ^o リマーセメントモルタル (‘17/11/2打設)				
材齢 (日)	静弾性 係数 (N/mm ²)	ポ ^o アソン比	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂 引張強度 (N/mm ²)
5	1.36×10 ⁴	0.22	28.5	3.6
13	1.30×10 ⁴	0.23	32.0	3.7
25	1.33×10⁴	0.21	30.7	4.1
46	1.36×10⁴	0.21	33.2	3.9

表-6.4 ポリマーセメントモルタル (低弾性)

ポ ^o リマーセメントモルタル/低弾性 (‘17/11/2打設)				
材齢 (日)	静弾性 係数 (N/mm ²)	ポ ^o アソン比	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂 引張強度 (N/mm ²)
5	0.83×10 ⁴	0.26	24.6	3.5
13	0.84×10 ⁴	0.25	28.1	3.5
25	0.89×10⁴	0.24	27.7	3.6
46	0.87×10⁴	0.25	29.3	3.5

表-6.5 エポキシ樹脂モルタル

エポキシ樹脂モルタル (‘17/11/1打設)				
材齢 (日)	静弾性 係数 (N/mm ²)	ポ ^o アソン比	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂 引張強度 (N/mm ²)
6	0.10×10 ⁴	0.50	30.0	6.4
14	0.38×10 ⁴	0.43	46.0	7.6
26	0.37×10⁴	0.35	44.9	8.3
47	0.47×10⁴	0.43	43.4	8.0

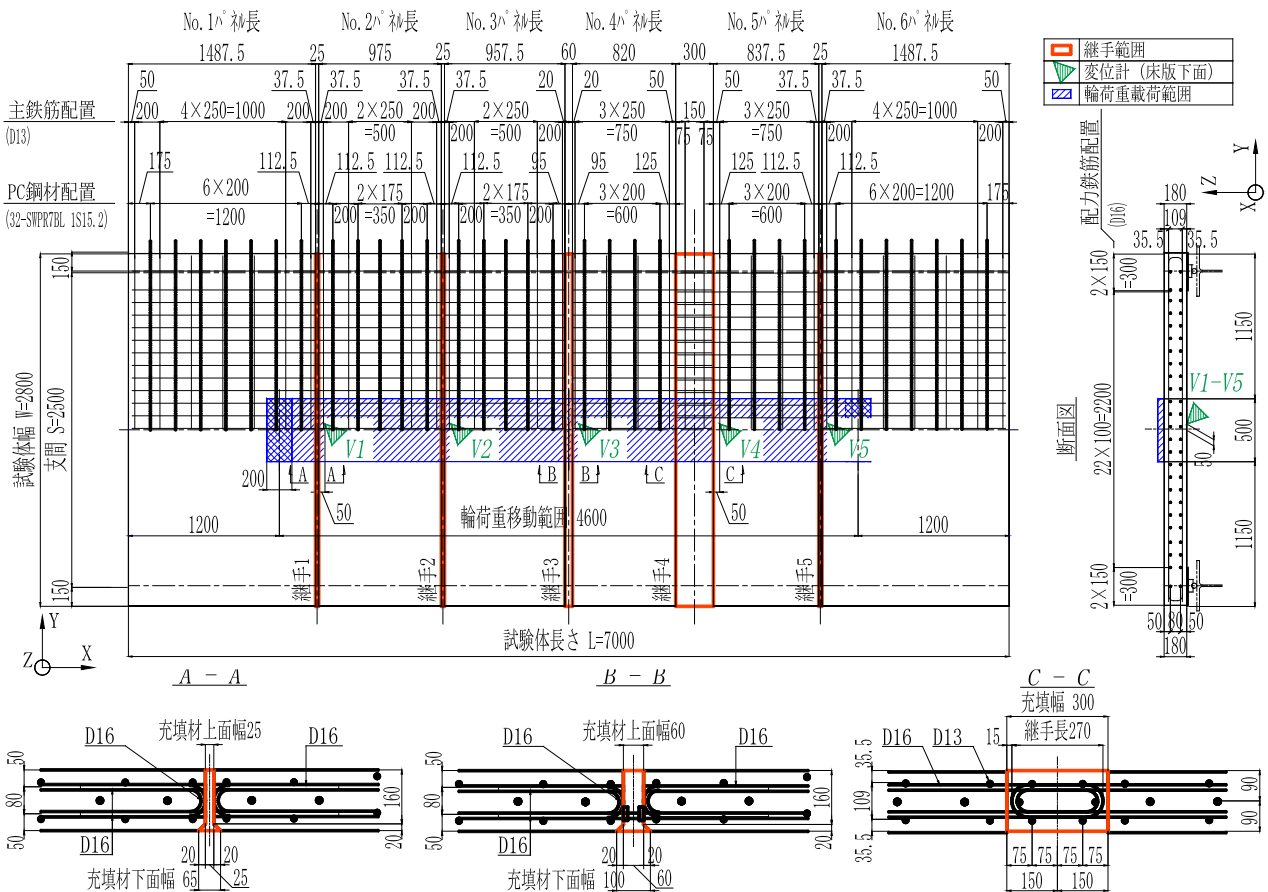


図-6.5 試験体寸法

6.3.2 試験設備、載荷方法、および計測項目

試験は G&U 技術研究センターが所有する輪荷重走行試験機（図-6.6）にて実施した。図-6.5 に載荷範囲および代表する鉛直変位計の設置位置を示す。接合した PC 床版を、2 辺単純支持となるように架台上に設置した。実橋と同様に無限連続版として挙動するように、橋軸方向における床版端部には弾性支持梁を設けた。試験機の走行範囲において、200mm×500mm の載荷板を 23 ブロック設置して、その上で試験機を走行させた。

載荷方法には道路橋示方書に示される階段状載荷プログラムを適用した。実交通における最大荷重である 157kN から 19.6kN ずつ、4 万回走行ごとに増加させた。各ステップで 2 回程度の静的載荷(157kN)を行って、大きな段差などが生じて連続性が失われていないかを確認した。ひとつの継手が破壊した場合は、その継手の影響が隣接する継手に影響しないように、図-6.7 に示す通り弾性支持梁と床版の間に高強度モルタルブロックなどでバックアップして、試験を継続した。



図-6.6 輪荷重走行試験機



図-6.7 弾性支持梁設置状況

6.3.3 試験結果

図-6.8 の荷重-載荷回数のグラフに破壊回数を示す。提案構造は、いずれも静的耐力試験のポリマーセメント同様の破壊（図-6.10）で、継手-1 が 294 kN、29.4 万回、継手-3 が 314 kN、32.3 万回、継手-5 が 314kN、33.4 万回、継手-2 が 333kN、40 万回であった。破壊の判定は、図-6.9 に示すように、ステップごと、あるいは大きな変動（変位、ひずみ）があった場合に行う静的載荷で、継手近傍に設計荷重初期荷重 157kN を載荷し、継手をはさんだ荷重載荷していない側の変位計が変位しなくなった時点で判定した。また、図-6.11 に代表的な計測値として床版上面の段差推移を示す。ポリマーセメント系継手は 255kN、24 万回載荷後くらいから有意な段差が生じ始め、その後 7,8 万回走行を継続すると、大きな段差が生じる。エポキシ樹脂は、294kN、32 万回載荷後くらいから同様の変化が現れ、その後 10 万回ほど走行計測で破壊に至っている。継手-4 のループ継手は未破壊であったが、継手-3 の上部が圧縮疲労破壊したため走行継続できなくなり、荷重 353kN のステップの途中で実験終了とした。

次に、ひび割れの推移を見てみる。図-6.12 にステップごとのひび割れ発生状況を示す。ステップ 1 の 157kN の載荷で継手に鉄筋などを用いている継手-3 と継手-4 に鉄筋に沿ったひび割れが入るが、上面段差や目開きはなく、継手性能に問題はない。ステップ 5 の 235kN くらいになると充填材料のみで構成される継手-1,2,5 も輪荷重走行直下に縦横のひび割れは発生するものの、上面段差や目開きはなく、継手性能に問題はない。ステップ 6 の 255kN 走行完了となると継手-1 はひび割れが試験体全幅に達して、前述上面段差も 0.1mm 程度発生するようになる。やや柔らかい継手-3,5 はやや遅れてひび割れが試験体全幅に達して、継手-2 はステップ 8 の 294kN 走行完了で同様のひび割れ状況となる。このことから、載荷荷重が 255kN を超えてくると静的に曲げ引張ひび割れが生じて、結果として耐久性を失わせることも考えられる。

輪荷重試験の結果として、耐用年数 100 年の目安である平成 8 年版の道路橋示方書で設計した RC 床版よりは耐久性があるものの、継手なしの PC 床版やループ継手よりは、本実験方法では疲労耐久性が劣る結果であった。

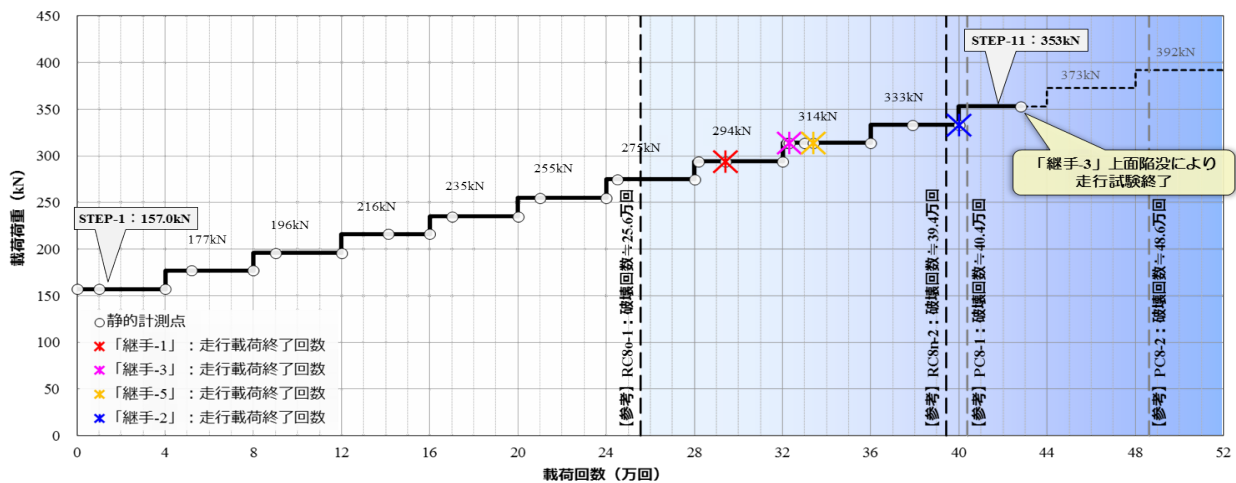


図-6.8 荷重-載荷回数関係と破壊回数

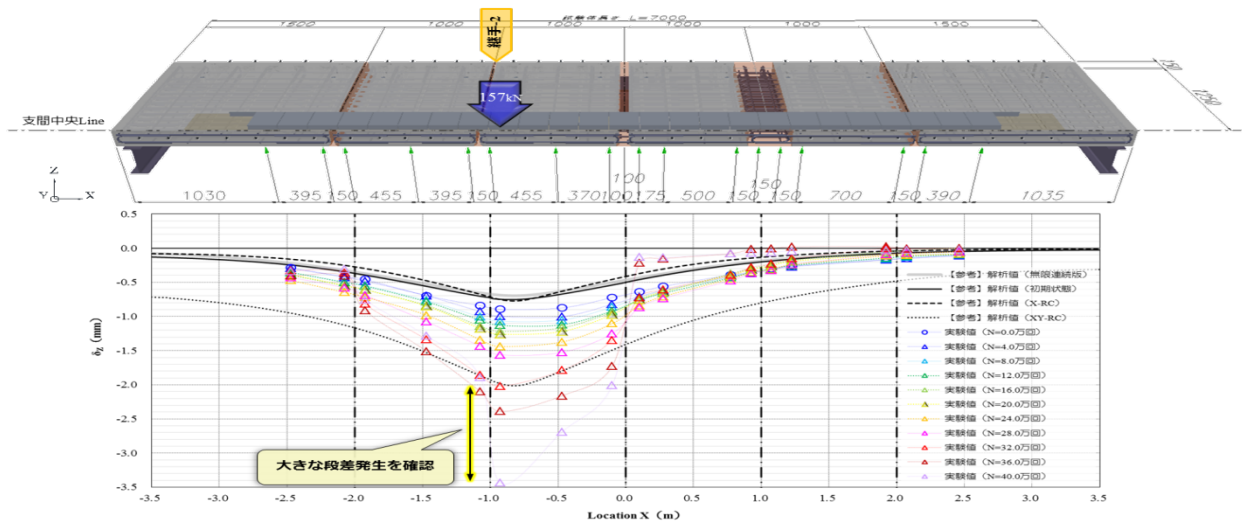


図-6.9 ステップごとの静的荷荷の推移（継手-2 着目）



図-6.10 破壊状況
(床版下面 継手-2)

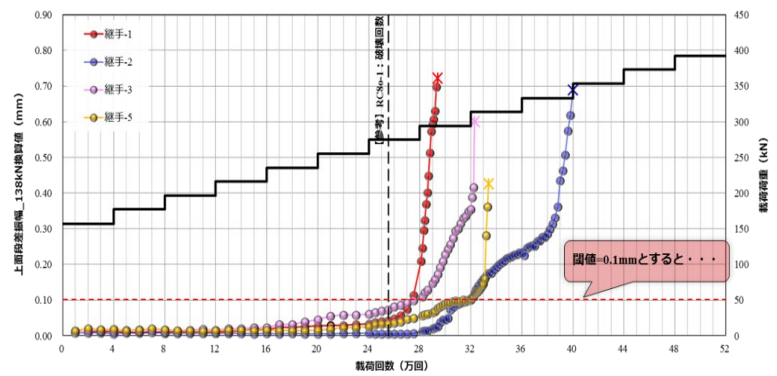
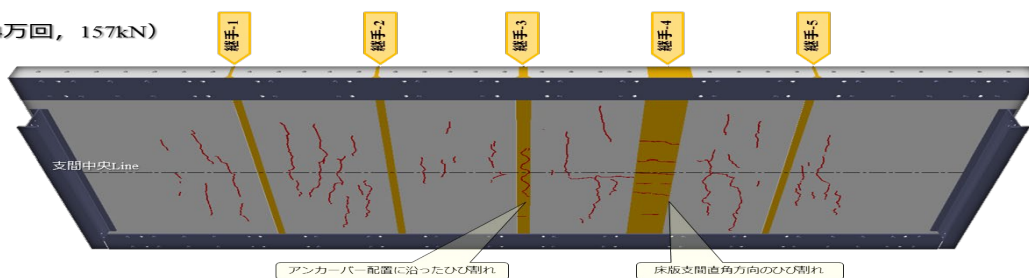
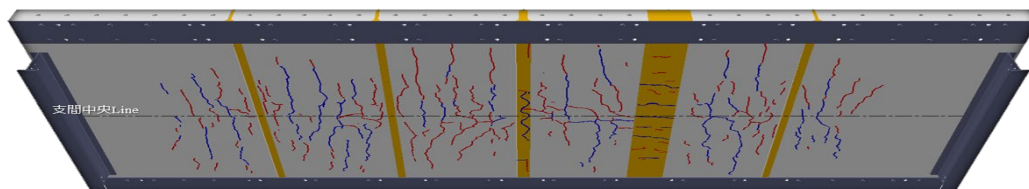


図-6.11 床版上面の段差推移

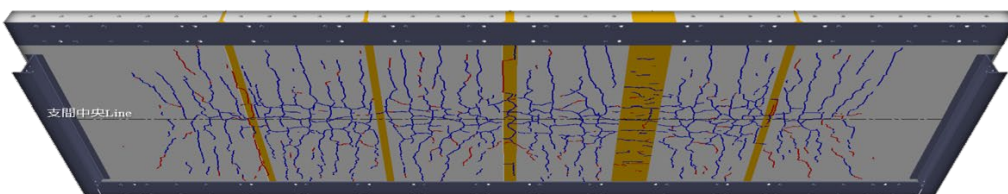
■ STEP-1 (0~4万回, 157kN)



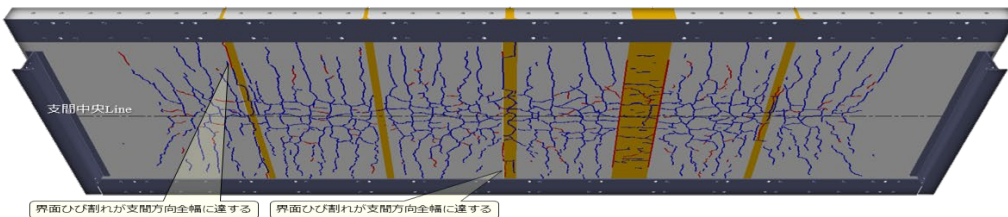
■ STEP-2 (4~8万回, 177kN)



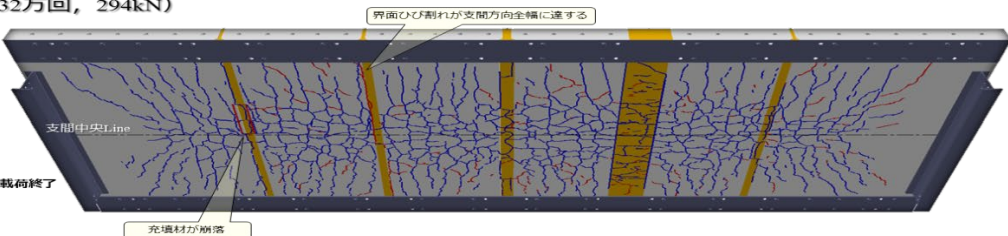
■ STEP-5 (16~20万回, 235kN)



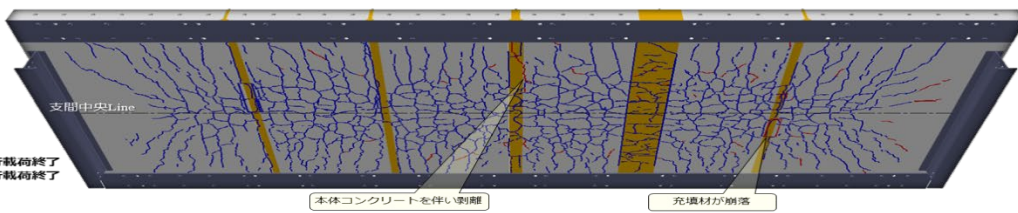
■ STEP-6 (20~24万回, 255kN)



■ STEP-8 (28~32万回, 294kN)



■ STEP-9 (32~36万回, 314kN)



■ STEP-10 (36~40万回, 333kN)

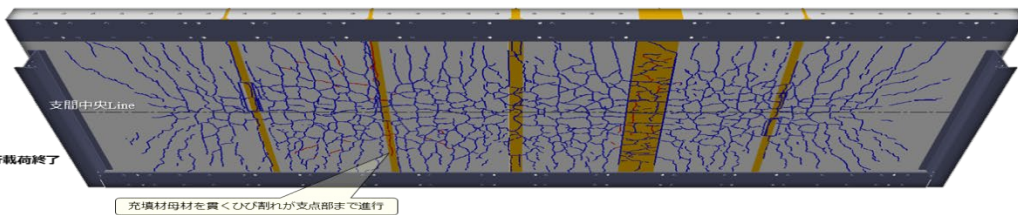


図-6.12 ひび割れ発生推移

6.4 解析検討（その2：輪荷重走行試験事後解析）

試験結果から、継手-1は255kN以上の荷重、継手-2は294kN以上の荷重で、界面近傍において静的な曲げ引張ひび割れが生じて、その後ひび割れが疲労に伴い成長して抵抗断面が減少することで、早期に耐久性を喪失してせん断破壊に至ったと推測される。解析ではこのひび割れが再現されず、試験と解析の結果に差異が生じたものと考えられる。

この推測の可否を定性的に検討するため、破壊の起点となったと思われる曲げ引張ひび割れを解析上でモデル化して、破壊機構の再現を試みた（図-6.13）。STEP6終了時点で確認された界面近傍のひび割れ幅は0.1mm～0.2mm程度であったことから、剥離はごく浅い範囲で留まっていたと考えられる。そこで、解析において簡易に早期ひび割れを再現するために、下端から30mm高さまでの位置にある接合要素において、付着引張強度を0.1N/mm²まで低減して、以降の疲労解析を継続することとした。

再現解析結果を図-6.14から図-6.17に示す。継手-1のPCM継手は、STEP6終了時点で部分剥離を再現した解析では、当初の予備解析と比べて早期にたわみが増大して破壊に至っている（図-6.14）。図-6.15上面段差の推移は、実験結果の図-6.11上面段差に比して急激に大きくなっており、静的荷重により損傷が発生した場合に耐久性が落ちることは立証されたが、劣化の速度は同定不十分である。

また、継手-2のERM継手は、STEP8終了時点で30mm程度の深さで界面強度を低減したとしても、鉛直変位も上面段差も変化せず、実験での継手劣化は他の要因によるものと推定される。

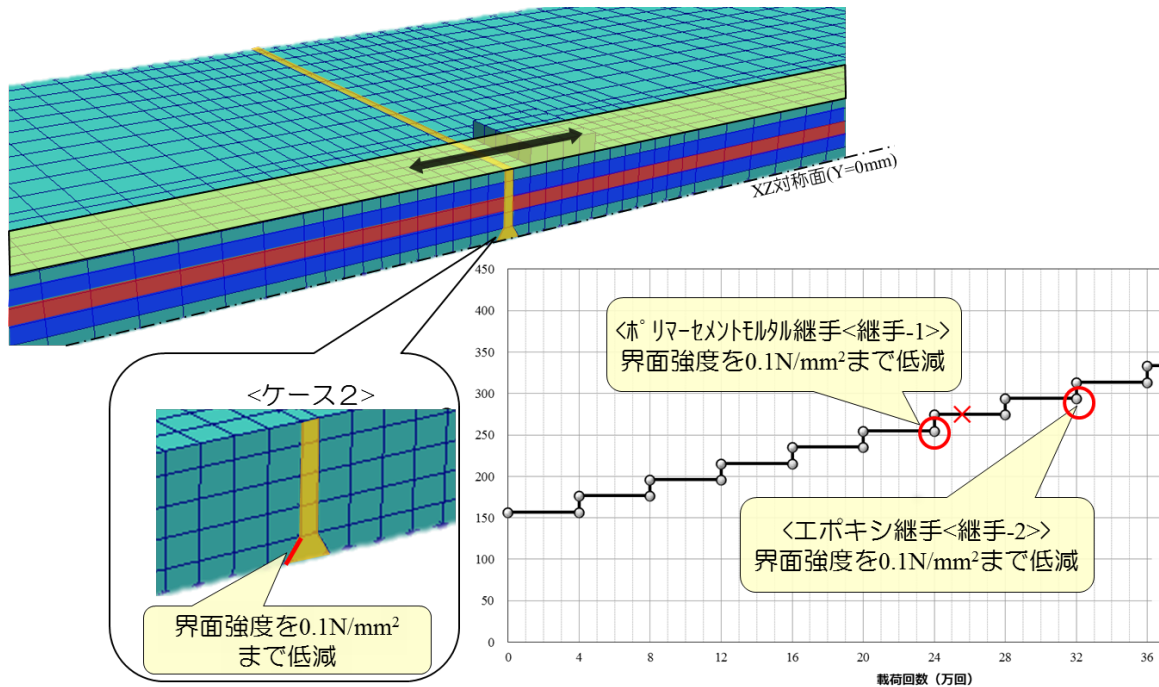


図-6.13 解析モデル

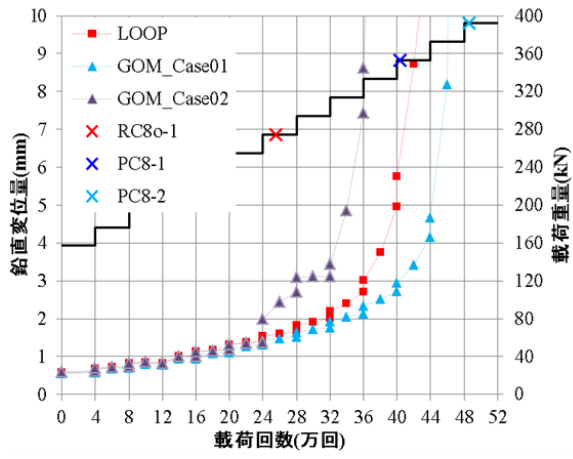


图-6.14 载荷回数-鉛直変位量関係

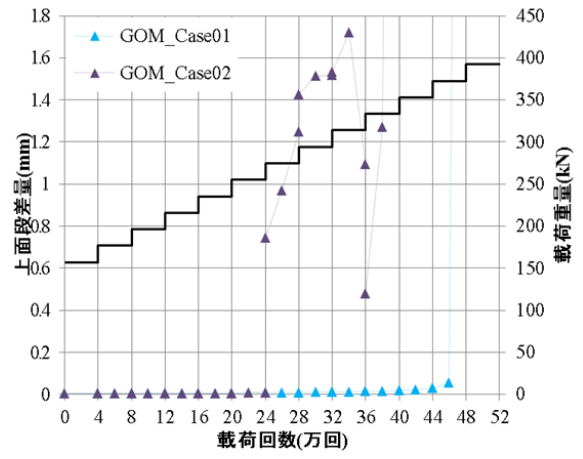


图-6.15 载荷回数-上面段差量関係

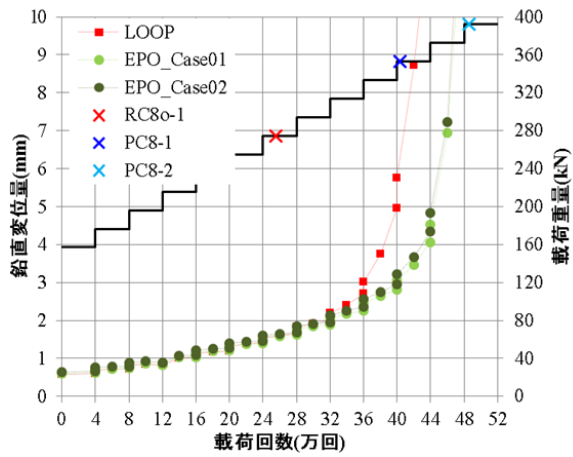


图-6.16 载荷回数-鉛直変位量関係

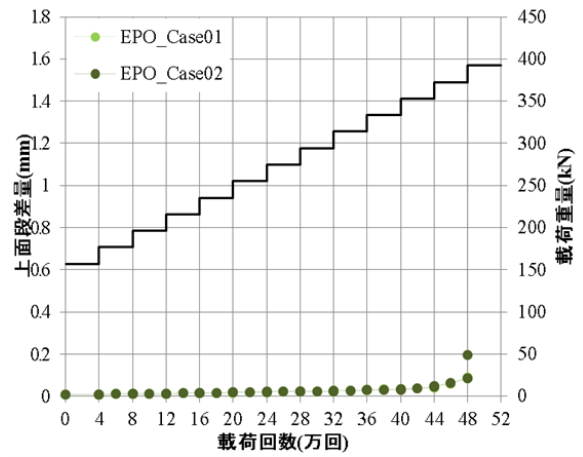


图-6.17 载荷回数-上面段差量関係

6.5 材料疲労試験

6.5.1 試験の目的

前節の解析検討で、ERM 継手の疲労破壊原因は特定できなかったため、PCM も含め材料そのものの疲労構成則がコンクリートのそれとは大きく異なっている（疲労の影響を受けやすい）ことが想定される。

COM3D に実装されている構成則は、表-6.6 の通りであるが、輪荷重走行試験で最も影響のあったと想定されるのは、引張荷重に伴う微小クラックの進展であろうということで材料の引張疲労試験を行う。

表-6.6 材料構成則⁶⁻⁴⁾

	圧縮モデル	引張りモデル	ひびわれ面せん断伝達モデル
基本構成則	<p>応力-ひずみ曲線</p> <p>$\sigma = E_0 K_C \varepsilon_e$ $\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p$</p>	<p>応力-ひずみ曲線</p> <p>$\sigma = E K_T \varepsilon_e$ $\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p$</p>	<p>せん断応力-せん断変形/せん断ひずみ関係</p> <p>$\tau = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} R'_c(\omega, \delta, \theta) \sin \theta d\theta$</p>
高サイクル疲労拡張モデル	<p>破壊パラメータ K_C に高サイクル疲労を表現する関数 λ を導入</p> <p>$dK_C = \left(\frac{\partial K_C}{\partial t}\right) dt + \left(\frac{\partial K_C}{\partial \varepsilon_e}\right) d\varepsilon_e$</p> <p>El-Kashif and Maekawa 2004</p>	<p>破壊パラメータ K_T に、繰返し荷重による損傷を表す項が含まれる</p> <p>$dK_T = F dt + G d\varepsilon_e + H d\varepsilon_e$</p> <p>Maekawa et al. 2003, Hisasue 2005</p>	<p>オリジナルのモデルに、繰返し荷重による応力低下を示す係数 X を導入</p> <p>$\tau = X \tau_0(\delta, \omega)$</p> <p>$X = 1 - \frac{1}{10} \log_{10} \left\{ 1 + \int d(\delta/\omega) \right\} \geq 0.1$</p> <p>Li & Maekawa 1989 Gebreyouhannes 2006</p>
物理的意味	<p>コンクリート内部に発生する微細なクラックによる連続的な組織破壊に伴う 圧縮剛性の低下</p>	<p>コンクリートのひびわれ以後、鉄筋とコンクリートの付着疲労で生じる 引張剛性の低下</p>	<p>繰返し荷重によりコンクリートひび割れ表面が平滑化し、ひびわれに沿った方向の せん断伝達力が低下</p>

6.5.2 試験概要

① 試験体および計測項目

図-6.18 に示すように、100mm×100mm×400mm で中央部を 60mm 幅にした試験体を接続治具ではさんで、引張試験および引張疲労試験を行う。

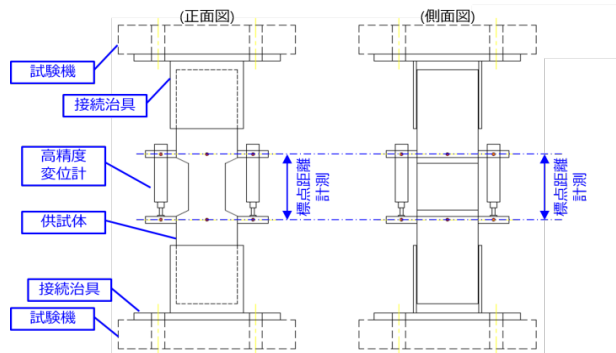


図-6.18 試験概要図

② 材料試験結果

PCM、ERM それぞれの材料試験結果を表-6.7 および図-6.19、20 に示す。

PCMは、プレキャスト PC 床版のパネル本体コンクリートの 1/3~1/4 の静弾性係数で、引張強度はほぼ同等であり、ERM は、コンクリートの 1/30~1/40 で、引張強度は 2 倍強の材料である。

表-6.7 材料試験結果

ホ°リマ-セメントモルタル (°18/10/17打設) s					工ホ°キシグライト (°18/10/25打設)				
材齢 (日)	静弾性係数 (N/mm ²)	ホ°アソ比	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	静弾性係数 (N/mm ²)	ホ°アソ比	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
7	0.95×10 ⁴	---	29.1	4.3	7	0.26×10 ⁴	---	41.4	8.9
48	1.01×10 ⁴	---	31.2	4.5	40	0.17×10 ⁴	---	40.9	8.5
	1.05×10 ⁴	0.23	33.8	---	63	0.10×10 ⁴	0.39	34.1	---

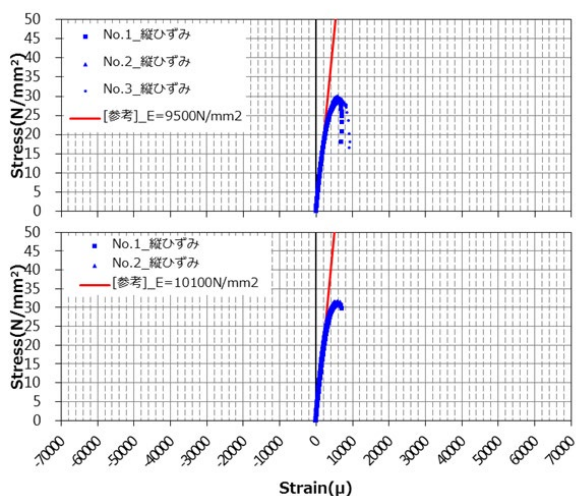


図-6.19 荷重-変位関係 (PCM)

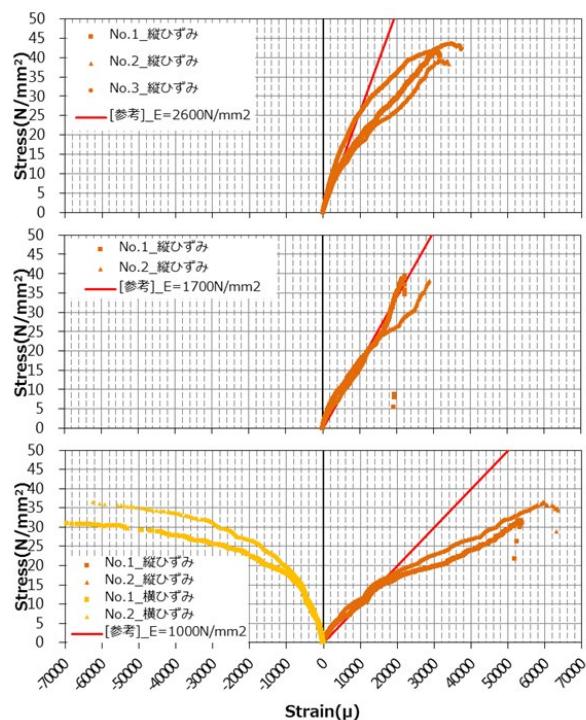


図-6.20 荷重-変位関係 (ERM)

③ 引張試験

単純引張試験を行った結果を、表-6.8,表-6.9 および図-6.21 から図-6.24 に示す。PCM は割裂引張強度と同等の値でほとんど変形を伴わずに引張破壊するが、ERM はやや延びを伴って割裂強度の 1.5 倍程度であった。

表-6.8 引張強度 (PCM)

ホ°リマ-セメントモルタル (18/10/17打設)					
試験体	材齢 (日)	気温 (°C)	断面積 (mm ²)	破断荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)
No.1	82	12	5765.7	31.44	5.45
No.2	96	11	5737.3	27.54	4.80
No.3	96	6	5724.6	24.84	4.34

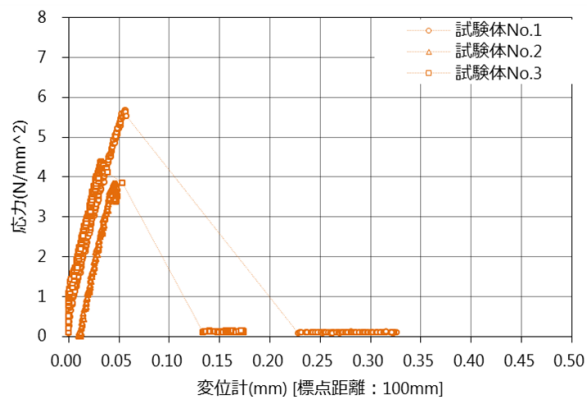


図-6.21 応力-変位関係 (PCM)



図-6.22 破断面の状況 (PCM)

表-6.9 引張強度 (ERM)

工°キクラソウ (18/10/25打設)					
試験体	材齢 (日)	気温 (°C)	断面積 (mm ²)	破断荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)
No.1	39	16.6	5559.1	87.00	15.65
No.2	39	14.1	5715.7	81.36	14.23
No.3	40	20.6	5685.6	73.74	12.97

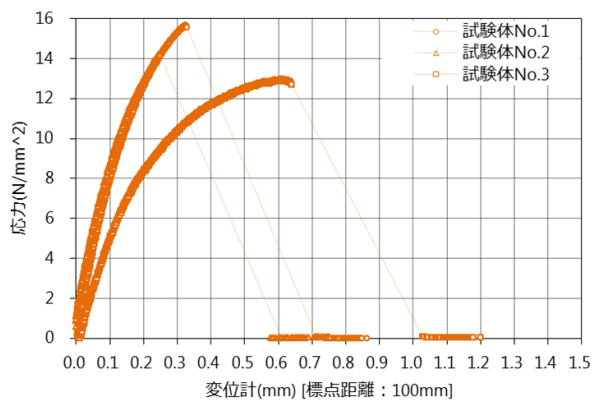


図-6.23 応力-変位関係 (ERM)

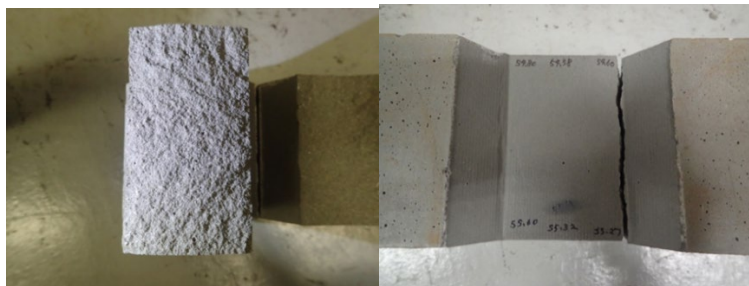


図-6.24 破断面の状況 (ERM)

④ 引張疲労試験

疲労試験結果を表-6.10,表-6.11 および図-6.25 に示す。コンクリート (図-6.26) に比して、応力度比の影響を受けやすい材料であることがわかった。つまり、引張強度の50%程度の応力が作用していれば、数万回～数十万回の繰返しで疲労亀裂が生じる可能性があるといえる。

表-6.10 疲労試験結果 (PCM)

試験体	開始日の材齢 (日)	断面積 (mm ²)	最大			最小			載荷速度 (Hz)	載荷回数	破断 / 非破断			
			荷重 (kN)	応力 (N/mm ²)	応力度比 ^(*)	荷重 (kN)	応力 (N/mm ²)	応力度比 ^(*)			○: 破断 ×: 非破断	非破断時 残存耐力		
												荷重 (kN)	応力 (N/mm ²)	応力度比 ^(*)
No.1	89	5545.4	16.18	2.92	0.60	0.81	0.15	0.05	3	109,450	○			
No.2	90	5786.4	16.89	2.92	0.60	0.84	0.15	0.05	3	47,620	○			
No.3	90	5756.5	16.80	2.92	0.60	0.84	0.15	0.05	3	38,191	○			
No.4	91	5717.6	12.51	2.19	0.45	0.63	0.11	0.05	3	84	○			
No.5	92	5742.8	12.57	2.19	0.45	0.63	0.11	0.05	3	932,593	○			
No.6	97	5775.5	12.64	2.19	0.45	0.63	0.11	0.05	3	927,715	○			
No.7	103	5735.7	12.55	2.19	0.45	0.63	0.11	0.05	3	1,000,000	×	30.96	5.40	-

表-6.11 疲労試験結果 (ERM)

試験体	開始日の材齢 (日)	断面積 (mm ²)	最大			最小			載荷速度 (Hz)	載荷回数	破断 / 非破断			
			荷重 (kN)	応力 (N/mm ²)	応力度比 ^(*)	荷重 (kN)	応力 (N/mm ²)	応力度比 ^(*)			○: 破断 ×: 非破断	非破断時 残存耐力		
												荷重 (kN)	応力 (N/mm ²)	応力度比 ^(*)
No.1	40	5724.0	49.06	8.57	0.60	2.45	0.43	0.05	2	1,303	○			
No.2	41	5691.3	48.78	8.57	0.60	2.44	0.43	0.05	2	4,653	○			
No.3	42	5808.0	49.78	8.57	0.60	2.49	0.43	0.05	2	14,071	○			
No.4	42	5714.0	24.49	4.29	0.30	1.22	0.21	0.05	3	1,000,000	×	73.26	12.82	0.90
No.5	46	5710.6	24.47	4.29	0.30	1.22	0.21	0.05	3	1,000,000	×	89.40	15.65	1.10
No.6	50	5702.8	24.44	4.29	0.30	1.22	0.21	0.05	3	1,000,000	×	98.28	17.23	1.21
No.7	54	5708.9	36.70	6.43	0.45	1.83	0.32	0.05	3	556,193	○			
No.8	57	5724.8	36.80	6.43	0.45	1.84	0.32	0.05	3	308,359	○			
No.9	61	5879.8	37.80	6.43	0.45	1.89	0.32	0.05	3	1,000,000	×	96.60	16.43	1.15

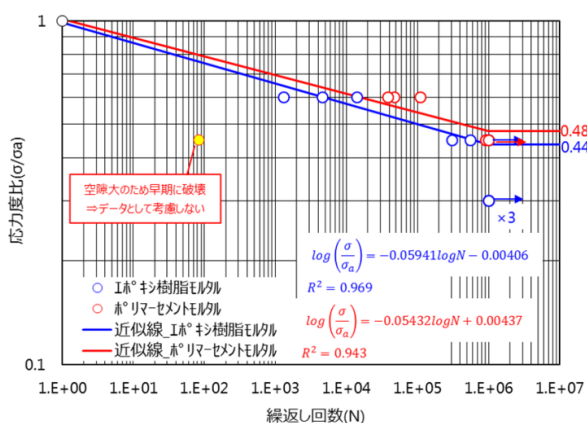


図-6.25 S-N 線図

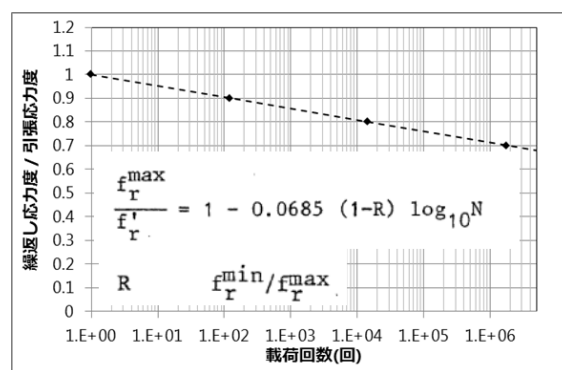


図-6.26 S-N 線図 (コンクリート) 6.5)

6.6 輪荷重走行試験（その2：中間支点への適用、維持管理性能）

6.6.1 試験の目的

6.3の輪荷重走行試験（その1）において、H8道示で設計されたRC床版よりは、疲労耐久性があることが検証されたが、連続桁中間支点付近のように後死荷重と活荷重の影響で常時引張応力を受ける場合にどうなるのか、また前は桁で支持していなかったため桁固定の影響などを確認する。また、維持管理性能の確認として、疲労損傷を受けた場合にどう補修すれば性能回復するのかも合わせて確認する。

6.6.2 試験体

試験体概要図を図-6.27に示す。試験体の特徴は以下の通り。

- 中間支点付近の負曲げモーメントを再現するため、主桁と床版を結合した試験体とし、ピン支承で受け、図中矢印箇所4点でジャッキアップする。
- 充填材は試験体1PCM、試験体2ERMとし2体行う。
- 床版部は、試験機制約より床版支間=2.5m（等価支間=3.0m）とし、床版厚は 220mm^{6-6} とする
- 橋軸方向の鉄筋量は、コンクリート断面積の2%以上とする

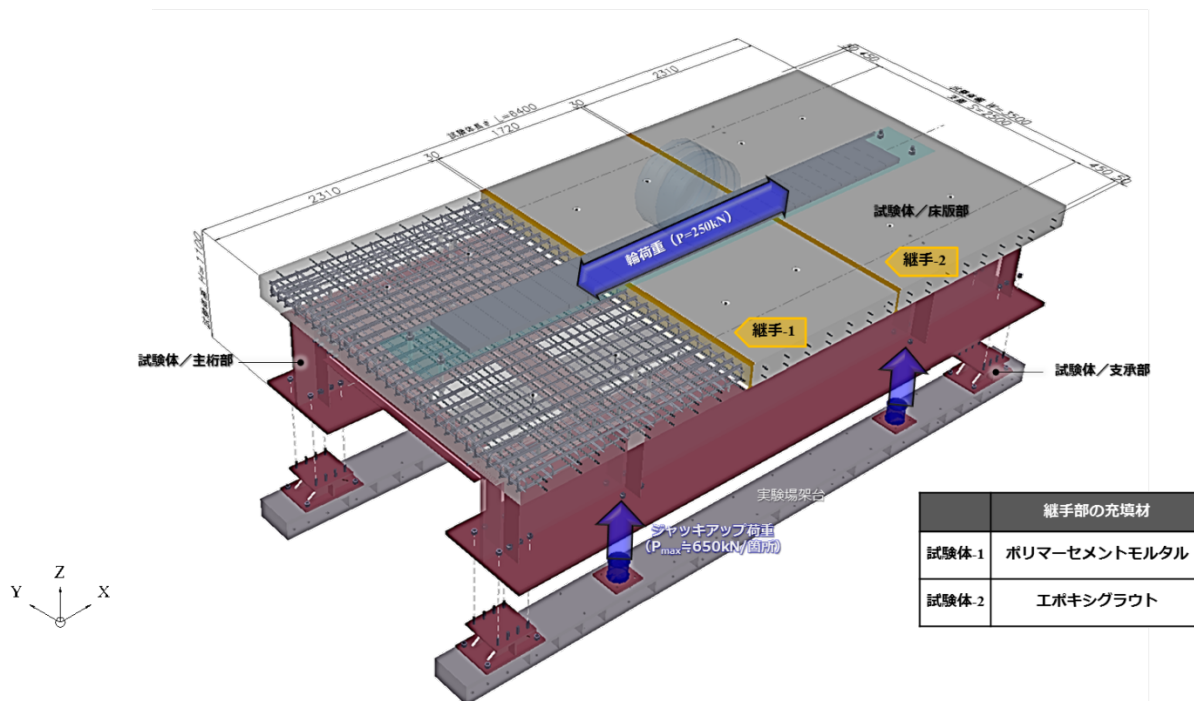


図-6.27 試験体概要図

6.6.3 試験設備、載荷方法、および計測項目

試験はG&U技術研究センターが所有する輪荷重走行試験機（図-6.6と同型機）にて実施した。図-6.28に計測機器の配置を示す。

載荷荷重と走行回数、所定の回数走行後の静的載荷（157 kN）位置を図-6.29に示す。載荷荷重と走行回数は、100年相当の供用で決定した6-7）。

6.6.4 試験結果

① 材料試験結果

輪荷重走行試験に用いた各種材料試験結果を、図-6.30 および表-6.12, 表-6.13 に示す。

PCM の静弾性係数はコンクリートの 1/3 (6.3 輪荷重走行試験 (その 1) と同程度)、ERM の静弾性係数はコンクリートの 1/60 と非常に柔らかい材料となった。

ジャッキアップの影響がなければ、6.3 輪荷重走行試験 (その 1) の結果から推定すると、試験体-1 も試験体-2 も無損傷で試験終了となることが期待される。

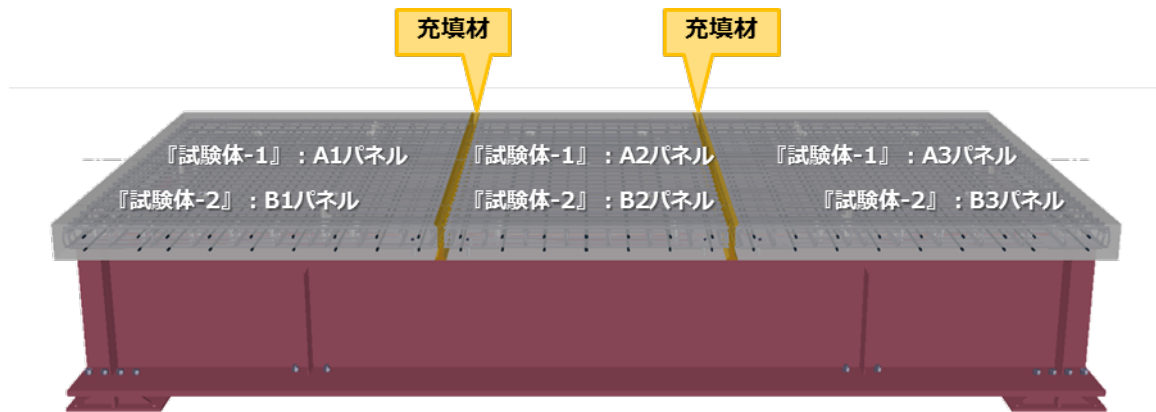


図-6.30 試験体呼称

表-6.12 コンクリート材料試験結果

A1, B1パネル (*18.11.29打設)				A2, B2パネル (*18.12.5打設)				A3, B3パネル (*18.11.26打設)			
材齢 (日)	静弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	静弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	静弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
1	2.74・10 ⁴	37.5	3.12	1	2.47・10 ⁴	37.0	3.05	1	2.56・10 ⁴	36.1	2.94
3	2.85・10 ⁴	46.0	4.00	3	2.69・10 ⁴	45.1	3.64	3	2.91・10 ⁴	47.9	3.17
7	3.13・10 ⁴	59.5	4.54	7	3.03・10 ⁴	58.7	3.78	7	2.97・10 ⁴	56.0	3.85
28	3.28・10 ⁴	68.0	4.16	28	3.16・10 ⁴	64.7	4.18	28	3.21・10 ⁴	62.8	4.37
67	3.27・10 ⁴	66.2	4.98	61	3.42・10 ⁴	66.5	4.65	70	3.20・10 ⁴	64.7	4.35

表-6.13 充填材材料試験結果

ポリマーセメントモルタル (*18.12.21施工)				ポリマーセメントモルタル再施工 (*19.1.22施工)				エポキシグラウト (*18.12.20施工)			
材齢 (日)	静弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	静弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	静弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
試験前	1.06・10 ⁴	31.1	3.70	試験前	0.98・10 ⁴	26.5	3.30	試験前	0.03・10 ⁴	21.6	5.90
試験後	1.07・10 ⁴	32.6	3.80	試験後	0.99・10 ⁴	27.3	4.10	試験後	0.06・10 ⁴	26.6	6.50

② 試験体-1 : 1 回目載荷

指定走行回数後の静的載荷-変位を図-6.31 に、上面段差と下面目開きの推移を図-6.32, 図-6.33 に示す。

継手-2 が 1,000 回走行後にせん断破壊し、上面段差は 1.5mm 程度に、目開きは 0.25mm に達した。継手-1 は 100,000 回走行終了まで変化はなく、外観上も損傷はなかった。

10 万回走行終了後の状況を図-6.34 に示すが、破壊は充填材継手と PC コンクリートパネルの界面で起きており、一部剥落を伴って破壊していた。

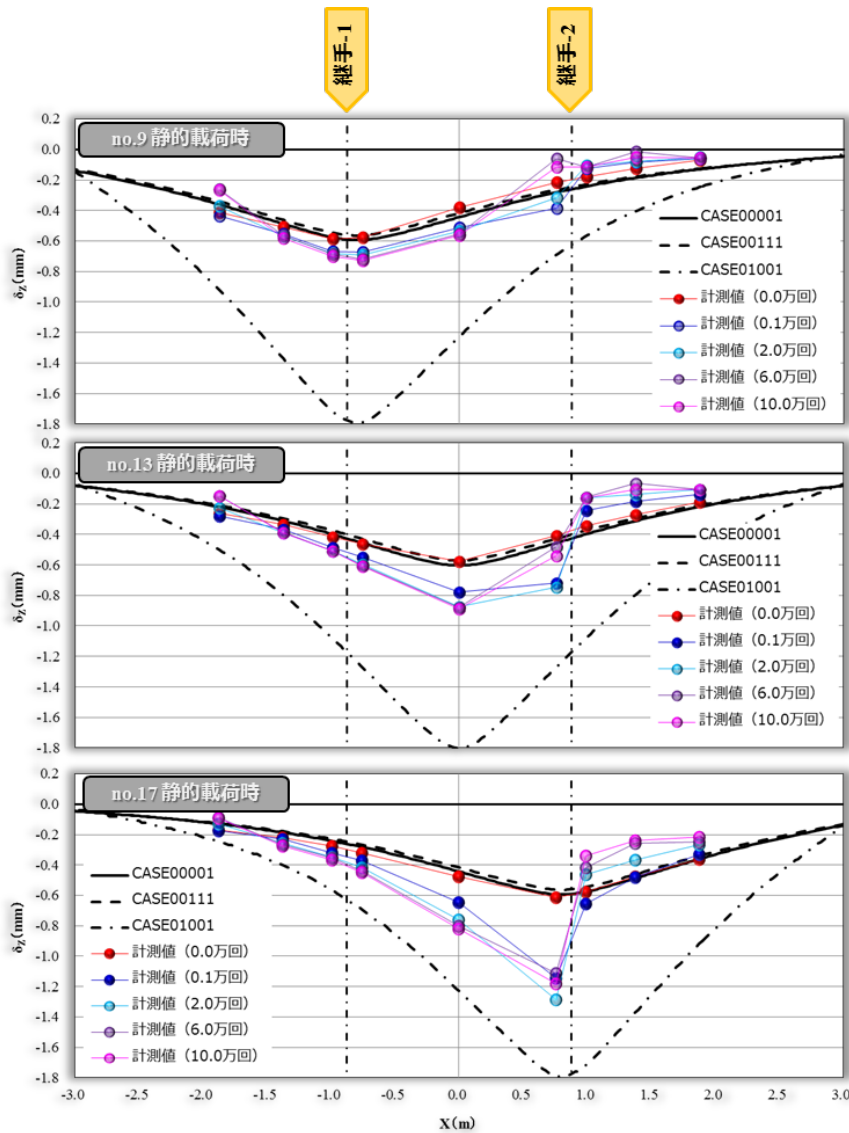


図-6.31 静的載荷-変位関係

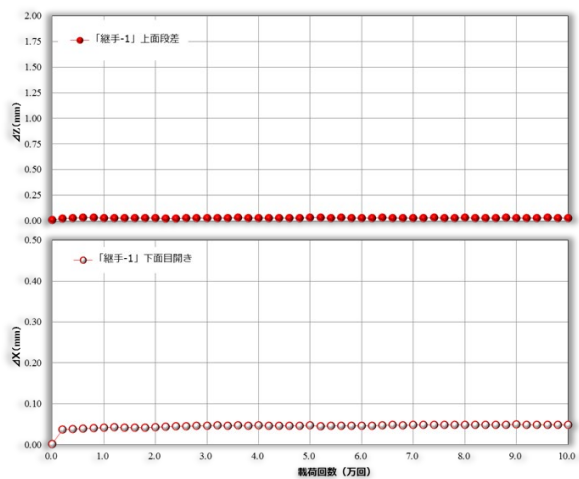


図-6.32 上面段差、下面目開き（継手-1）

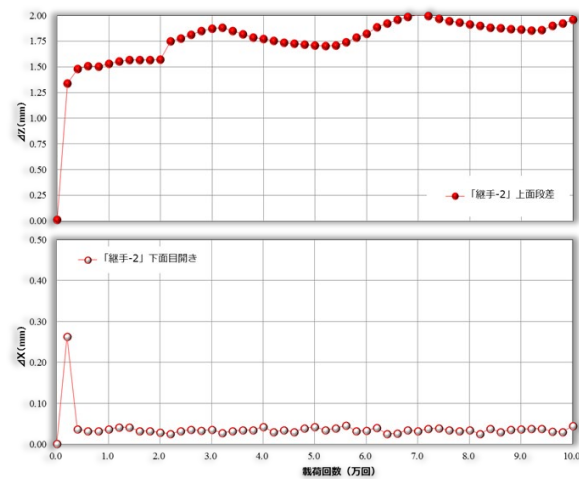


図-6.33 上面段差、下面目開き（継手-2）



図-6.34 10万回走行終了後の状況

③ 試験体-1 : 2 回目载荷

試験体-1 は 1 回目の走行試験の結果として、継手-2 が 1,000 回走行でコンクリートと充填材の界面でせん断破壊、継手-1 が無損傷で 10 万回の走行終了となったため、補修方法は次の通りとした。

- ・継手-1 は WJ で充填材を研りとり、再充填する。(図-6.35, 図-6.36)
- ・継手-2 は剥落箇所をエポキシ樹脂パテで埋め、ひび割れ箇所にエポキシ樹脂接着剤を低圧注入する。(図-6.37)



図-6.35 WJ 研り後の継手状況



図-6.36 再充填後の継手状況

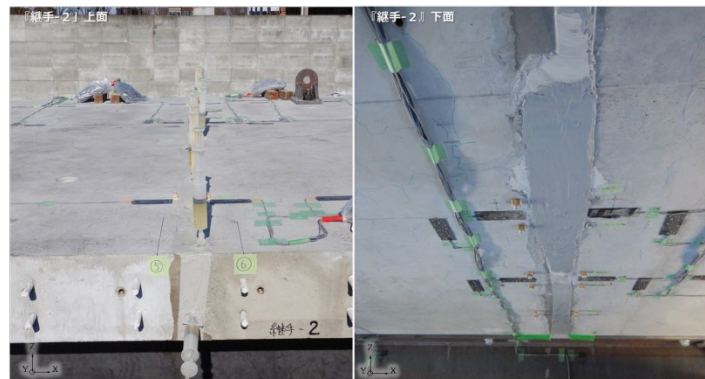


図-6.37 ひび割れ補修状況

指定走行回数後の静的载荷-変位を図-6.38 に、上面段差と下面目開きの推移を図-6.39, 図-6.40 に示す。また、試験終了後の継手の上下面の状況を図-6.41 に、10 万回走行完了した継手-1 に水張り試験した状況を図-6.42 に示す。

エポキシ接着剤を低圧注入した継手-2 は数回の走行で破壊し、WJ 研り後、再充填した継手-1 は 10 万回走行しても継手としての性能に劣化はなかった。ただし、1 回目走行では見られなかった橋軸方向へのひび割れがあり、水張り試験をすると漏れだしがあった。WJ で研った際に橋軸方向鉄筋（配力筋）を突出させた箇所からのひび割れと思われる。

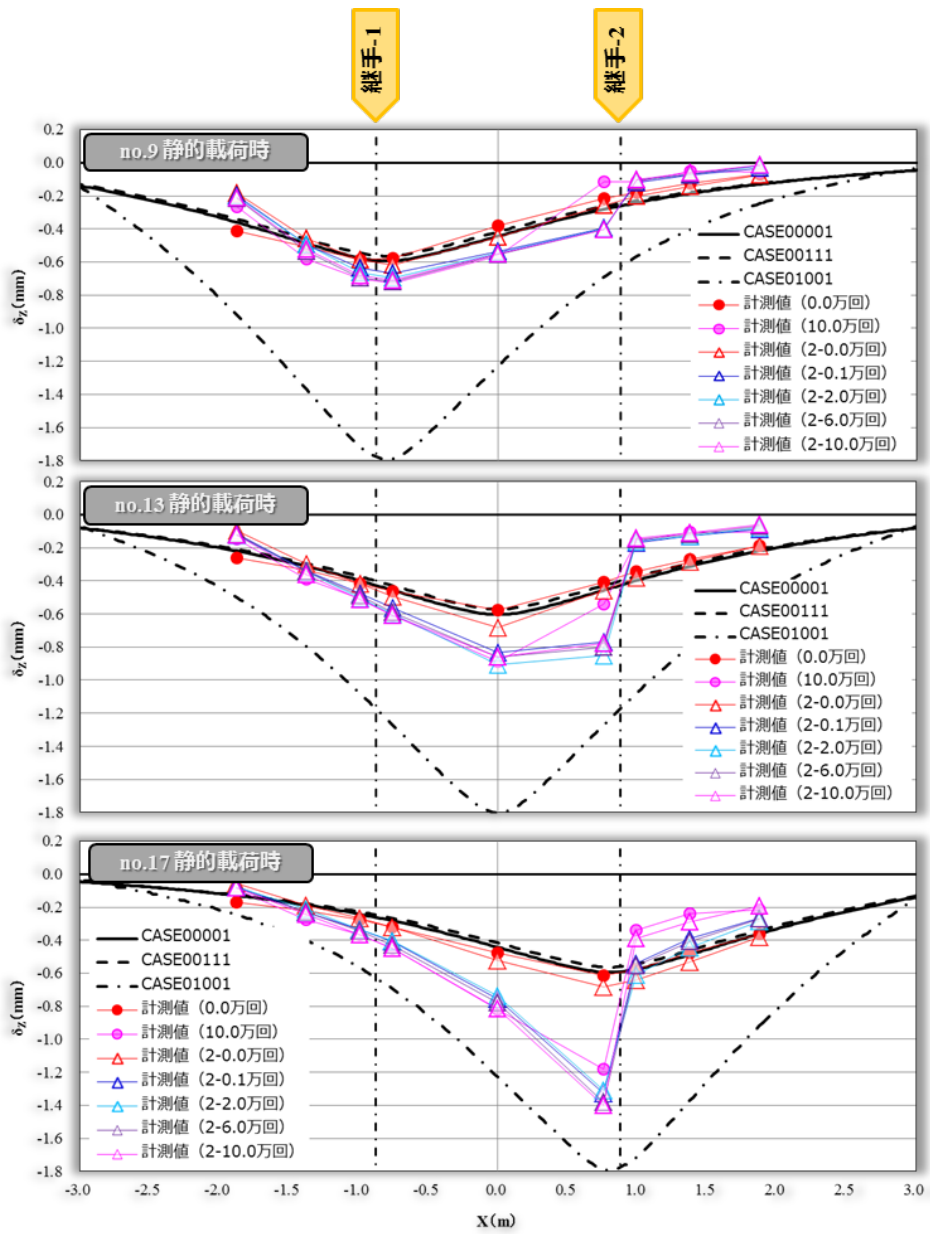


図-6.38 静的載荷-変位関係

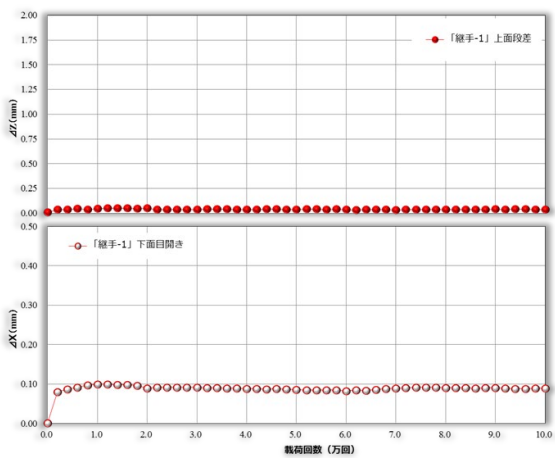


図-6.39 上面段差 下面目開き (継手-1)

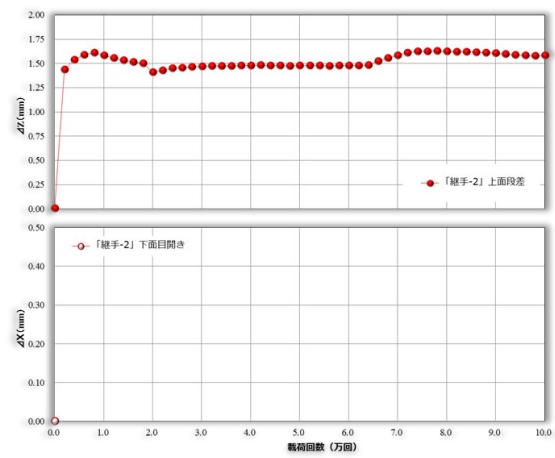


図-6.40 上面段差 下面目開き (継手-2)



図-6.41 10万回走行後の状況



図-6.42 水貼り試験（継手-1）

④ 試験体-2

指定走行回数後の静的載荷-変位を図-6.43に、上面段差と下面目開きの推移を図-6.44, 図-6.45に示す。試験体-2では、継手-1,2ともに2万数千回の走行で、まず下面にひび割れが発生し目開きが急増するが、試験体-1とは異なり、ひび割れの上面側や桁方向への進展は緩やかで、走行回数の増加と荷重の増加に伴い上面段差は徐々に大きくなる。計画では400kNまで荷重を増加させる予定であったが、やや先行して破壊した継手-2の段差が2mm程度と大きくなったため、試験機への影響を考え終了とした。

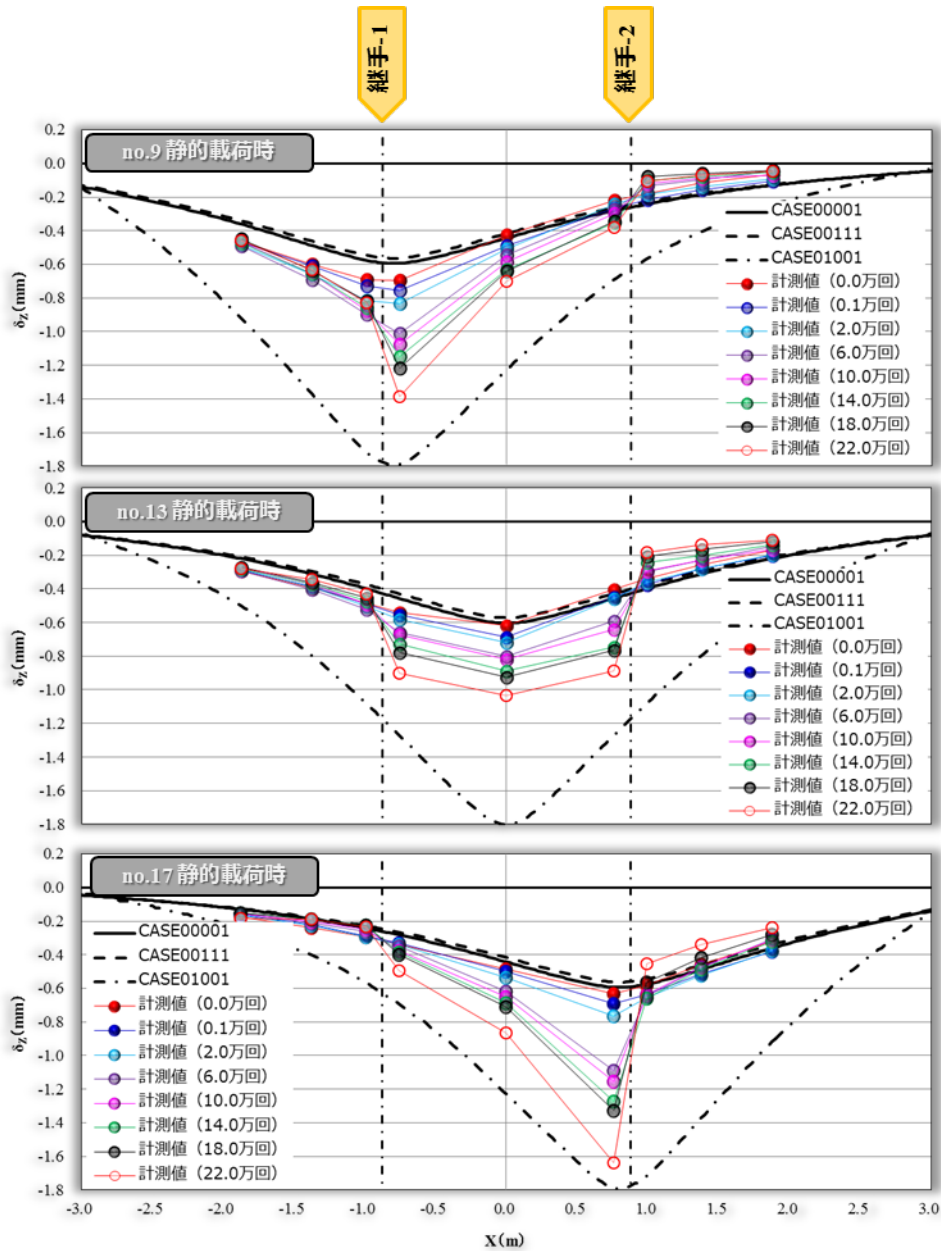


図-6.43 静的載荷-変位関係

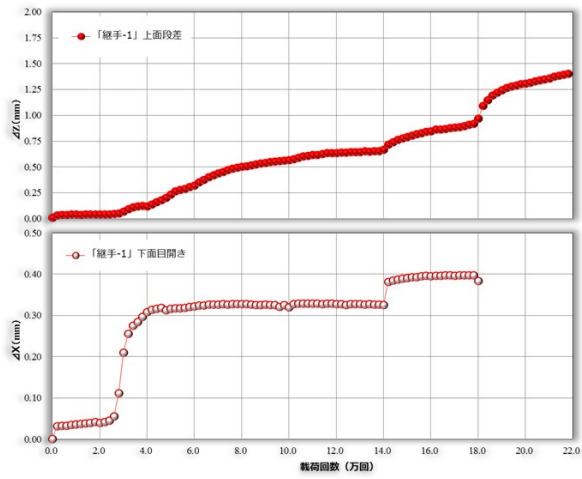


図-6.44 上面段差 下面目開き (継手-1)

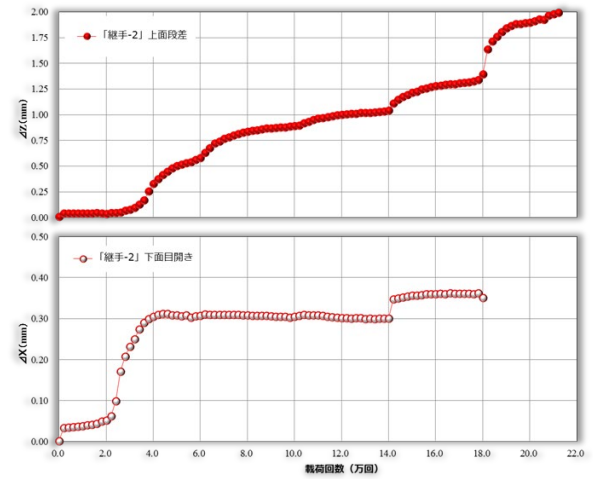


図-6.45 上面段差 下面目開き (継手-2)

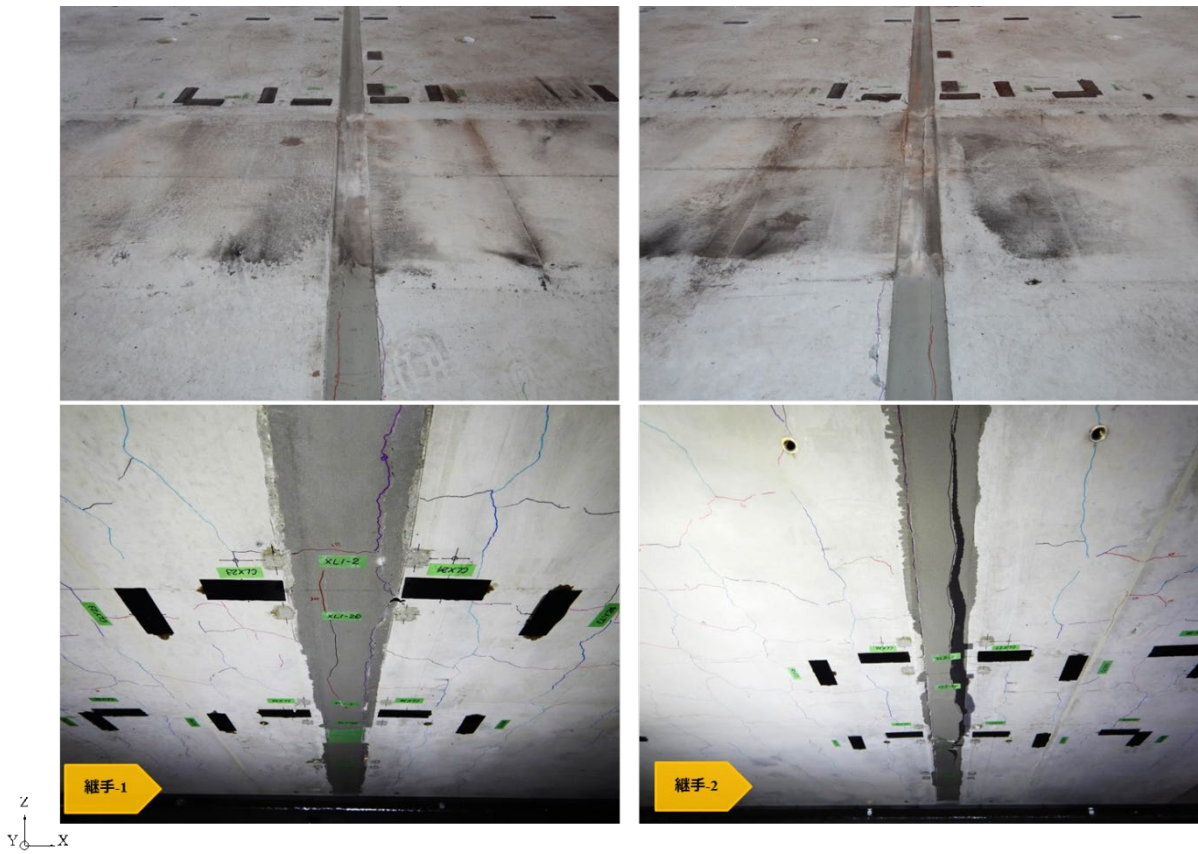


図-6.46 試験終了後の状況

6.6.5 まとめと今後の対応

得られた知見は以下のとおりである。

① 提案継手構造の「主桁作用を考慮した耐疲労性能」

- 負曲げの影響を加えても、その荷重のみで継手部に損傷は発生しない。
- 245kN 一定の輪荷重走行試験では、ポリマーセメントもエポキシ樹脂も疲労の影響で、早期に破壊する。

② 提案継手構造の「維持管理の容易さ」

- 245kN 一定の輪荷重走行試験で、疲労の影響を受けた継手部を残した補修方法では性能回復しない。
- WJ はつりによる継手部打換えは性能回復するが、床版パネルの鉄筋などを突出させるとそれを起点とした ひび割れが発生する。

『今後の対応』

- 245kN 一定の輪荷重走行試験では、提案継手は要求される期間の耐久性を満足できない。
- 昨年の土研式輪荷重走行試験では、100 年を優に上回る性能を発揮し、継手部がひび割れした荷重ももっと大きな荷重（ポリマーセメントは 255kN、エポキシ樹脂は 294kN）であった。



- ポリマーセメントも、エポキシ樹脂も、コンクリートに比して、高荷重振幅の疲労で破壊しやすく、引張応力作用下ではその影響が顕著である。



- 富津で行った材料疲労試験（別資料）の結果を基にした材料構成則などを COM3D に適用する。
- 上記のツールで、これまでの輪荷重走行試験を再現し、大きな荷重が作用すると早期に破壊することを同定。
- そのツールで、157kN で数千万回～1 億回の輪荷重走行を行い、破壊が起きないことを証明。

6.7 解析検討（その3：輪荷重走行試験（その2）事後解析）

6.7.1 解析の目的

6.3 輪荷重走行試験（その1）では、PCMは280kN～300kNレベルで、ERMは340kNレベルで、継手部でせん断疲労破壊した。そこで、6.6 輪荷重走行試験（その2）では、（その1）の実験を踏まえて、より静弾性係数が低く疲労耐久性が増すことを期待して配合改良した充填材にもかかわらず、PCMは250kN一定で1,000回、ERMは20,000回程度と早期のせん断疲労破壊という事態になった。

（その2）試験では、連続桁中間支点部への適用を考え、負曲げモーメントを与え、継手部に引張応力が作用している状態での試験であったとはいえ、早期に破壊した。

（その1）試験は157kNから20kN程度ずつ荷重を漸増させていったが、（その2）試験では最初から250kNであったことなどが起因して充填材界面での剥離が促進され早期の破壊に至ったと考えられ、それを解析的に再現し、実橋梁における157kN程度の輪荷重の数千万回から数億回の繰返しでは破壊に至らないことを検証する。

6.7.2 解析モデル

解析モデルを図-6.47に示す。モデルはX-Z面に対称なハーフモデルとし、床版・主桁・横桁をソリッド要素でモデル化した。継手部の界面には、付着強度と弾性係数により、Bi-Linearな応力ひずみとして、Generalized Mohr-Coulomb frictional model with normal contactを用いた。

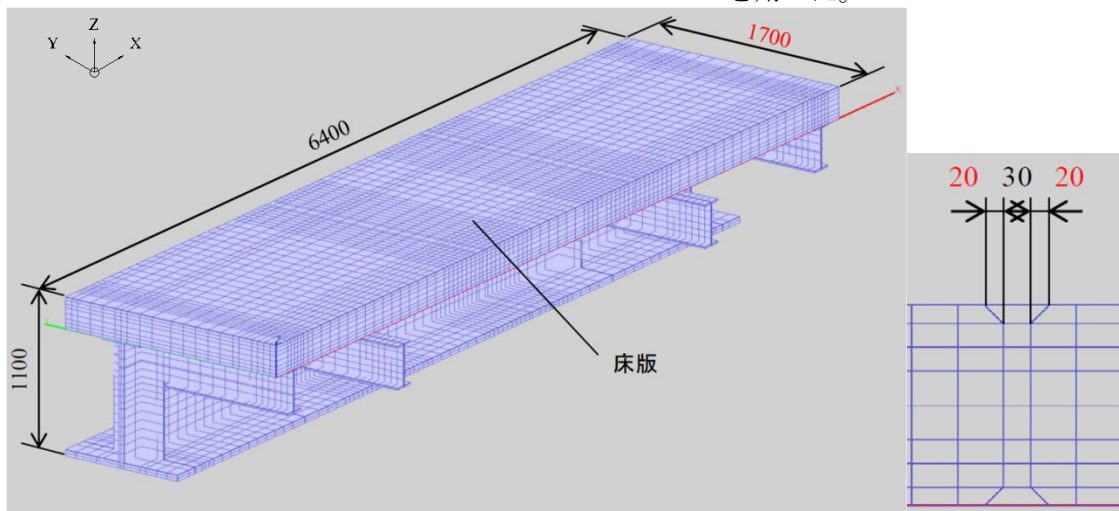
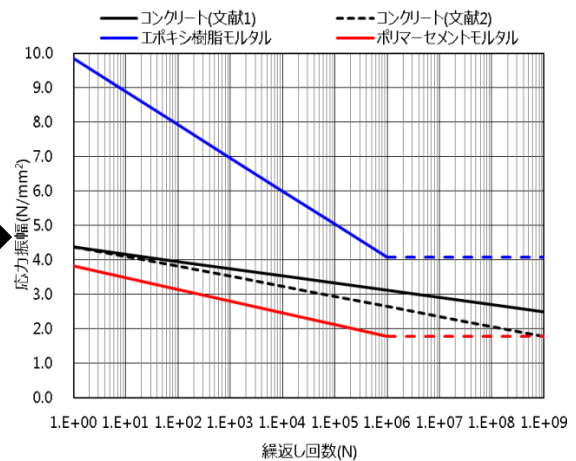
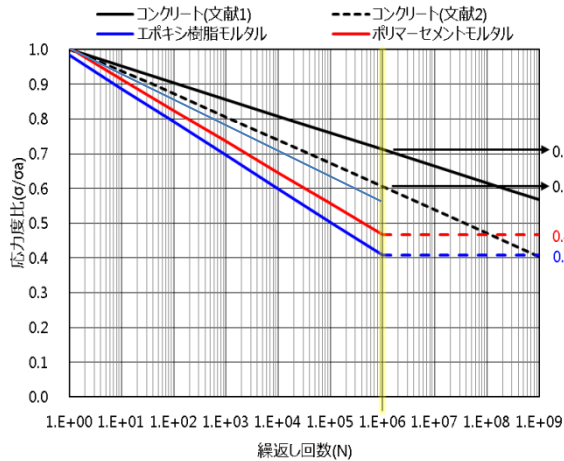


図-6.47 解析モデル図

6.5 材料疲労試験で記述したように、充填材はコンクリートに比べてSN曲線の傾きが大きく疲労の影響を受けやすい。また、PCMとERMでは引張強度も大きく異なる。輪荷重走行試験（その2）で用いた材料試験の引張強度を切片としてSN曲線を表現しなおしたものを図-6.48に示す。この図と試験結果から、PCMは1,000回走行で破壊したため界面には2.5MPa程度の引張応力が作用していたと考えられ、ERMは22,000回前後走行で破壊したため、継手部には3.0MPa程度の引張応力が作用していたものと推定できる。



Ralejs Tefpers: Tensile Fatigue Strength of Plain Concrete(1979)

$$\frac{f_r^{\max}}{f_r^{\min}} = 1 - 0.0685 (1-R) \log_{10} N \quad (R=0.3)$$

Cornelissen: Fatigue of Plain Concrete in Uniaxial Tension and in Alternating Tension-Compression Loading (1982)

dynamic tensile tests ($\sigma_{\min}/f_{ctm} > 0$):

$$10 \log N = 15.02 - 14.90 \cdot \frac{\sigma_{\max}}{f_{ctm}} + 3.13 \cdot \frac{\sigma_{\min}}{f_{ctm}} \quad (1)$$

It turned out that the humidity (drying or sealed) was significant at the 95% level. For sealed specimens the constant term in (1) should be replaced by 14.29. In both conditions the 90% confidence regions were $10 \log N \pm 1.84$.

ポリマーセメントモルタル_引張疲労近似式

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} = -0.08953 \log N + 1.00402$$

$$R^2 = 0.943$$

エポキシ樹脂モルタル_引張疲労近似式

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} = -0.09604 \log N + 0.98387$$

$$R^2 = 0.942$$

図-6.48 SN 曲線

これらのことから今回の解析シミュレーションは以下の改造を解析プログラムに施して、輪荷重走行試験結果が再現できるかを検討する。

界面の破壊要因は、充填材の物性値によって異なり、エポキシ樹脂モルタルを用いた継手では、エポキシ樹脂の SN 線がコンクリートのそれより十分大きいため、コンクリートの SN 線を界面の疲労強度として適用し、ポリマーセメントモルタルの場合は、ポリマーセメントモルタルの SN 線がコンクリートのそれより小さいため、ポリマーセメントの SN 線を用いることになる。

本論文では、エポキシ樹脂モルタルについての解析結果を次項以降に示す。

6.7.3 解析結果

解析は以下の3ケースで解析した。

- ① ケース1：輪荷重走行試験（その2）試験体2（ERM）の再現
- ② ケース2：連続桁中間支点部の実態荷重で100年相当の繰返し走行
- ③ ケース3：連続桁中間支点部の実態応力状態で、実測最大157kNの繰返し走行

3ケースの载荷回数-変位関係を図-6.49に示す。ケース1の解析では2.1万回の繰返しで大きく変位が増大しており、45度面取りの開始点付近から剥離が始まり、継手全体に伝播して破壊した兆候が解析された。ケース2の負曲げ荷重を0.6倍するとその剥離破壊は発生せず、14万回程度走行しても変位も大きく増大しない。また、実測最大の157kN荷重の解析では図-6.49に示すように4億回走行程度で、輪荷重直下で一部剥離が始まり、その後6億回走行までの間に徐々に剥離破壊が進んで継手が破壊する結果となった。

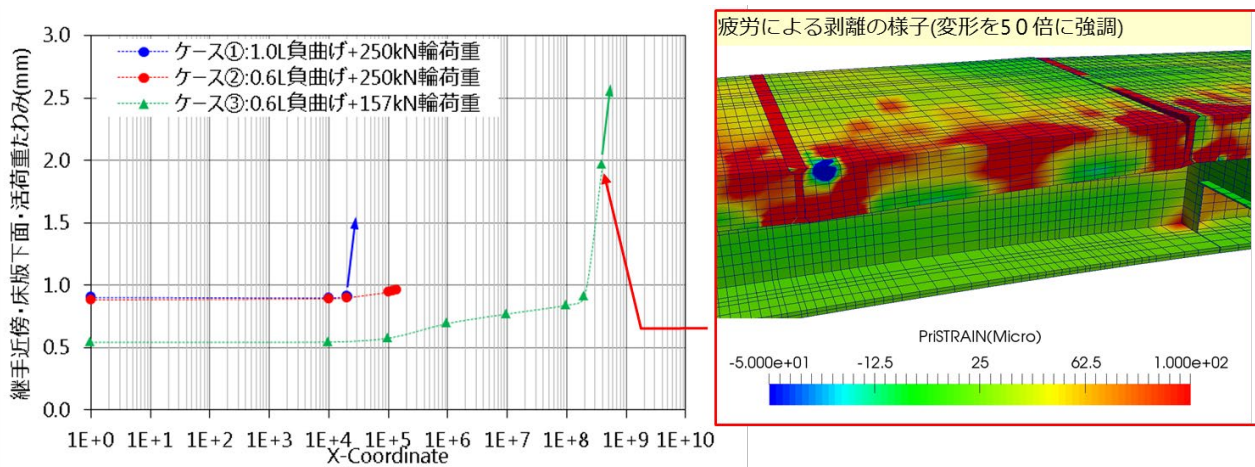


図-6.49 载荷回数-変位関係と剥離状況

次に継手部の下端の界面法線方向主応力についてみる。図-6.50 に示すように各ケースの疲労破壊は、界面の法線方向の主応力の振幅がSN 曲線に交わる場合にと推定できる。

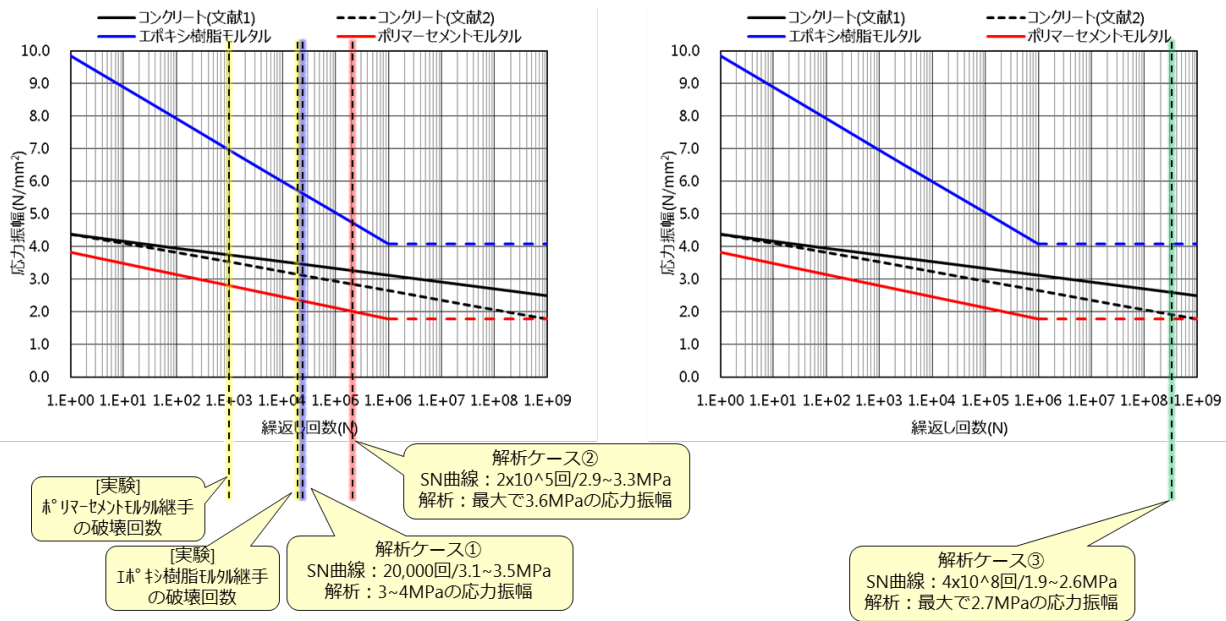


図-6.50 疲労破壊推定主応力振幅

ケース1の輪荷重250kNに伴う界面法線方向主応力の推移を図-6.51に示す。初回の通過の際は床版パネル本体の下面にひび割れが入っていない影響もあり、面取り終端のB1204位置に4MPaと大きな引張応力が作用しているが、その後3MPa程度で安定し、2.1万回走行までにその箇所の引張応力が漸減している。この状況からB1204の面取り終端の界面疲労剥離が起点となって疲労破壊するとみられる。実験で破壊した2.1万回程度とほぼ変わらず、同定できたと考えて良い。

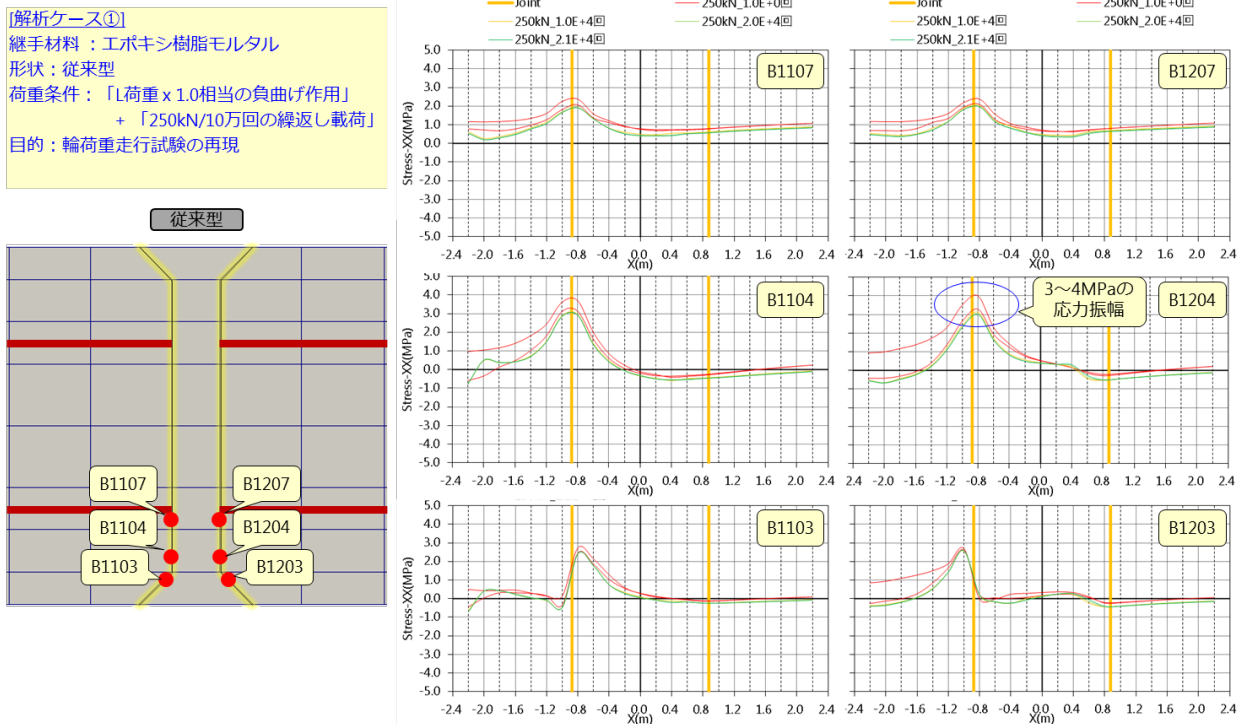


図-6.51 継手部の界面法線方向応力推移 (ケース1)

次にケース 2～3 の継手部の界面方向応力推移を図-6.52、図-6.53 に示す。

ケース 2 では SN 曲線から算定される破壊一定振幅応力 2.9～3.3MPa に対して、最も大きな応力振幅は生じる面取り終端付近の B1204 で、輪荷重 250kN に伴う応力振幅が 1 回目の走行では 3.6MPa 程度であったが、2 回目以降は 3.0MPa を下回って、特に 10 万回走行以降は徐々に下がっている。14 万回走行時には引張鉄筋位置の応力振幅 2.0MPa 程度を下回っていることから、この箇所には剥離が生じて引張抵抗が鉄筋位置に移動していると見られる。したがって、少なくとも 150 年相当程度の耐久性は見込まれる。

ケース 3 は、B1204 において、SN 曲線から算定される一定振幅応力 1.9～2.6MPa に対して、輪荷重 157kN の通過に伴う最大振幅応力は 2.7MPa となっており、1,000 万回走行までは微減である。1,000 万回走行で B1204 では応力振幅は 2.0MPa 程度になり圧縮応力も見られることから、この箇所の引張抵抗は減じて、代わりに B1207 の鉄筋位置で引張抵抗に変化している。したがって、局所的には剥離が生じていると言えるがその後、数億回の繰返し走行に至っても回数の増加に伴う応力振幅の推移も大きな変化がないことから、まだ継手性能が失われる破壊には至っていない。

つまり、常時引張応力が作用する連続桁中間支点部であっても、ERM を用いる限りは 100 年の耐久性は確保されると考えられる。

また、この解析シミュレーションを用いれば、PCM、ERM に代わる充填材料を用いる場合にも、材料疲労試験を行ってその材料固有の SN 曲線を算定し、構成則に適用すれば輪荷重の繰返し走行に対しての安全性が検証できる。

[解析ケース②]
 継手材料：エポキシ樹脂モルタル
 荷重条件：「L荷重 x 0.6相当の負曲げ作用」
 + 「250kN/10万回+αの繰返し载荷」
 目的：条件を緩和した場合の試験結果の予想

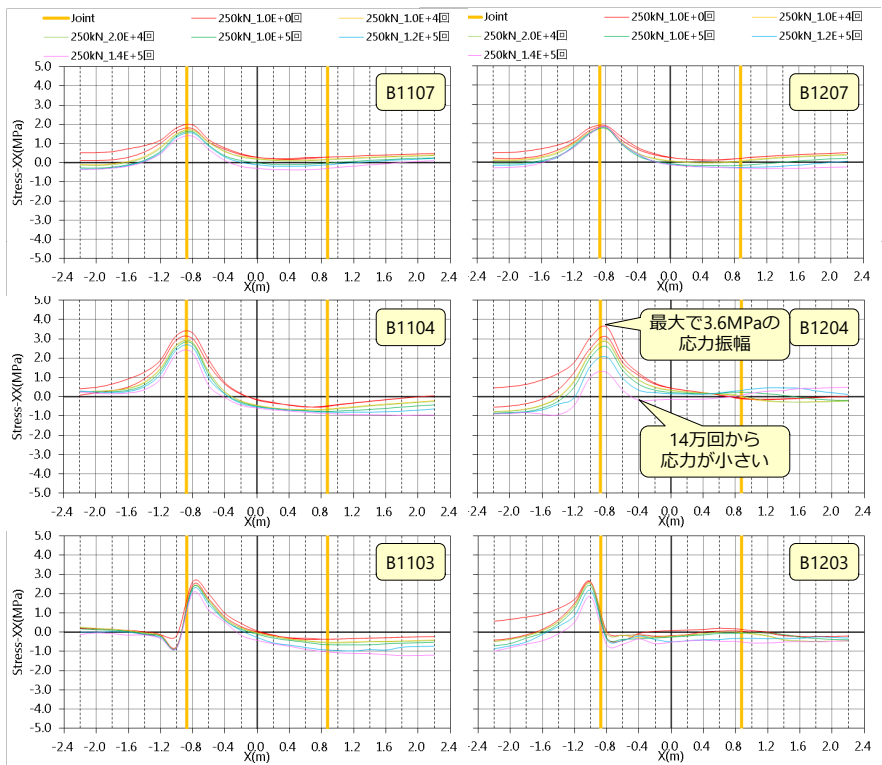
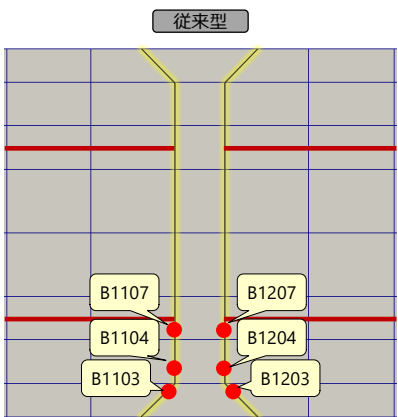


図-6.52 継手部の界面法線方向応力推移（ケース 2）

【解析ケース③】
 継手材料：エポキシ樹脂モルタル
 荷重条件：「L荷重 × 0.6相当の負曲げ作用」
 + 「157kN/数億回の繰返し载荷」
 目的：実交通荷重作用下での疲労耐久性評価

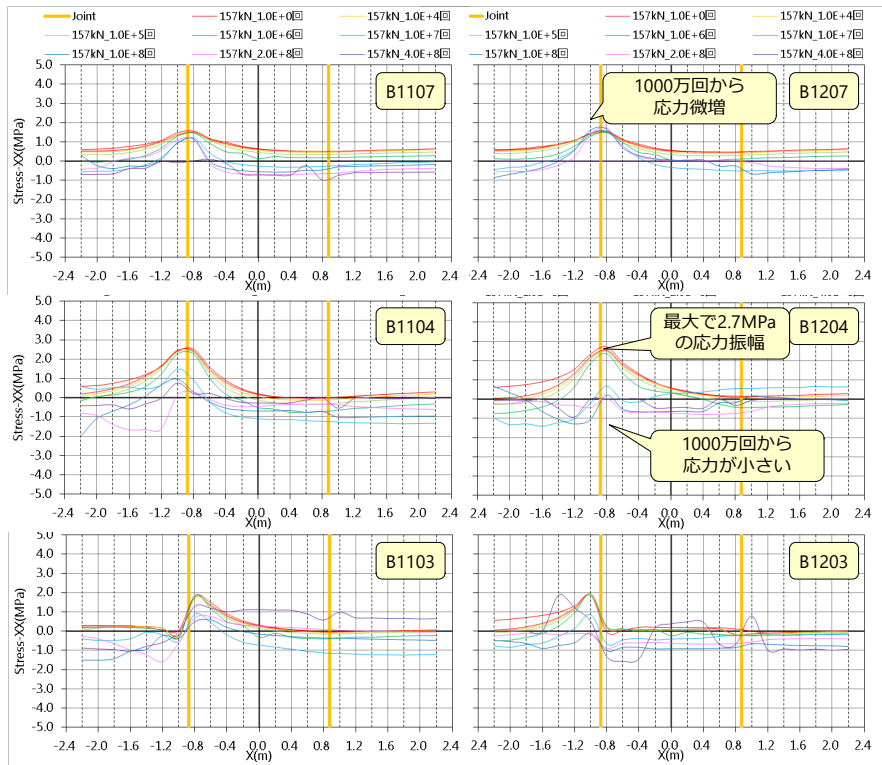
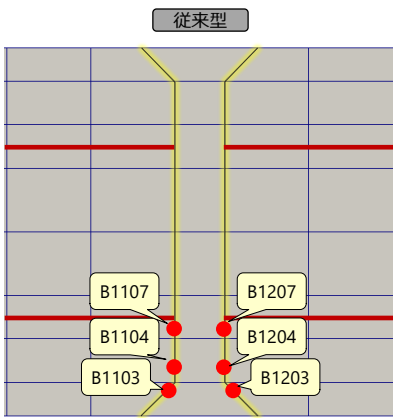


図-6.53 継手部の界面法線方向応力推移 (ケース 3)

【参考文献】

6-1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 2017
 6-2) 北慎一郎、中山逸人、櫻井信彰、前川宏一ほか：半連続プレキャスト床版における梁モデルを用いた継手構造の耐力評価検討，構造工学論文集，Vol. 63A, 2017
 6-3) Koichi Maekawa and Juneid Qureshi：Stress Transfer Across Interfaces in Reinforced Concrete Due to Aggregate Interlock and Dowel Action, J. Materials, Conc. Struct., Pavements, JSCE, No. 557/V-34, 159-172, 1997 February
 6-4) 藤山知加子，商峰，櫻井信彰，前川宏一：直接経路積分法に基づく鋼コンクリート合成床版の疲労寿命推定と損傷モード，土木学会論文集 A Vol. 66, 2010. 3
 6-5) ACI Journal Technical Paper
 6-6) 設計要領 第二集 NEXCO 2017. 7
 6-7) 長尾・広瀬：プレキャスト PC 床版継手の疲労耐久性照査試験、PC 工学会第 26 回シンポジウム論文集、2017. 10

第7章 材料耐久性試験

7.1 試験の目的

提案構造の充填材料は、プレキャスト床版を接合して応力伝達を期待する、構造部材として使用された実績がないため、当該構造における環境作用に対しての性能確認が必要である。

本試験では充填材の施工性能・継手性能・耐久性能・力学的性能に関する照査を行い、有機物を含むモルタルが長期に亘って安定した性能を発揮できるかを確認した。

7.2 引用規格

以下に、本試験の引用規格を列挙する。本試験は、構造物施工管理要領⁷⁻¹⁾の3.5.5 床版上面における断面修復の性能照査に準拠して試験を実施している。なお、各試験における詳細な引用規格は試験概要で述べる。

試験法 439	床版上面における断面修復用補修材の試験方法
JIS A 1138 : 2005	試験室におけるコンクリートの作り方
JIS Z 8401 : 1999	数値の丸め方
JIS A 1107 : 2012	コンクリートからのコア採取方法及び圧縮試験方法
JIS A 1147 : 2007	コンクリートの凝結時間試験方法
JIS A 6024 : 2015	建築補修用及び建築補強用エポキシ樹脂-5.31 可使時間
JIS A 1108 : 2006	コンクリートの圧縮強度試験方法
JIS A 1149 : 2010	コンクリートの静弾性係数試験方法
JIS A 1129-3 : 2010	モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法—第3部：ダイヤルゲージ法
JIS A 1153 : 2012	コンクリートの促進中性化試験方法
JIS A 1171 : 2016	ポリマーセメントモルタルの試験方法
JIS A 1148 : 2010	コンクリートの凍結融解試験方法
JIS A 1127 : 2010	共鳴振動によるコンクリートの動弾性係数、動せん断弾性係数及び動ポアソン比試験方法
JSCE G 572-2003	浸漬によるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法
JSCE G 574-2013	EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法
JIS A 1106 : 2006	コンクリートの曲げ強度試験方法

7.3 試験の種類

充填材の施工性能、継手性能、耐久性能および力学的性能に関する照査は、構造物施工管理要領の3.5.5床版上面における断面修復の性能照査に準拠した。

表-7.1に充填材の性能照査試験性能照査項目を示す。構造物施工管理要領の性能照査と異なる試験項目、試験法および基準値については、黄色でハイライトをつけ記載した。下記に変更した試験項目の概要を記載する。

エポキシ樹脂モルタルの硬化時間

：エポキシ樹脂は発熱反応で硬化が進むため、コンクリートの凝結時間で硬化時間を評価できない。エポキシ樹脂の硬化時間は可使時間（粘度や状態が使用に耐えられなくなるまでの時間）を評価できる「温度上昇法」（ひび割れ補修材の性能評価項目にあり）で評価した。

充填性

：構造物施工管理要領にはない試験項目である。コンクリート/充填材界面に充填不良部が発生した場合、所定の疲労耐久性が確保されないため、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体①）を用いて、充填性能を照査した。

ひび割れ抵抗性

：構造物施工管理要領にある試験項目であるが、試験体形状を変更した。本試験で評価する充填材は、修復すべき断面の形状や使用状況が様々な断面修復材とは異なり使用条件が決まっている。試験体は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体②）を用いて、2面拘束で試験を実施した。

沈下抵抗性

：構造物施工管理要領にはない試験項目である。充填材の自己収縮に伴い継手部に不陸が発生しないかを確認するために追加した。基準値は床版防水工に規定されている基準値を採用した。試験体は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体②）を用いた。

コンクリートとの付着性

：引用規格および試験体形状を変更した。試験体は提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体③）を用いた。試験はJIS A 1106に準拠した曲げ引張試験にてコンクリートと充填材界面の付着性を照査した。基準値は、コンクリート/充填材界面で破断せず、かつ、コンクリート側で破断することとした。

温冷繰返し抵抗性

：構造物施工管理要領にはない試験項目である。コンクリート/充填材界面の付着性能について、実橋に作用する最大・最小温度を適用することで、性能の劣化程度を調べるために実施した。温冷繰返し抵抗性試験はJIS A 1171（ポリマーセメントモルタルの試験方法）に準拠した。試験体形状、温冷繰返し抵抗性試験後の付着性試験および基準値は⑤と同じである。

凍結融解抵抗性（付着性）

：試験体形状、凍結融解後の付着性試験法および基準値を変更した。試験体形状、凍結融解試験後の付着性試験および基準値は⑤と同じである。

静弾性係数

：本構造は充填材の静弾性係数の大きさが疲労耐久性が変化するため、充填材の静弾性係数に管理値を設ける必要がある。基準値は、充填材に要求される静弾性係数の管理値（コンクリートの1/3～1/10）に変更した。

表-7.1 充填材の性能照査試験性能照査項目一覧

構造物施工管理要領		本試験	
要求性能	試験項目	引用規格	試験項目
施工性能	硬化時間	試験法439 JIS A 1147	試験法439 JIS A 1147 ポリマーセメントモルタル 始発時間が30分以上であること エポキシ樹脂モルタル 可発時間が30分以上であること
	初期強度	試験法439 JIS A 1108	試験法439 JIS A 1108 時間制約が特にない場合 24N/mm ² 以上であること 時間制約がある場合 2時間：10N/mm ² 以上であること 4時間：24N/mm ² 以上であること
断面構成に要する性能 (継手性能)	寸法安定性	試験法439 JIS A 1129-3	試験法439 0.025%以下であること
	ひびわれ抵抗性	試験法439	5面拘束試験でひびわれを発生させないこと
	熱膨張率	試験法439 JSCE-K 561	1.0×10 ⁻⁵ /°C±0.5であること
	コンクリートとの付着性	試験法439	コンクリートと断面修復材との付着強度は1.5N/mm ² 以上であること
	中性化抵抗性	試験法439 JIS A 1153	補修設計で定めた中性化速度係数と同等
耐久性	凍結融解抵抗性	試験法439 JIS A 1148	試験法439 JIS A 1148 凍結融解抵抗性 負荷後のコンクリートと断面修復材との付着強度が1.5N/mm ² 以上であること 負荷後の相対動弾性係数が60%以上
	塩塩性	試験法439 JSCE G 572	試験法439 JSCE G 572 補修設計で定めた塩化物イオン拡散係数と同等
	静弾性係数	試験法439 JIS A 1149	試験法439 JIS A 1149 材齢28日における静弾性係数が26.5±5kN/mm ² であること
力学的性能	硬化時間	試験法439 JIS A 1147	試験法439 JIS A 1147 ポリマーセメントモルタル 始発時間が30分以上であること エポキシ樹脂モルタル 可発時間が30分以上であること
	初期強度	試験法439 JIS A 1108	試験法439 JIS A 1108 時間制約が特にない場合 24N/mm ² 以上であること 時間制約がある場合 2時間：10N/mm ² 以上であること 4時間：24N/mm ² 以上であること
	充填性	オリジナル	オリジナル 空隙等の充填不良部がないこと
	寸法安定性	試験法439	試験法439 0.025%以下であること
	ひびわれ抵抗性	オリジナル	オリジナル 2面拘束試験でひびわれを発生させないこと
	沈下抵抗性	オリジナル	オリジナル 充填材の不陸が1mm以下であること
	コンクリートとの付着性	JIS A 1106	JIS A 1106 コンクリート/充填材界面で破断しないこと コンクリート側の破断で終了すること
	中性化抵抗性	試験法439 JIS A 1153	試験法439 JIS A 1153 床版コンクリートと同等以上
	温度冷繰り返し抵抗性	JIS A 1171 JIS A 1106	JIS A 1171 JIS A 1106 コンクリート/充填材界面で破断しないこと コンクリート側の破断で終了すること
	凍結融解抵抗性	試験法439 JIS A 1106	試験法439 JIS A 1106 コンクリート/充填材界面で破断しないこと コンクリート側の破断で終了すること
	塩塩性	試験法439 JIS A 1148	試験法439 JIS A 1148 負荷後の相対動弾性係数が60%以上
	静弾性係数	試験法439 JIS A 1149	試験法439 JIS A 1149 コンクリートの1/3~1/10 (充填材の要求性能管理値)
	試験項目	引用規格	基準値
	硬化時間	試験法439 JIS A 1147	試験法439 JIS A 1147 ポリマーセメントモルタル 始発時間が30分以上であること エポキシ樹脂モルタル 可発時間が30分以上であること
	初期強度	試験法439 JIS A 1108	試験法439 JIS A 1108 時間制約が特にない場合 24N/mm ² 以上であること 時間制約がある場合 2時間：10N/mm ² 以上であること 4時間：24N/mm ² 以上であること
	寸法安定性	試験法439 JIS A 1129-3	試験法439 0.025%以下であること
	ひびわれ抵抗性	試験法439	5面拘束試験でひびわれを発生させないこと
	熱膨張率	試験法439 JSCE-K 561	1.0×10 ⁻⁵ /°C±0.5であること
	コンクリートとの付着性	試験法439	コンクリートと断面修復材との付着強度は1.5N/mm ² 以上であること
	中性化抵抗性	試験法439 JIS A 1153	試験法439 JIS A 1153 補修設計で定めた中性化速度係数と同等
	凍結融解抵抗性	試験法439 JIS A 1148	試験法439 JIS A 1148 凍結融解抵抗性 負荷後のコンクリートと断面修復材との付着強度が1.5N/mm ² 以上であること 負荷後の相対動弾性係数が60%以上
	塩塩性	試験法439 JSCE G 572	試験法439 JSCE G 572 補修設計で定めた塩化物イオン拡散係数と同等
	静弾性係数	試験法439 JIS A 1149	試験法439 JIS A 1149 材齢28日における静弾性係数が26.5±5kN/mm ² であること
	試験項目	引用規格	基準値
	硬化時間	試験法439 JIS A 1147	試験法439 JIS A 1147 ポリマーセメントモルタル 始発時間が30分以上であること エポキシ樹脂モルタル 可発時間が30分以上であること
	初期強度	試験法439 JIS A 1108	試験法439 JIS A 1108 時間制約が特にない場合 24N/mm ² 以上であること 時間制約がある場合 2時間：10N/mm ² 以上であること 4時間：24N/mm ² 以上であること
	寸法安定性	試験法439	試験法439 0.025%以下であること
	ひびわれ抵抗性	オリジナル	オリジナル 2面拘束試験でひびわれを発生させないこと
	沈下抵抗性	オリジナル	オリジナル 充填材の不陸が1mm以下であること
	コンクリートとの付着性	JIS A 1106	JIS A 1106 コンクリート/充填材界面で破断しないこと コンクリート側の破断で終了すること
	中性化抵抗性	試験法439 JIS A 1153	試験法439 JIS A 1153 床版コンクリートと同等以上
	温度冷繰り返し抵抗性	JIS A 1171 JIS A 1106	JIS A 1171 JIS A 1106 コンクリート/充填材界面で破断しないこと コンクリート側の破断で終了すること
	凍結融解抵抗性	試験法439 JIS A 1106	試験法439 JIS A 1106 コンクリート/充填材界面で破断しないこと コンクリート側の破断で終了すること
	塩塩性	試験法439 JIS A 1148	試験法439 JIS A 1148 負荷後の相対動弾性係数が60%以上
	静弾性係数	試験法439 JIS A 1149	試験法439 JIS A 1149 コンクリートの1/3~1/10 (充填材の要求性能管理値)

※1: 黄色ハイライト部: 構造物施工管理要領の性能照査と異なる事項
 ※2: ひび割れ樹脂注入工法用のエポキシ樹脂の品質規格で用いられる試験法
 ※3: オリジナル試験体①~③は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体

7.4 試験体

充填材の性能照査試験に使用する型枠および試験体は、NEXCO 試験方法 第4編 構造関係試験方法「試験法 439 2015 床版上面における断面修復用補修材の試験方法」に準拠した。但し、充填性、ひび割れ抵抗性、沈下抵抗性、コンクリートとの付着性、温冷繰返し抵抗性、凍結融解試験（付着性）の試験体は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体①～③）を用いて評価した。

表-7.2 に試験に使用する型枠および試験体の仕様・寸法を示す。試験法 439 と異なる条件は黄色でハイライトし、記載した。

表-7.2 試験体諸元表

要求性能	箇条	試験項目	型枠の種類(仕様)	試験体の寸法	充填材の養生期間	試験体の養生方法	試験期間	備考
施工性能	6.1.1	硬化時間 (ポリマーセメントモルタル)	内径がφ150mm以上、 内高が150mm以上の金 属製の円筒形	-	-	恒温槽	最終時間まで	
	6.1.1	硬化時間 (エポキシ樹脂モルタル)	500mLのガラス製or プラスチック容器	-	-	恒温槽	1日	
施工性能	6.1.2	初期圧縮強度	鋼製型枠 もしくは 簡易型枠	φ100×H200mm	ポリマー セメント モルタル 2h 4h 7日 28日 エポキシ 樹脂 モルタル ※ 1日 7日 28日	気中養生 (恒温槽)	28日	※2h、4hは完全硬化して おらず、脱型できないた め、圧縮強度は測定して いない。
	6.1.3	充填性	呼び強度50N/mm ² の コンクリート型枠	オリジナル試験体①	7日	気中養生 (室内)	28日	
継手性能	6.2.1	寸法安定性	鋼製型枠	□-100×100×400mm	ポリマー セメント モルタル 脱型: 100分以降 基礎調: 1日 ※基礎調: 1日 材齢2時間 材齢1日	気中養生 (室内)	28日	※材齢100分、2hでは完 全硬化していないため、 脱型および基礎調とも材齢 1日とした。
	6.2.2	ひび割れ 抵抗性	呼び強度50N/mm ² の コンクリート型枠	オリジナル試験体②	28日	気中養生 (室内)	28日	
継手性能	6.2.3	沈下抵抗性	呼び強度50N/mm ² の コンクリート型枠	オリジナル試験体②	28日	気中養生 (室内)	28日	
	6.2.4	コンクリート との付着性	鋼製型枠	オリジナル試験体③	28日 (コンクリート) 7日 (充填材)	水中養生	7日	
耐久性能	6.3.1	中性化抵抗性	鋼製型枠	□-100×100×400mm	7日	気中養生	26週	1w、4w、8w、13w、26w で計測
	6.3.2	温冷繰返し抵抗性 (付着性)	鋼製型枠	オリジナル試験体③	28日 (コンクリート) 7日 (充填材)	水中養生	10サイクル (10日)	
耐久性能	6.3.3	凍結融解抵抗性 (付着性)	鋼製型枠	オリジナル試験体③	28日 (コンクリート) 7日 (充填材)	水中養生	50日 (300サイクル)	
	6.3.4	凍結融解抵抗性 (相対動弾性係 数)	鋼製型枠	□-100×100×400mm	7日	気中養生	50日 (300サイクル)	
力学的性能	6.3.5	遮塩性	鋼製型枠 もしくは 簡易型枠	φ100×H=200mm	7日	気中養生	91日	3か月で計測
	6.4	静弾性係数 ポアソン比	鋼製型枠 もしくは 簡易型枠	φ100×H=200mm	28日	気中養生 (恒温槽)	28日	

7.5 コンクリートおよび充填材の配合

① コンクリートの配合

オリジナル試験体①～③で使用するコンクリートは、プレキャスト PC 床版を想定し呼び強度 50 N/mm²のコンクリートを用いた。コンクリートの使用材料 (No.C-1、No.C-2) を表-7.3 に、コンクリートの配合 (No.C-1、No.C-2) を表-7.4 に示す。コンクリートの使用材料および配合が 2 条件となっている理由は、コンクリートを作製した試験機関が異なるためである。なお、No.C-1、No.C-2 とも、50 N/mm²の強度発現を確認した試験体を使用した。

表-7.3 コンクリートの使用材料

(a) No.C-1

試験体	セメントの種類※1	細骨材※2		粗骨材※3	
		表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)
オリジナル試験体① オリジナル試験体②	H	2.56	2.30	2.65	0.62

※1：三菱マテリアル(株)製 (密度：3.14g/cm³)

※2：砂 (陸砂、茨城県行方市麻生産)

※3：砕石 (砂岩、茨城県笠間市片庭産)

(b) No.C-2

試験体	セメントの種類※1	細骨材※2		粗骨材※3	
		表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)
オリジナル試験体③	H	2.57	2.55	2.65	0.65

※1：太平洋セメント社製 (密度：3.14g/cm³)

※2：砂 (静岡県掛川市産)

※3：砕石 (茨城県桜川市産)

表-7.4 コンクリートの配合

(a) No.C-1

配合条件						
セメントの種類	呼び強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
H	50	20	50	3.0	31.7	49.0
単位重量 (kg/m ³)						
セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤※1		
568	180	763	824	9.09		

※1：高性能 AE 減水剤 標準形 I 種 (マスターグレニウム SP8SV)

(b) No.C-2

配合条件						
セメントの種類	呼び強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
H	50	20	8±2.5	4.5±1.5	40	42.8
単位重量 (kg/m ³)						
セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤 ^{※1}		
413	165	724	1000	適宜		

※1：AE 減水剤 標準形 I 種 (BASF ジャパン社製 ポゾリス No. 70 を使用)

② ポリマーセメントモルタル

本試験に使用するポリマーセメントモルタルの使用材料を表-7.5に、ポリマーセメントモルタルの配合を表-7.6に示す。

いずれも断面修復用のポリマーセメントモルタルの配合を基に改良した配合である。No.P-1は静弾性係数がコンクリートの1/2～1/3になるように、No.P-2はより疲労耐久性を向上させるために静弾性係数がコンクリートの1/3～1/4になるように配合設計した。また、No.P-3は凍結融解抵抗性の向上を目的に、P/CはNo.P-2同等程度に維持し、W/CはNo.P-2より少なくすることで硬化体組織がより緻密になるように配合設計した。

表-7.5 ポリマーセメントモルタルの使用材料

使用材料	備考
プレミックス材	従来品および低弾性品（配合改良）
混和液	スチレンブタジエン系ポリマー
凝結遅延剤	通常用（35℃条件下では夏季用を併用）

表-7.6 ポリマーセメントモルタルの配合

配合 No.	環境温度	P/C (%)	W/C (%)	プレミックス材 (kg/m ³)	混和液 (ポリマー) (kg/cm ³)	混和液 (水) (kg/m ³)	凝結遅延剤 (プレミックス材 × %)
P-1	23+/- 2℃	18.7	28.0	1608	120.8	181.2	0.5
	35+/- 2℃						0.7 (通常用) 0.03 (夏季用)
	5+/-2℃						0.1
P-2	23+/- 2℃	17.8	26.7	1303	138.8	208.2	0.7
	35+/- 2℃						0.9 (通常用) 0.03 (夏季用)
	5+/-2℃						0.3
P-3	23+/- 2℃	17.3	21.2	1376	144.9	177.1	0.7

③ エポキシ樹脂モルタル

本試験に使用するエポキシ樹脂モルタルの使用材料を表-7.7 に、エポキシ樹脂モルタルの配合を表-7.8 に示す。

No.E-1 は、静的載荷試験に用いた配合である。No.E-1 はエポキシ樹脂リッチのため静弾性係数が呼び強度 50 N/mm² のコンクリートに対して 1/60 と軟らかい。静的載荷試験において継手端部に設計荷重を載荷した際、0.1mm の段差が発生したことから、使用性に問題が生じる可能性がある配合である。

No.E-2 は、No.E-1 を踏まえ樹脂やフィラーの量・フィラーの大きさを変更して、静弾性係数がコンクリートの 1/10 になるように改良した配合である。

エポキシ樹脂モルタルの配合は、No.E-1 の改良版である No.E-2 が本命であるが、配合改良による影響がない試験（中性化抵抗性、遮塩性）は No.E-1 の配合を用いて評価した。

表-7.7 エポキシ樹脂モルタルの使用材料

使用材料	備考
主剤	変性エポキシ樹脂
硬化剤	変性脂肪族ポリアミン
フィラー	微粉末骨材

表-7.8 エポキシ樹脂モルタルの配合

配合 No.	混合比	主剤	硬化剤	フィラー
		変性エポキシ樹脂	変性脂肪族ポリアミン	微粉末骨材
E-1 (23+/-2°C) (35+/-2°C)	重量比	100	45	—
	重量比	1		6.0
E-2 (23+/-2°C) (35+/-2°C)	重量比	100	40	—
	重量比	1		6.8

7.6 試験概要

試験体作製時の温度は、試験法 439 に準拠し温度を $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ を標準とした。また、施工性能(凝結試験、初期強度)および力学的性能(静弾性係数)については、 $35\pm 2^{\circ}\text{C}$ (夏季環境相当)および $5\pm 2^{\circ}\text{C}$ (冬季環境相当)についても確認した。

7.6.1 施工性能に関する試験

施工性能に関する試験は、硬化時間、初期圧縮強度および充填性に関する試験を実施した。下記に、試験方法の詳細および試験結果を示す。

① 硬化時間

ポリマーセメントモルタルの硬化は、セメントの水和過程がポリマーフィルム等の形成過程より先行するため、試験法 439 (JIS A 1147) に準拠しコンクリートの凝結時間で硬化時間を評価した。

エポキシ樹脂モルタルは、エポキシ樹脂の発熱反応で硬化が進むため、コンクリートの凝結時間で硬化時間を評価できない。よって、エポキシ樹脂の硬化時間は可使用時間(粘度や状態が使用に耐えられなくなるまでの時間)を評価できる「温度上昇法」で評価した。温度上昇法は、ひび割れ樹脂注入工法用のエポキシ樹脂の品質規格のうち、可使用時間を評価するために用いられる試験法である。本試験では、JIS A 6024 に準拠してエポキシ樹脂の可使用時間を評価した。

• 引用規格

ポリマーセメントモルタル

試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法
(NEXCO 試験方法 第4編 構造関係)試験方法)

JIS A 1147:2007 コンクリートの凝結時間試験方法

エポキシ樹脂モルタル

JIS A 6024:2015 建築補修用及び建築補強用エポキシ樹脂の 5.31 の可使用時間

• 試験用装置および器具

コンクリートの凝結時間試験方法 (ポリマーセメントモルタル)

貫入抵抗試験装置

油圧又はスプリングを介して貫入針に貫入力を与える機構をもつものを使用した。貫入に要する力を圧力計又はスプリングによって最大 1kN まで、精度 10N で測定できるものとした。

貫入針

貫入針は、貫入部が均一な円形断面の鋼製で、先端を平面に仕上げたものとし、かつ、反対側を貫入抵抗試験装置に脱着可能となるように加工したものを用いた。貫入針の断面積は、 100mm^2 、 50mm^2 、 25mm^2 および 12.5mm^2 のものを標準とする。貫入針は、先端から 25mm の位置の円周に刻印を付けたものとした。

容器

容器は、水密で十分強固なものとし、内径が 150mm 以上、内高 150mm 以上の金属製の円筒形とした。

突き棒

突き棒は、直径 16mm、長さ 260mm の丸鋼とし、その先端を半球状にしたものとする。

可使用時間 (エポキシ樹脂モルタル)

恒温槽

試験温度を保持でき、必要な場合は相対湿度 $50\pm 5\%$ を保持可能な恒温恒室槽を用いた。

容器

500mL の PP 容器を用いた。

はかり

300g \pm 0.1g を秤量できるものを用いた。

温度計

JIS C 1602 の 3。(種類)に規定された素線径 0.65mm の熱電対、もしくは JIS C 1605 で測温接点接地形で金属シースの外径が 6mm 以下の熱電対、または JIS C 1611 に規定された保護

管の外径が 6mm 以下のものを自動記録装置付き温度計に接続して一体化したものを用了。

ポリマーセメントモルタルおよびエポキシ樹脂モルタルの試験配合および試験体数は表-7.9 に示すとおりである。なお No.P-1 は既存のデータがあるため試験を実施しない計画になっていたが、その他物性評価用試験体を同様の遅延剤量で測定するため、再度試験を実施することとした。

表-7.9 試験配合および試験体数

充填材	試験体作製前の 使用材料の養生	試験時の環境	配合 No。	試験体数
				合計
ポリマーセメントモルタル	23±2°C (50+/-10) % 1 日間	23±2°C	P-1	1
ポリマーセメントモルタル (夏用)	35±2°C (50±10) % 1 日間	35±2°C	P-1※1	1
ポリマーセメントモルタル (冬用)	5±1°C 1 日間	5±2°C	P-1※1	1
ポリマーセメントモルタル	23±2°C (50±10) % 1 日間	23±2°C	P-2	1
ポリマーセメントモルタル (夏用)	35±2°C (50±10) % 1 日間	35±2°C	P-2※1	1
ポリマーセメントモルタル (冬用)	5±1°C 1 日間	5±2°C	P-2※1	1
エポキシ樹脂モルタル	23±2°C (50±10) % 1 日間	23±2°C (50±10) %	E-2	1
エポキシ樹脂モルタル (夏用)	35±2°C (50±10) % 1 日間	35+/-2°C (50±10) %	E-2	—

※1：凝結遅延剤の量で凝結時間を調整

● 試験方法

コンクリートの凝結時間試験方法（ポリマーセメントモルタル）

ポリマーセメントモルタルの原料（プレミックス材、混和液、水）および試料容器は、表-7.9 に示す試験体作製前の使用材料の養生を行った。

ポリマーセメントモルタルを練混ぜた後、ポリマーセメントモルタルを容器の軸にほぼ対称となるように、一層で入れた。

容器に入れた試料の上面を突き棒でならし、約 1000mm^2 について 1 回の割合で突いた。この割合で突いて材料の分離を生じるおそれがあるときには、分離を生じない程度に突き数を減らした。突き終わった後、容器の側面を軽くたたいて突き穴をなくし、上面を容器の上端より約 10mm 低くなるように均した。試料の表面は、最小の作業で平滑な面となるようにコテで均した。

試験体の養生および貫入試験は、所定の環境温度になるように設定した恒温恒湿槽内で実施した。また、試料を入れた容器を振動しないような水平な台又は床の上に置いた。試験中の試験体養生にプラスチック板を用いた。

ブリーディング水がある場合には、貫入試験を行う直前に、試料の表面のブリーディング水をピペット、その他の適切な器具を用いて吸い取った。なお、ブリーディング水を取り除く際は、貫入試験を行う約 2 分前に、厚さ約 30mm のブロックなどを容器の底部片側に挟んで容器を注意深く傾けて置いた。ブリーディング水を取り除いた後、振動を与えないように注意して容器を元の状態に戻した。

試料の硬化状態に応じて適切な断面積をもつ貫入針を選び、貫入抵抗試験装置に取り付けた。貫入針を試料中に注意深く鉛直下方に 25mm 貫入させた。貫入の深さは、貫入針につけた刻印で確かめた。貫入に要する時間は約 10 秒とした。

貫入試験を行った時刻および貫入に要した力 (N) を、装置から読み取って記録した。

貫入に当っては、前の貫入試験で乱された部分を避けて貫入させるように注意した。貫入針の純間隔は、用いる針の直径の 2 倍以上で、かつ、 15mm 以上とした。また、貫入針と容器側面との純間隔は、 25mm 以上とした。

測定開始時間（基準時間）は練混ぜ後とした。

②で求めた貫入抵抗値が 28.0 N/mm^2 を超えるまで貫入試験を続行した。また、練混ぜ後 30 分時には必ず貫入試験を行った。貫入試験は、貫入抵抗値が 28.0 N/mm^2 を超えるまで少なくとも 6 回行った。

可使時間（エポキシ樹脂モルタル）

エポキシ樹脂モルタルの原料（エポキシ樹脂の主剤および硬化剤、フィラー）および試料容器は、表-7.9 に示す試験体前養生を行った。

500mL の PP 容器で総量 300g のエポキシ樹脂モルタルを練り混ぜた。

測定開始時間（基準時間）は混合開始からとした。

測定時間は最高発熱温度をむかえるまでとした。

1 回の測定の時間及び／又は分で表示した。

● 計算

コンクリートの凝結時間試験方法（ポリマーセメントモルタル）

貫入試験を行った時刻から基準時間（練り混ぜ後）までの経過時間を分の単位まで求めた。

貫入に要した力 (N) を、用いた貫入針の断面積 (mm^2) で除し、四捨五入によって小数点以下 1 けたに丸め、貫入抵抗値 (N/mm^2) とした。

①の経過時間を横軸に取り、②の貫入抵抗値を縦軸にとって、結果を図示した。図から貫入抵抗値が 3.5 N/mm^2 になるまでの経過時間を直線補間などにより、5 分の単位まで読み取った。

貫入抵抗値が 3.5 N/mm^2 になるまでの時間を、ポリマーセメントモルタルの始発時間（硬化時間）とした。

貫入抵抗値が 28.0 N/mm^2 になるまでの時間を、ポリマーセメントモルタルの終結時間とした。

可使時間（エポキシ樹脂モルタル）

図-7.1 に示すように試料の発熱温度が急激に立ち上がる場合は、式 7.6.1 によって算出し、発熱温度が急激に立ち上がる時間の 70% を可使時間（硬化時間）とした。

図-7.2 に示すように試料の発熱温度が急激に立ち上がらない場合は、式 7.6.2 によって算出し、最高発熱温度到達時間の 50% を可使時間（硬化時間）とした。

3 回の平均値を求め、四捨五入によって整数に丸めた。

$$T_1 = t_1 \times 0.7 \quad \text{式 7.6.1}$$

$$T_2 = t_2 \times 0.5 \quad \text{式 7.6.2}$$

ここに、

T_1 : 試料の発熱温度が急激に立ち上がる場合の可使時間 (分)

T_2 : 試料の発熱温度が急激に立ち上がらない場合の可使時間 (分)

t_1 : 立ち上がり点までの時間 (分)

t_2 : 最高発熱温度到達時間 (分)

立ち上がり点までの時間 112 分の場合

$$112 \times 0.7 = 78 \text{ 分} = 1 \text{ 時間 } 18 \text{ 分}$$

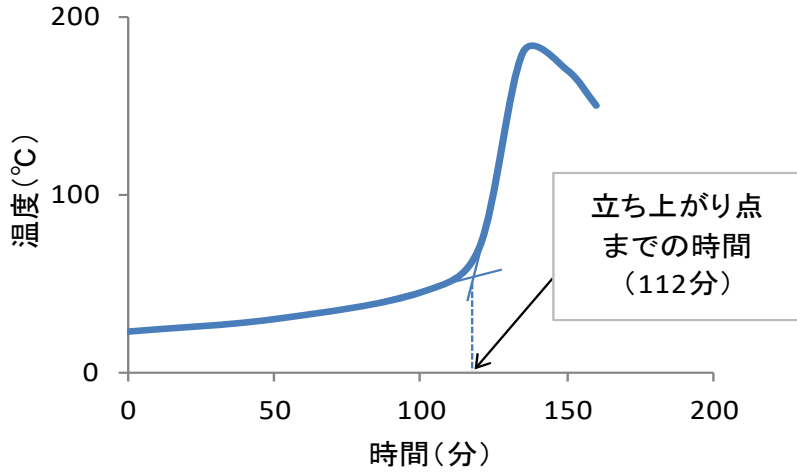


図-7.1 急激に立ち上がる場合 (最初の変曲点から上方に推移する場合)

最高発熱温度到達時間 162 分の場合

$$162 \times 0.5 = 81 \text{ 分} = 1 \text{ 時間 } 21 \text{ 分}$$

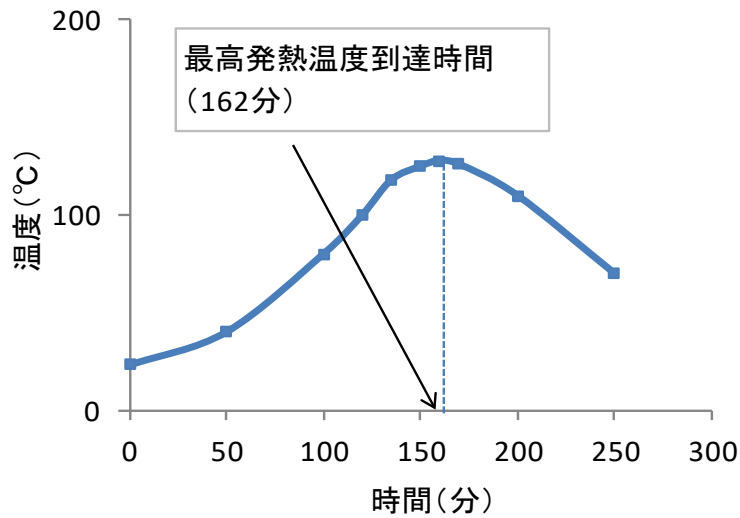


図-7.2 急激に立ち上がらない場合 (最初の変曲点から下方に推移する場合)

● 試験結果

ポリマーセメントモルタルの硬化時間（凝結時間）

表-7.10 にポリマーセメントモルタルの凝結時間の測定結果を示す。

No.P-1 の始発時間は、47 分～50 分、No.P-2 の始発時間は 43 分～60 分であった。水和による発熱反応が抑制されているのは、添加する凝結遅延剤の量で凝結時間を調整しているためである。

上記より、何れの配合および環境温度においても、「始発時間が 30 分以上である」ことを確認した。

表-7.10 ポリマーセメントモルタルの硬化時間

配合 No. / 測定項目		環境温度		
		5°C	23°C	35°C
P-1	始発	50 分	47 分	72 分 (1 時間 12 分)
	終結	58 分	62 分 (1 時間 02 分)	84 分 (1 時間 24 分)
P-2	始発	60 分 (1 時間)	43 分	52 分
	終結	65 分 (1 時間 05 分)	58 分	65 分 (1 時間 05 分)

エポキシ樹脂モルタルの可使時間

表-7.11 にエポキシ樹脂モルタルの可使時間測定結果を示す。

エポキシ樹脂モルタルの可使時間は、練混ぜ後 40 分で急激な温度上昇がなくなり、測定時間 107 分程度まで温度が変化しない履歴となり、表-7.1 および表-7.2 の何れにも該当しない結果となった（図-7.3）。このような温度履歴になった要因は、配合改良に伴いフィラー量を多くし樹脂量が減ったため、エポキシ樹脂の硬化反応に伴う発熱量が減ったためと考えられる。

図-7.2 に示す急激に立ち上がらない場合の算出方法を用いて可使時間を算出した。練混ぜ後 60 分を最高発熱到達温度とした場合：30 分、練混ぜ後 40 分を最高発熱到達温度とした場合：20 分となる。

<対策>

フィラー量を多くし樹脂量が減った E-2 のエポキシ樹脂モルタルの可使時間は、温度上昇法での測定では可使時間の判定が困難なことから、フロー値や粘性の測定など充填性が確保できる試験方法（管理方法）とする。

表-7.11 エポキシ樹脂モルタルの可使時間

測定項目 / 配合 No.		環境温度		
		5°C	23°C	35°C
可使時間	E-2	未実施	Min. 20 分 Max. 30 分	未実施

※：図-7.2 急激に立ち上がらない場合で可使時間を算出

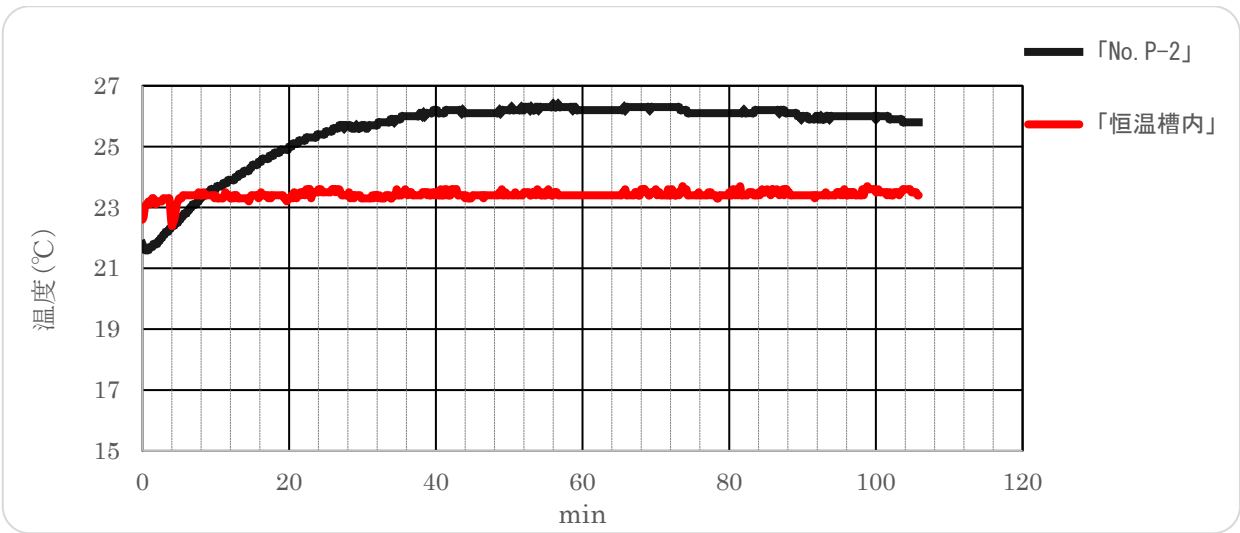


図-7.3 温度上昇法による可使時間試験結果

② 初期圧縮強度

初期圧縮強度は、試験法 439 に準拠し実施した。下記に試験方法の詳細および試験結果を示す。なお、試験法 439 と異なる条件は黄色でハイライトし記載した。

● 引用規格

試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法
(NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法)

JIS A 1108 : 2006 コンクリートの圧縮強度試験方法

JIS A 1132 : 2014 コンクリート強度試験用試験体のつくり方

● 試験用装置及び器具

型枠

非吸水性でセメント、ポリマーおよびエポキシ樹脂に侵されない材料で造られた鋼製型枠または簡易型枠を用いた。また、供試体を作る時に漏水のないものとした。幾つかの部品からなる型枠の場合、その継ぎ目には油土、硬いグリースなどを薄くつけて組み立てた。

型枠の内面には、充填材を打ち込む前に鉍物性の油または非反応性の剥離剤を薄く塗るものとする。

充填材の締固め

実施工を想定し、突き棒または内部振動機を用いた。

突き棒

突き棒は、先端を半球状とした直径 16mm、長さ約 500~600mm の丸鋼を用いた。

内部振動機

使用していない。

試験機

JIS B 7721 の 7. (試験機の等級) に規定する 1 等級以上のものを用いた。

試験機の上下の加圧板

鋼製とし、圧縮面は磨き仕上げしているものを用いた。

● 試料

初期圧縮強度用試験体は $\phi 100 \times H200\text{mm}$ の円柱試験体とした。

充填材の試験配合、試験体数は表-7.12 に示すとおりである。

初期圧縮強度の測定は、下記とした。

ポリマーセメントモルタル : 2 時間、4 時間、7 日、28 日

エポキシ樹脂モルタル : 1 日、7 日、28 日

※2 時間、4 時間は軟らかく脱型できないため実施していない。

試験体の個数は、同一条件の試験に対して N=3 個とした。

試験体の養生は気中養生とした。

充填材の練混ぜは下記とした。

ポリマーセメントモルタル

所定量の混和液に凝結遅延剤を加えて混練、粉体を投入し 120 秒混練した。

エポキシ樹脂モルタル

主剤に硬化剤を加え、パール缶ミキサーを用い 60 秒攪拌を行った。

主剤、硬化剤の混合を確認後、フィラー（骨材）を加え 180 秒攪拌を行った。

型枠への充填材の打設および締固めは下記とした。

ポリマーセメントモルタル

突き棒、木槌を用いて 2 層詰めにて、型枠成型した。流し込みが出来る場合は 1 層詰めにて型枠成型した。

エポキシ樹脂モルタル

型枠に充填量の半分を投入し、ヘラで型枠側面をなぞるように充填を行った。

残りの充填材を投入し、同様にヘラで側面をなぞるように充填を行った。

上面の均しは、型枠の上端より上方の充填材は取り除き、表面は均した。

試験体の上面仕上げは、研磨により充填材に悪影響を与えないように行った。

表-7.12 試験配合および試験体数

充填材	試験時の環境	配合 No.	試験体数					
			2 時間	4 時間	1 日	7 日	28 日	合計
ポリマーセメント モルタル	23±2℃	P-1	3	3	—	3	3	12
ポリマーセメント モルタル (夏用)	35±2℃	P-1※1	3	3	—	3	3	12
ポリマーセメント モルタル (冬用)	5±2℃	P-1※1	3	3	—	3	3	12
ポリマーセメント モルタル	23±2℃	P-2	3	3	—	3	3	12
ポリマーセメント モルタル (夏用)	35±2℃	P-2※1	3	3	—	3	3	12
ポリマーセメントモ ルタル (冬用)	5±2℃	P-2※1	3	3	—	3	3	12
エポキシ樹脂 モルタル	23±2℃	E-2	—	—	3	3	3	9
エポキシ樹脂 モルタル (夏用)	35±2℃	E-2	—	—	3	3	3	9

※1：凝結遅延剤の量で凝結時間を調整

● 試験方法

供試体の直径及び高さを、それぞれ 0.1mm 及び 1mm まで測定した。直径は、供試体高さの中央で、互いに直交する 2 方向について測定した。

試験機は、試験時の最大荷重が指示範囲の 20～100% となる範囲で使用した。同一試験機で指示範囲を変えることができる場合は、それぞれの指示範囲を別個の指示範囲とみなした。

供試体設置前に、供試体の上下端面及び上下の加圧板の圧縮面を清掃した。

供試体を、供試体直径の 1% 以内の誤差で、その中心軸が加圧板の中心と一致するように置いた。

試験機の加圧板と供試体の端面とは、直接密着させ、その間にクッション材等はいれていない。

供試体に衝撃を与えないように一様な速度で荷重を加えた。荷重を加える速度は、圧縮応力度の増加が毎秒 $0.6 \pm 0.4 \text{ N/mm}^2$ になるようにした。

供試体が急激な変形を始めた後は、荷重を加える速度の調節を中止して、荷重を加え続けた。

供試体が破壊するまでに試験機が示す最大荷重を有効数字 3 けたまで読み取った。

● 計算

圧縮強度は、式 7.6.3 によって算出し、四捨五入を行って有効数字 3 けたに丸めた。

$$f_c = \frac{P}{\pi \times \left(\frac{d}{2}\right)^2} \quad \text{式 7.6.3}$$

ここに、 f_c ：圧縮強度 (N/mm²)

P ：最大荷重 (N)

d ：供試体の直径 (mm)

● 試験結果

ポリマーセメントモルタルの初期圧縮強度

表-7.13、図-7.4 にポリマーセメントモルタルの初期圧縮強度の測定結果を、図-7.5 に初期圧縮強度

の強度発現率を示す。

時間制約がない場合

配合、環境温度にかかわらず、材齢 7day で基準値：24 N/mm² 以上を満足していた。材齢 2 時間の強度発現率は、No.P-1 で 81～84%、No.P-2 で 71～91%であった。

時間制約がある場合

2 時間の基準値：10 N/mm² 以上（呼び強度 50 の場合、強度発現率=20%）

配合、環境温度にかかわらず基準値を満足していた。その時の初期圧縮強度は No.P-1 で 12～15 N/mm²、No.P-2 で 11～17 N/mm² であり基準値と同等以上であった。強度発現率は、No.P-1 で 33～51%、No.P-2 で 40～51%であった。

4 時間の基準値：24 N/mm² 以上（呼び強度 50 の場合、強度発現率=48%）

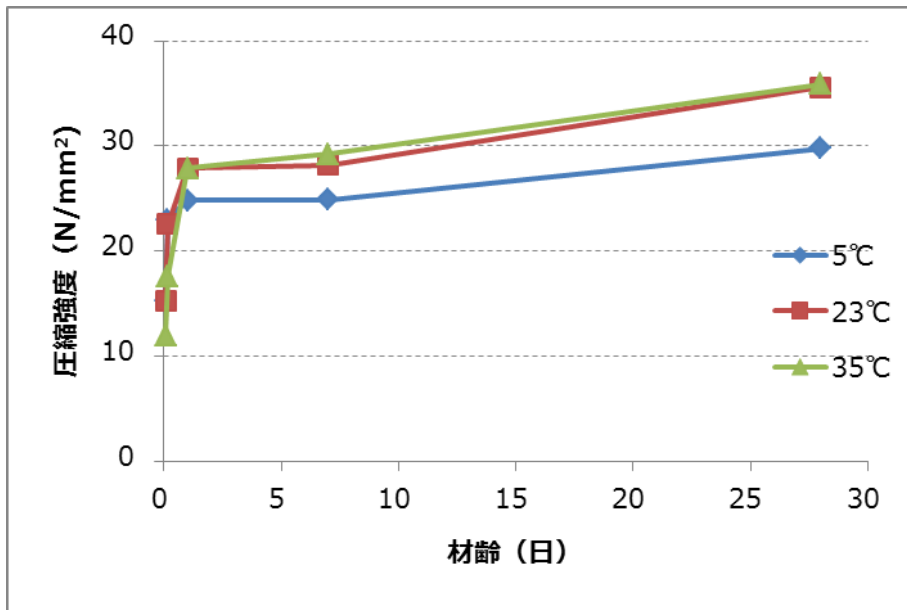
材齢 4 時間の初期圧縮強度は No.P-1 で 18～23 N/mm²、No.P-2 で 20～23 N/mm² であり、No.P-1、No.P-2 とも僅かに基準値を満足しなかった。強度発現率は、No.P-1 で 49～77%、No.P-2 で 54～78%であった。

<対策>

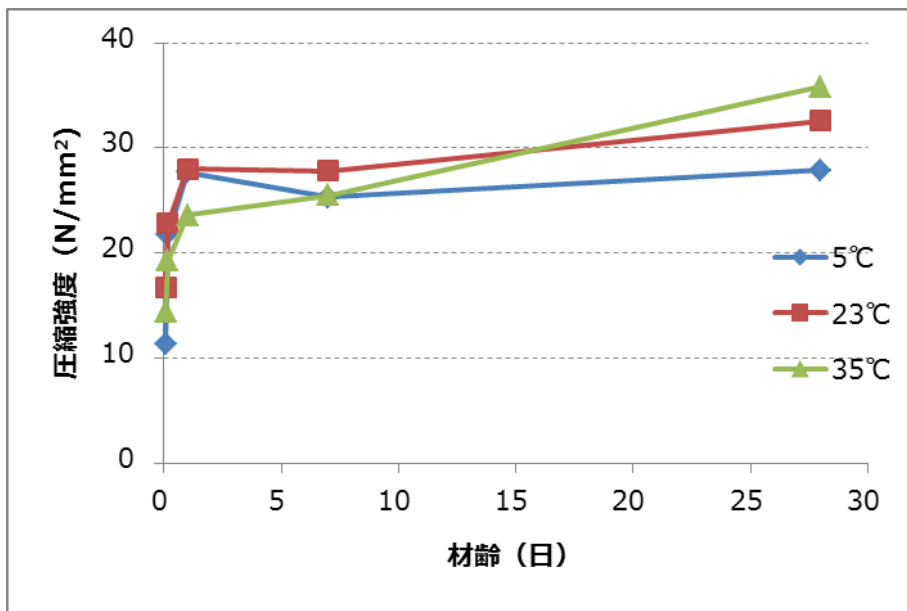
時間制約がある場合の対策として、凝結遅延剤量の調整により、可使時間を確保しつつ、強度発現を満足させることは可能である。

表-7.13 ポリマーセメントモルタルの初期圧縮強度

配 No.	環境温度	測定項目	材齢			
			2 時間	4 時間	7 日	28 日
P-1※1	5°C	最大荷重 (N)	120.0	180.5	195.5	234.0
		圧縮強度 (N/mm ²)	15.3	23.0	24.9	29.8
		発現率 (%)	51	77	84	100
P-1	23°C	最大荷重 (N)	120.0	177.5	221.5	265.5
		圧縮強度 (N/mm ²)	15.3	22.6	28.2	33.8
		発現率 (%)	45	67	83	100
P-1※1	35°C	最大荷重 (N)	94.0	138.0	229.0	282.0
		圧縮強度 (N/mm ²)	12.0	17.6	29.2	35.9
		発現率 (%)	33	49	81	100
P-2※2	5°C	最大荷重 (N)	89.5	170.5	198.5	219.0
		圧縮強度 (N/mm ²)	11.4	21.7	25.3	27.9
		発現率 (%)	41	78	91	100
P-2	23°C	最大荷重 (N)	131.0	179.0	218.0	256.0
		圧縮強度 (N/mm ²)	16.7	22.8	27.8	32.6
		発現率 (%)	51	70	85	100
P-2※2	35°C	最大荷重 (N)	113.0	151.5	201.0	281.0
		圧縮強度 (N/mm ²)	14.4	19.3	25.5	35.8
		発現率 (%)	40	54	71	100

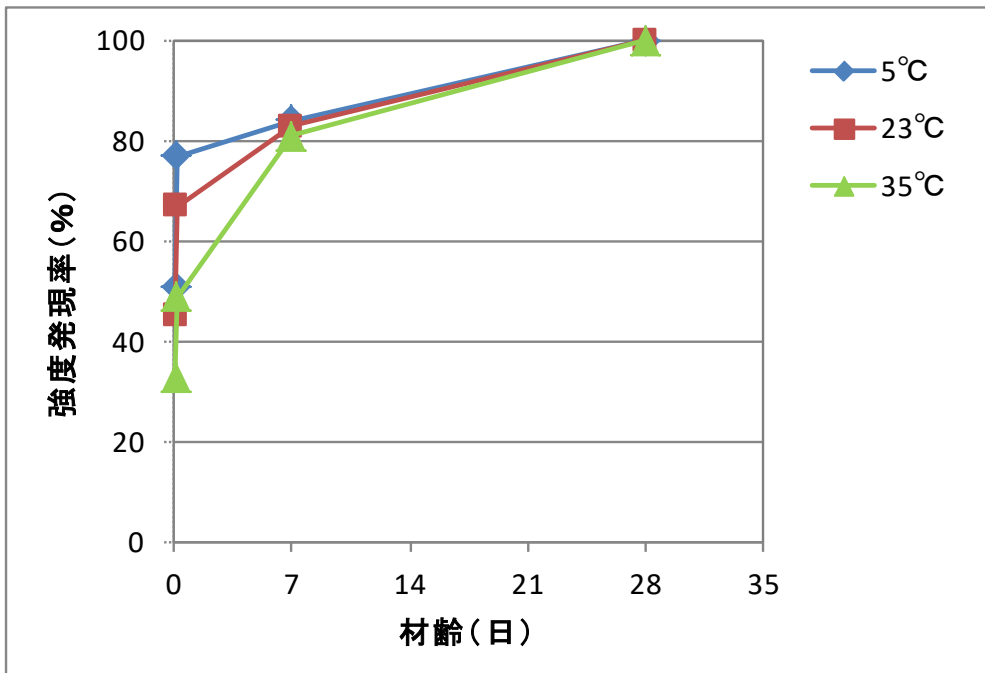


(a) No. P-1 (従来品)

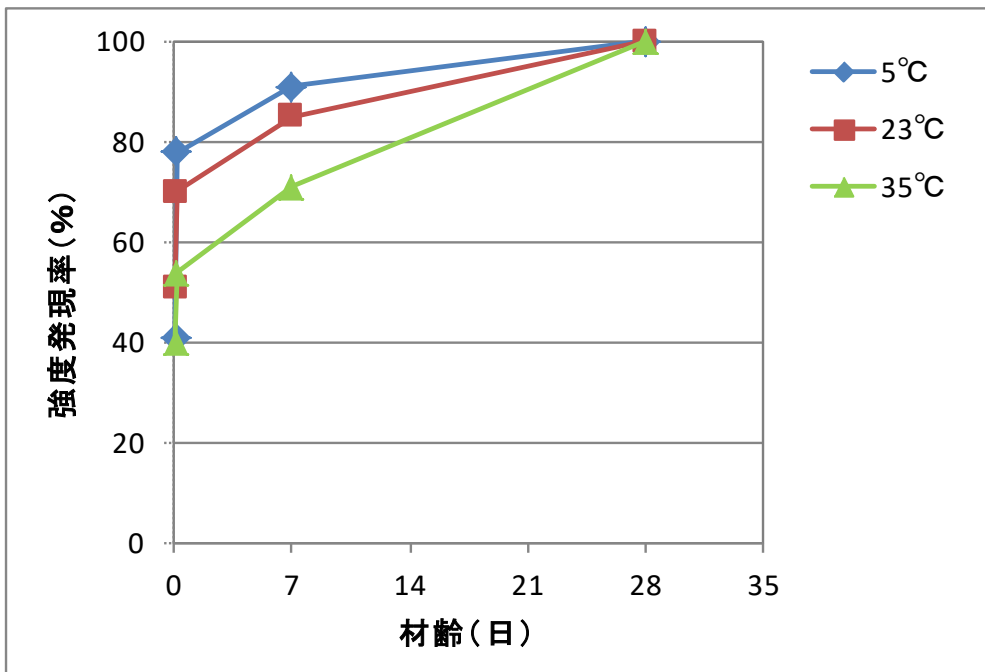


(b) No. P-2 (低弾性品)

図-7.4 ポリマーセメントモルタルの初期圧縮強度



(a) No. P-1 (従来品)



(b) No. P-2 (低弾性品)

図-7.5 ポリマーセメントモルタルの初期圧縮強度発現率

エポキシ樹脂モルタルの初期圧縮強度

表-7.14、図-7.6 にエポキシ樹脂モルタルの初期圧縮強度の測定結果を、図-7.7 に初期圧縮強度発現率を示す。

時間制約がない場合

環境温度：35°Cは材齢 1day で、環境温度：23°Cは材齢 3 日で、基準値：24 N/mm² 以上を満足していた。その時の強度発現率は、35°Cで 57%、23°Cで 56%であった。

時間制約がある場合

エポキシ樹脂モルタルの場合、打設後 2 時間、4 時間は軟らかいため（硬化していないため）、圧縮強度を測定できなかった。

<対策>

時間制約がある場合の対策は、充填性、静弾性係数を満足するために配合調整が必要だが、現行品の速硬化樹脂（アルファテック 110W-HF）で対応可能である。

※アルファテック 110W-HF の強度発現性（カタログ値、試験法：JIS K 7208）は下記である。

20°C×1 時間	: 15 N/mm ²
20°C×2 時間	: 50 N/mm ²
20°C×1 日	: 85 N/mm ²
20°C×7 日	: 90 N/mm ²

表-7.14 エポキシ樹脂モルタルの初期圧縮強度

配合 No.	環境温度		1日	7日	28日
E-2	23℃	最大荷重 (N)	155.5	309.0	411.5
		圧縮強度 (N/mm ²)	19.8	39.4	52.4
		発現率 (%)	38	75	100
E-2	35℃	最大荷重 (N)	243.5	358.0	425.0
		圧縮強度 (N/mm ²)	31.0	45.6	54.1
		発現率 (%)	57	84	100

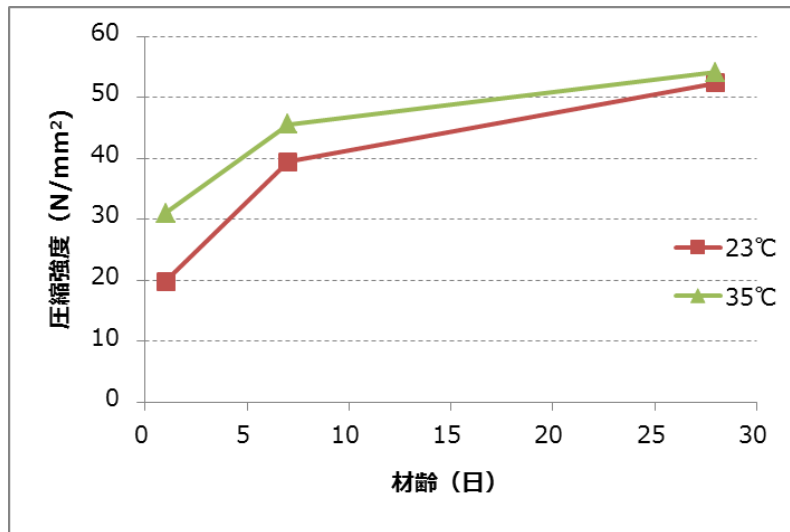


図-7.6 エポキシ樹脂モルタルの初期圧縮強度

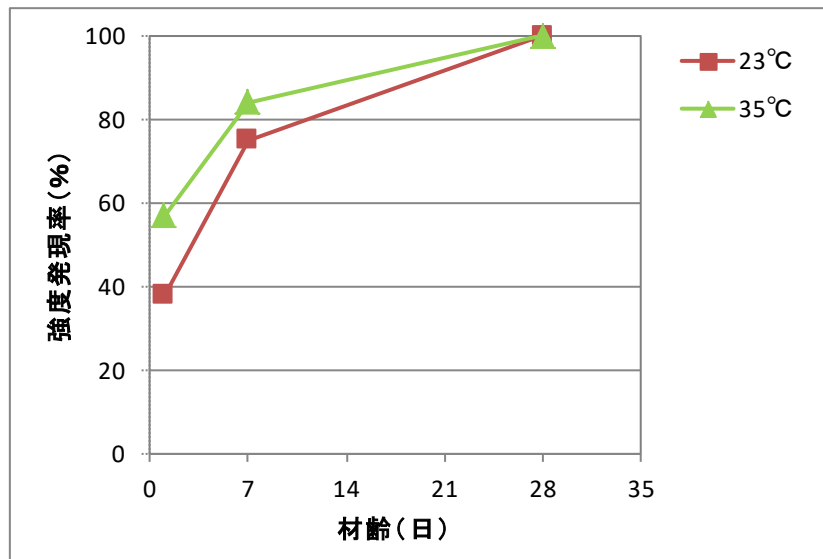


図-7.7 エポキシ樹脂モルタルの初期圧縮強度発現率

③ 充填性

構造物施工管理要領にはない試験項目である。コンクリート/充填材界面に充填不良部が発生した場合、所定の疲労耐久性が確保されないため、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体①）を用いて充填性能を照査した。継手部の間隔（充填幅）は、各材料の施工性に応じて施工誤差を考慮した設計値の管理値を決めている。ポリマーセメントモルタルは $30 \pm 10\text{mm}$ 、エポキシ樹脂モルタルは $20 \pm 10\text{mm}$ である。充填性確認試験の充填幅は、管理値の最小値を目標値として試験体を組み立てた。下記に、試験方法の詳細および試験結果を示す。

● 引用規格

なし

● 試験用装置及び器具

充填性確認試験の試験体は、オリジナル試験体①（図-7.8）とした。

型枠は、表-7.15 に示す呼び強度 50 N/mm^2 の配合で作製したコンクリート製の板（ $L=1000\text{mm} \times H=250\text{mm} \times 50\text{mm}$ ）を使用した。充填材側のコンクリートは、コンクリート型枠作製時に型枠面に表面処理材（リタメイト CJ）を貼り付け、脱型後に高圧洗浄水で目粗し処理をしたものを使用した。但し、底面の型枠は耐水合板を、充填材の幅方向の型枠はウレタンパッキン「バックカー」を平たくし、充填材側はフィルムを貼ったコンパネを使用した。図-7.9 に充填性確認試験体組立状況を示す。

充填材の締固め

充填材の締固めは、実施工を想定し、ポリマーセメントモルタルは棒状バイブレータを、エポキシ樹脂モルタルは突き棒を用いて締固めを行った。

充填部の切断には湿式コンクリートカッターを使用した。

充填幅の測定にはデジタルノギス（ミットヨ製）を使用した。

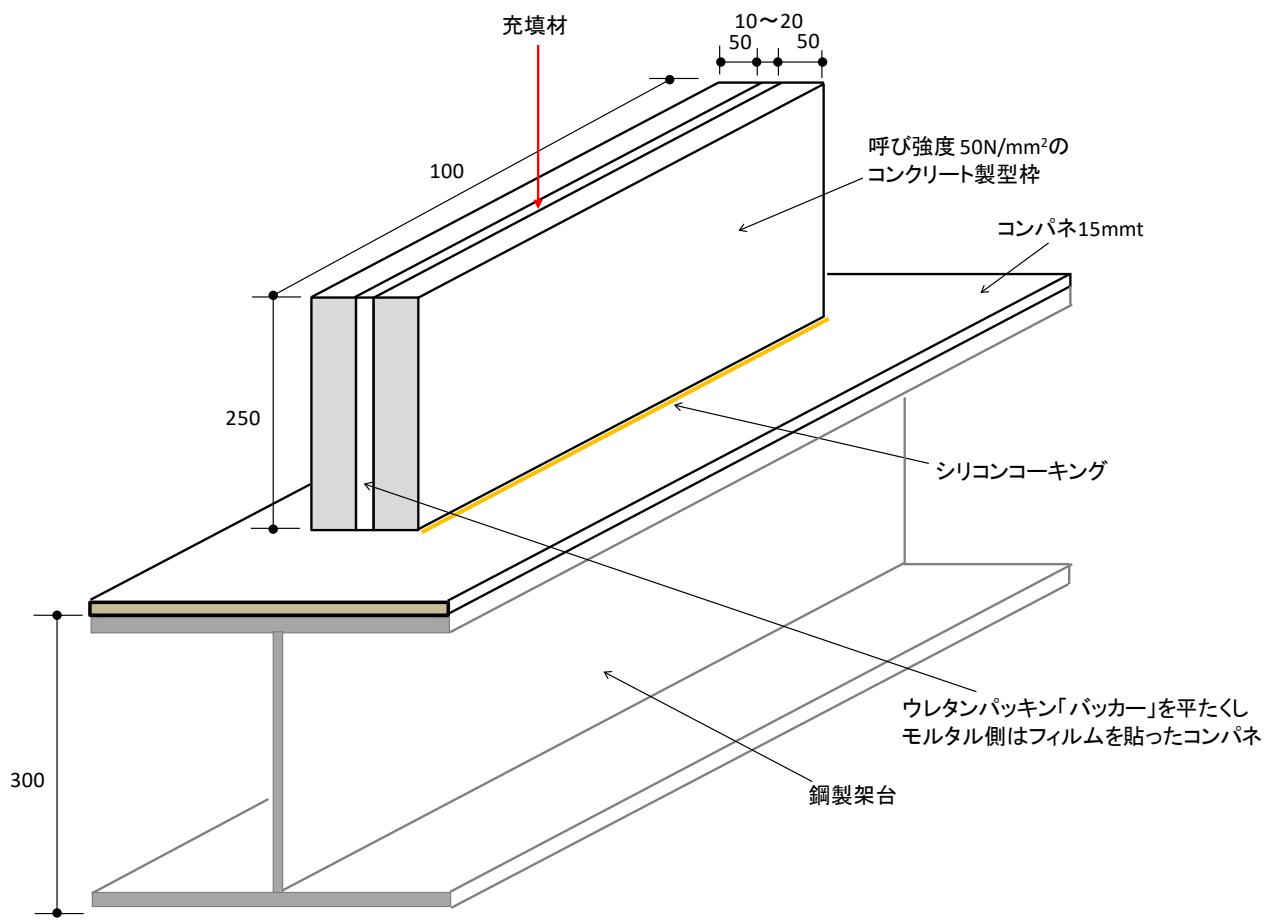


図-7.8 オリジナル試験体①



図-7.9 充填性確認試験体組立状況

● 試料

充填材の試験配合、充填幅および試験体数を表-7.15 に示す。

充填材の練混ぜ

充填材の練混ぜは下記とした。

ポリマーセメントモルタル

混和液および遅延剤をペール缶に投入する。

ハンドミキサーを少しずつ回転させながら、パウダー（プレミックス材）を投入する。

（本実験では1人での作業であったため、パウダーを投入した後、ハンドミキサーを回転させて練混ぜた。）

練混ぜ時間は90～120秒を基本とし、ポリマーセメントモルタルの練上り状況を見て、さらに20～30秒の範囲で練混ぜる。

エポキシ樹脂モルタル

主剤をペール缶に投入した後、硬化剤を投入する。

攪拌機を回転させながらフィラーを投入する。

空気の巻き込みに注意しながらエポキシ樹脂モルタルを十分に攪拌する。

表-7.15 充填材の試験配合および試験体数

充填材	配合 No.	充填幅 (mm)			試験体数	
		目標値	実績			
			最大	最小	平均	合計
ポリマーセメントモルタル	P-2	Min. 20	26.89	22.05	23.97	1
エポキシ樹脂モルタル	E-2	Min. 10	16.50	11.30	14.04	1

型枠への充填材の打設および締固めは下記とした。

ポリマーセメントモルタル (図-7.10、図-7.11)

練混ぜ後のポリマーセメントモルタルを金属製の容器（2L程度）に小分けした。

ポリマーセメントモルタルを充填部に少しずつ投入しながら、数層（3～4層）に分けて充填した。

パイプレータをポリマーセメントモルタル中に挿入しては振動させ、引き抜いては次に移動させながら、各層のポリマーセメントモルタルを締固めた。パイプレータを引き抜く際に穴を残さないようにゆっくり引きあげた。また、すぐ下の層までパイプレータが届くようにした。

型枠の上端より上方のポリマーセメントモルタルはヘラなどを用いて取り除き、金鋺を用いて表面を注意深く均した。

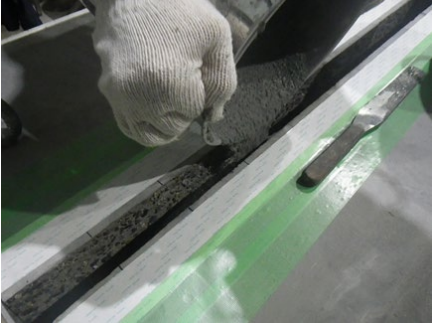


①ポリマーセメントモルタルの充填	②バイブレータによる締固め
	
③余分なポリマーセメントモルタルの除去	
	

図-7.10 ポリマーセメントモルタル充填状況

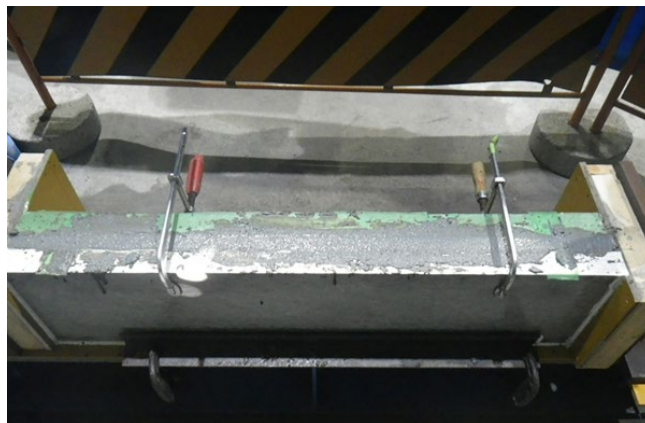


図-7.11 ポリマーセメントモルタル充填後の状況

エポキシ樹脂モルタル（図-7.12、図-7.13）

練混ぜ後のエポキシ樹脂モルタルをプラスチック製の容器（500mL程度）に小分けした。

エポキシ樹脂モルタルを充填部に少しずつ投入しながら充填した。

エポキシ樹脂モルタルは突き棒（φ10mm程度）を用いて締固めた。型枠の上端より上方のモルタルはヘラなどを用いて取り除き、金鋺を用いて表面を注意深く均した。

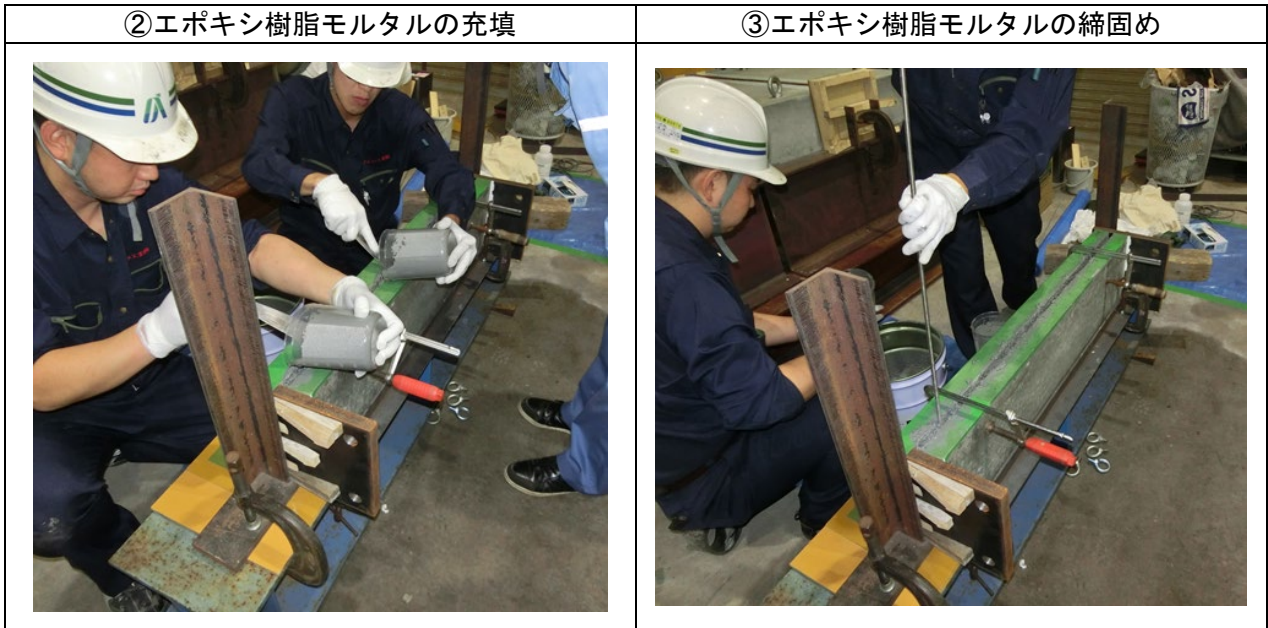


図-7.12 エポキシ樹脂モルタル充填状況

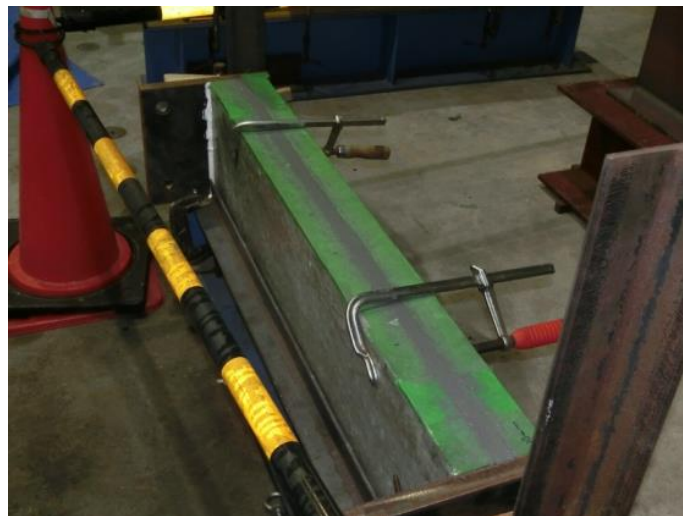


図-7.13 エポキシ樹脂モルタル充填後の状況

試験体は室内にて気中養生とした。図-7.14に養生期間中の温度、湿度の測定データを示す。

型枠の脱型は充填材を打設してから7日後に実施した。充填性の確認は、ポリマーセメントモルタルは充填材打設後30日、エポキシ樹脂モルタルは充填材打設後38日に実施した。

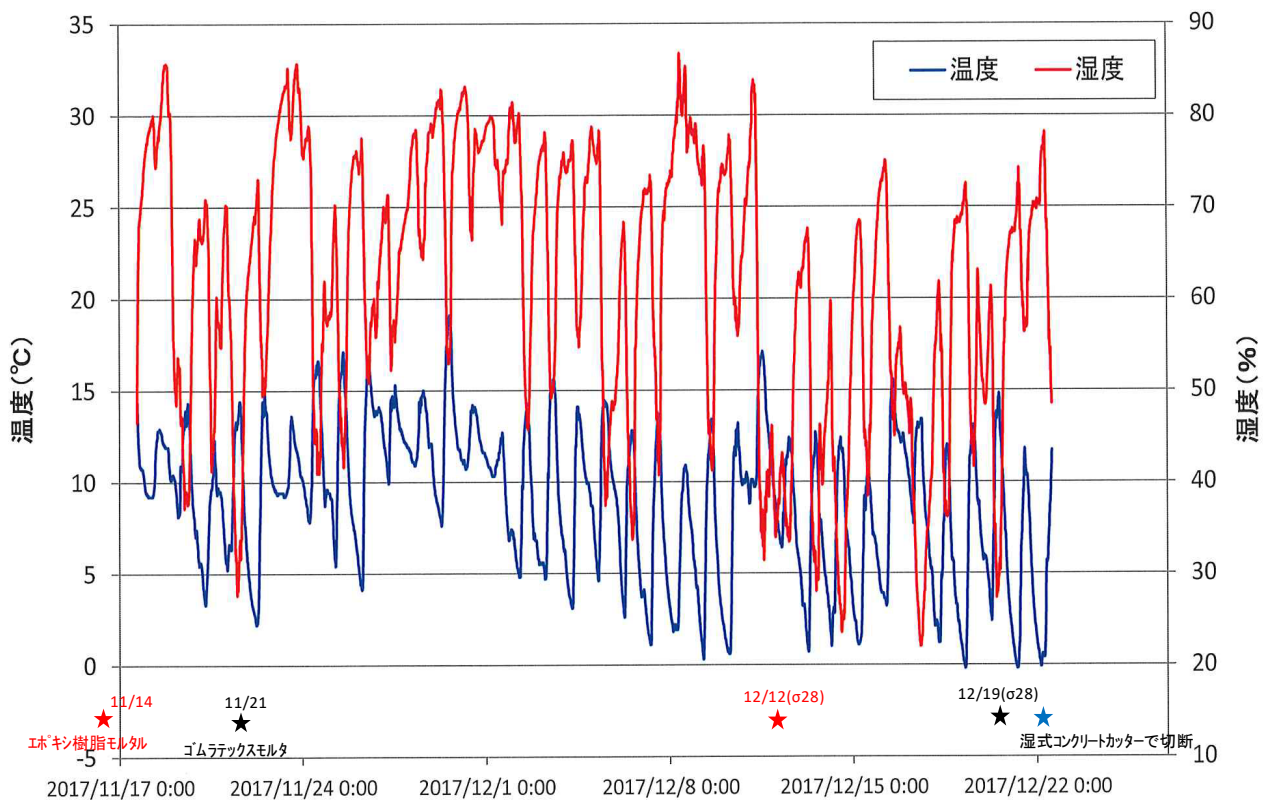


図-7.14 養生期間中の温度・湿度測定結果

● 試験方法



充填材を打設してから7日後、型枠を脱型した。材齢30～38日迄室内にて気中養生した。その後、試験体を所定間隔(100mm程度)で湿式のコンクリートカッターにて切断し(図-7.15)、目視で空洞等の欠陥有無を確認した。



図-7.15 湿式コンクリートによる切断状況

● 試験結果


ポリマーセメントモルタル (No.P-2)

表-7.16 に、ポリマーセメントモルタルの各切断面での充填幅測定結果および充填状況確認結果を、7.16 に天側、地側（型枠底面）の充填状況を、7.17 に各切断面の充填状況を示す。

各切断面の充填幅は最大=26.89mm、最小=22.05mm、平均=24.07mm であった。

ポリマーセメントモルタルは、各切断面において空隙、未充填部等の充填不良等の欠陥がなかった。

エポキシ樹脂モルタル (No.E-2)

表-7.17 にエポキシ樹脂モルタルの各切断面での充填幅測定結果および充填状況確認結果を示す。また、7.18 に天側、地側（型枠底面）の充填状況を示す。

各切断面の充填幅は最大=16.50mm、最小 11.39mm、平均=14.04mm であった。

エポキシ樹脂モルタルは、切断面 2～切断面 8 の型枠底面 (0mm)～H=150mm の範囲において、コンクリート製型枠との界面で充填不良部がみられた。また、型枠底面および型枠側面においても充填不良部がみられた。

考えられる要因としては、上面沈下対策のためにフィラー量を多くしたことで、エポキシ樹脂モルタルの流動性が悪くなったこと、型枠底面に流し込んだエポキシ樹脂モルタルの突き棒による充填が不足していたことが考えられる。

< 対策 >

充填性能を満足するための対策として、下記の 2 案を考えている。

Case1：設計管理値を増やす。

試験時に充填幅（実績）で 14.4 mmにおいても未充填部分が確認されたことから、ポリマーセメントモルタルと同様の設計管理値 (30±10 mm) とする。

Case2：配合を変更する。

上面沈下対策として骨材を高充填したが、施工性、付着性能が悪くなる結果となったため、流動性を確保するための樹脂改良（樹脂リッチとなるように骨材および配合量を変える）を行う。

樹脂リッチとした場合、上面沈下問題で沈下抵抗性（不陸 1mm 以下）を満足できないことが懸念される。この場合は、現行品の不陸調整材（エポキシ樹脂ペースト）を用いて不陸を調整する。

表-7.16 ポリマーセメントモルタルの各切断面における充填幅および充填状況判定結果

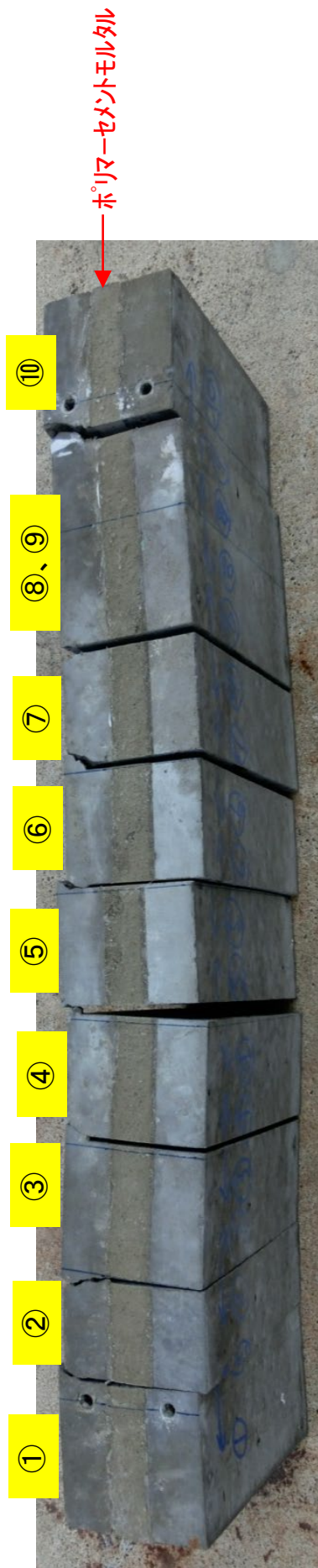
底面からの高さ (mm)	切断後の供試体No.									
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧、⑨	⑧、⑨	⑩
	②側	③側	④側	⑤側	⑥側	⑦側	⑧側	⑧側	⑩側	⑨側
250	25.38	26.09	25.76	23.07	25.22	24.67	24.97	24.81	23.67	22.32
200	25.34	26.89	25.05	24.53	23.68	23.11	23.72	22.88	21.95	23.52
150	24.67	26.36	24.66	23.82	22.93	24.58	22.5	22.94	22.67	23.47
100	24.05	25.51	23.11	22.25	22.10	22.63	22.66	24.38	23.32	24.94
50	24.73	25.18	23.43	22.34	23.30	24.29	23.28	22.05	24.36	23.55
0	24.18	24.16	23.6	23.77	25.16	25.9	24.73	23.15	23.24	23.38
平均	24.73	25.7	24.27	23.3	23.73	24.2	23.64	23.37	23.20	23.97
欠陥有無 の判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

赤字 充填幅の最大値

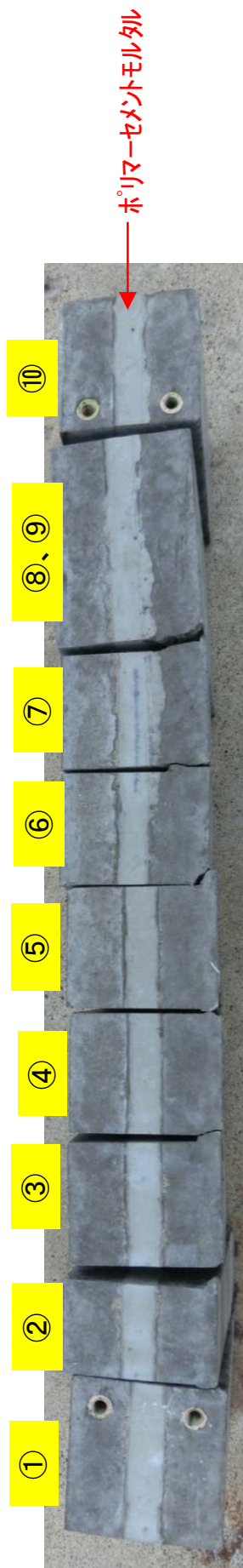
青字 充填幅の最小値

黒字 充填幅の全体平均

赤字 欠陥が確認された測定ポイント



(a) 天側 (充填部上面)



(b) 地側 (充填部底面)

図-7.16 ポリマーセメントモルタルの充填状況








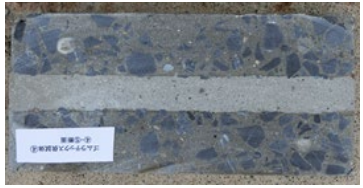





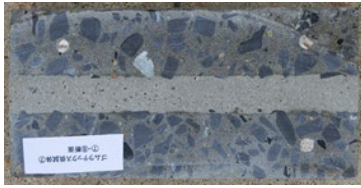




No.	① (側面)	① (1-1-2)	② (1-1-2)	② (2-3)	③ (2-3)	③ (3-4)
						
No.	④ (3-4)	④ (4-5)	⑤ (4-5)	⑤ (5-6)	⑥ (5-6)	⑥ (6-7)
						
No.	⑦ (6-7)	⑦ (7-8)	⑧ (7-8)	⑧ (9-10)	⑩ (9-10)	⑩ (側面)
						
	断面	断面	断面	断面	断面	断面

図-7.17 ポリマーセメントモルタルの各切断面における充填状況一覧

表-7.17 エポキシ樹脂モルタルの各切断面における充填幅および充填状況判定結果

底面からの高さ (mm)	切断後の供試体No.									
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧、⑨	⑧、⑨	⑩
	②側	③側	④側	⑤側	⑥側	⑦側	⑧側	⑧側	⑩側	⑨側
250	13.34	15.57	15.70	16.41	15.87	14.72	16.03	16.50	14.81	15.90
200	16.39	12.98	13.10	14.17	13.71	13.51	14.88	16.18	14.88	15.10
150	16.04	11.75	13.39	12.63	11.63	12.79	14.90	15.98	14.81	14.46
100	11.99	14.32	13.10	12.71	11.39	13.86	14.39	14.74	13.55	14.40
50	12.61	15.27	13.61	15.29	12.30	12.45	14.43	15.35	12.57	12.11
0	13.23	13.91	12.75	11.48	11.75	13.79	13.90	13.08	16.32	13.41
平均	13.93	13.97	13.61	13.78	12.78	13.52	14.76	15.31	14.49	14.23
欠陥有無 の判定	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×
欠陥位置※1 (mm)	—	0~80	0~120	0~125	0~150	0~130	0~75	0~110	—	160~170

※1: 型枠底面からの位置

赤字 充填幅の最大値

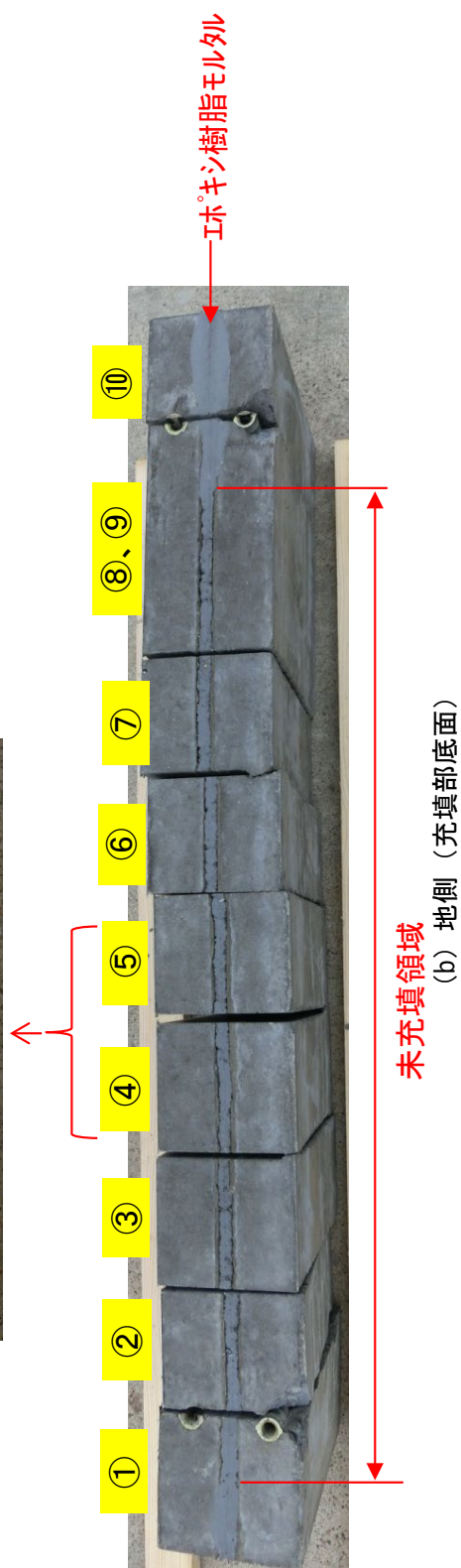
青字 充填幅の最小値、かつ、欠陥が確認された測定ポイント

黒字 充填幅の全体平均

赤字 欠陥が確認された測定ポイント



(a) 天側 (充填部上面)



(b) 地側 (充填部底面)

図-7.18 エポキシ樹脂モルタルの充填状況 (天側および地側 (型枠底面))

7.6.2 継手性能に関する試験

継手性能に関する性能照査は、寸法安定性、ひび割れ抵抗性、沈下抵抗性およびコンクリートとの付着性に関して照査した。試験方法の詳細および試験結果を下記に示す。なお、試験法 439 と異なる条件は黄色でハイライトした。

① 寸法安定性（硬化収縮率）

寸法安定性は、試験法 439 に準拠した。但し、エポキシ樹脂モルタルの基長は練混ぜ後 24 時間、エポキシ型枠の脱型は充填材打設後翌日とした。

● 引用規格

試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法
(NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法)
JIS A 1129-3 : 2010 モルタル及びコンクリート長さ変化測定方法-第 3 部:ダイヤルゲージ方法

● 試験用装置及び器具

□-100×100×400mm の鋼製型枠または簡易型枠

供試体を作るときに漏水のないものとした。幾つかの部品からなる型枠の場合、その継ぎ目には油土、硬いグリースなどを薄く付けて組み立てた。

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または非反応性の剥離剤を薄くぬった。

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評点とするもので、さびを生じない金属製のものとした。

測定器

測定器はダイヤルゲージを附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、次の条件を備えたものを用いた。

供試体の受台は、供試体とその長軸が鉛直または鉛直に対して一定の傾きになるように指示でき、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こと。

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端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、測定を繰返して行う場合に、常に一定の状態で測定することができること。

附属のダイヤルゲージは、JIS B 7503「ダイヤルゲージ」に適合するもの、またはこれと同等以上のデジタル表示のもの。ダイヤルゲージの最小表示量は、0.001mm を基準とする。

熱膨張率の小さい標準枠を備えていること。

● 試料

供試体は、断面が正方形でその一辺の長さが 100mm と供試体の長さが 400mm (□-100×100×L=400mm) の長方形供試体を用いた。

供試体の個数は、同一条件の試験に対して 3 個とした。

充填材の試験配合、試験体数は表-7.18 に示すとおりである。

充填材の練混ぜは下記とした。

ポリマーセメントモルタル

所定量の混和液に凝結遅延剤を加えて混練、粉体を投入し 120 秒混練した。

エポキシ樹脂モルタル

主剤に硬化剤を加え、ペール缶ミキサーを用い攪拌を行った。

主剤、硬化剤の混合を確認後、骨材を加え攪拌を行った。

型枠への充填材の打設および締固めは下記とした。

ポリマーセメントモルタル

突き棒、木槌を用いて 2 層詰めにて、型枠成型した(流し込みが出来る場合は 1 層詰めにて型枠成型した)。

エポキシ樹脂モルタル

型枠に充填量の半分を投入し、ヘラで型枠側面をなぞるように充填を行った。
 残りの充填材を投入し、同様にヘラで側面をなぞるように充填を行った。
 上面の均しは、型枠の上端より上方の充填材は取り除き、表面は均した。

型枠の取り外し時期は、ポリマーセメントモルタルは NEXCO 試験方法 439 に準拠し充填材打設後 100 分以降、エポキシ樹脂モルタルは充填材打設後翌日とした。なお、試験体の養生は 23±2℃の気中養生とする。

表-7.18 試験配合および試験体数

充填材	配合 No.	試験体数
		合計
ポリマーセメントモルタル	P-1	3
ポリマーセメントモルタル	P-2	3
エポキシ樹脂モルタル	E-2	3

● 試験方法

供試体の基長は、下記とした。

ポリマーセメントモルタル：NEXCO 試験方法 439 に準拠し、練混ぜ後 2 時間とした。

エポキシ樹脂モルタル：練混ぜ後 24 時間とした。

基長を測定した後、温度 23+/-2℃、湿度 60+/-10%の恒温恒湿槽に静置した。試験体は他の試験体の影響を受けないように、周囲と 2.5cm 以上の間隔を取った。

寸法変化の測定間隔は下記とした。

ポリマーセメントモルタル：材齢 2 時間（基長）、1 日、7 日、14 日、28 日（合計 5 回）

エポキシ樹脂モルタル：材齢 1 日、7 日、14 日、28 日（合計 5 回）

寸法変化の測定とともに、質量変化量を測定するために、0.01g で試験体の質量を測定した。

● 計算

JIS A 1129-3：2010 に準拠した。

長さ変化率は、式 7.6.4 によって算出し、四捨五入によって、有効数字 3 桁に丸めた。

$$\varepsilon = \frac{(X_{01} - X_{02}) - (X_{i1} - X_{i2})}{L_0} \quad \text{式 7.6.4}$$

ここに、 ε ：長さ変化率（×10⁻⁶または%）

L_0 ：基長

X_{01} 、 X_{02} ：それぞれ基準とした時点における標準尺及び供試体の測定値

X_{i1} 、 X_{i2} ：それぞれ時点 i における標準尺及び供試体の測定値

ただし、 X_{01} 、 X_{02} 、 X_{i1} 、 X_{i2} の長さの単位は、同一とする。

● 試験結果

ポリマーセメントモルタル

ポリマーセメントモルタルの長さ変化率を図-7.19に、重量変化率を図-7.20に示す。

基長（材齢2時間後）を基準とした場合、長さ変化率はP-1では0.038%、P-2では0.041%である。基長を基準とした場合、閾値の0.025%以下を満足しない結果となった。

ポリマーセメントモルタルの基長～1日後の長さ変化率は基長時の温度による影響が出ていると考えられている。基長時のポリマーセメントモルタルは水和反応による発熱に伴い、試験体温度は40～50℃となっている。ポリマーセメントモルタルの基長時の温度を50℃とした場合、温度による影響は $300 \times 10^{-6} = 10 \times 10^{-6} \times (50-20)$ となる。

上記より、材齢1日を基準として長さ変化率を算出した場合、ポリマーセメントモルタル長さ変化はほとんどなく非常に安定しており、寸法安定性の閾値である0.025%以下となる。なお、断面修復材の配合では、材齢2時間を基準としても長さ変化率は0.025%以下である（図-7.21）。No.P-1、No.P-2は、断面修復材よりセメント量が多く水和反応による発熱が大きいため材齢1日での長さ変化率が断面修復材より大きくなったと考えられる。

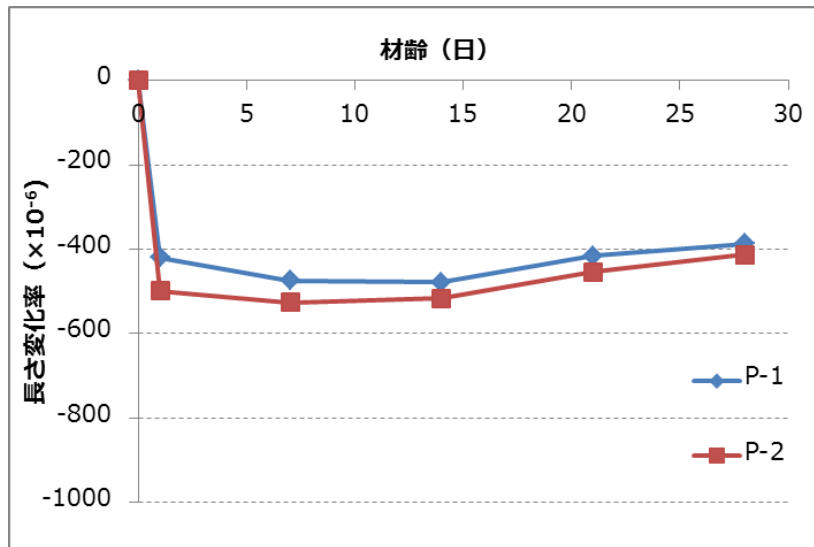


図-7.19 ポリマーセメントモルタルの長さ変化率

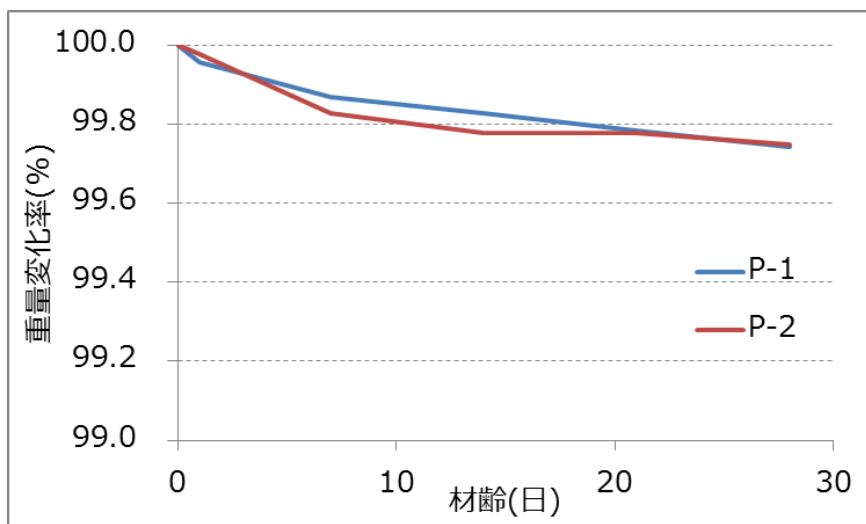
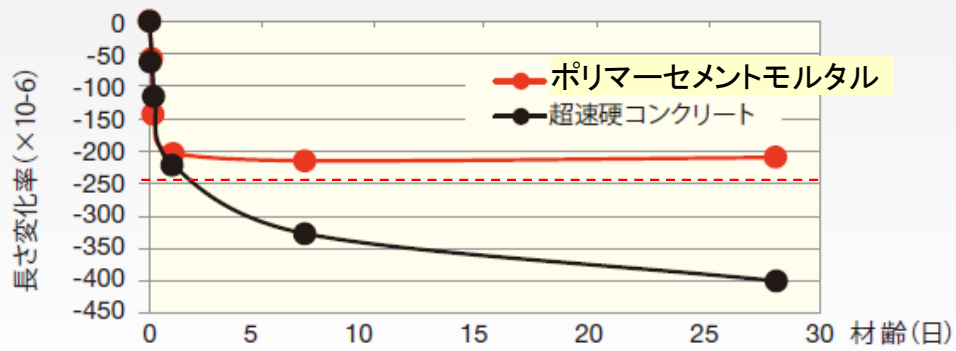


図-7.20 ポリマーセメントモルタルの重量変化率

[DATA-4] 乾燥収縮



寸法安定性

打設から2時間経過後を基長としたとき、乾燥収縮は少なく早期に収束。

図-7.21 断面修復材の長さ変化率^{※1}

※1：太平洋マテリアル(株)のパンフレット

エポキシ樹脂モルタル

エポキシ樹脂モルタルの長さ変化率を図-7.22 に、重量変化率を図-7.23 に示す。

エポキシ樹脂モルタルは 1 日後に基長した際に、硬化はしているが軟らかく測定が安定しなかった。基長がずれている可能性はあるが、基準を 1 日後にした場合、長さ変化率は 0.041% であり、閾値の 0.025% 以下を満足しない結果となった。

エポキシ樹脂モルタルは無機系（セメント系）の材料と比較して硬化による収縮が大きい材料であるため、従来の判定基準に対応していないと思われる。エポキシ樹脂モルタルは、弾性係数が小さく、付着強度が大きいため、長さ変化率が 0.025% を超えてもコンクリートとエポキシ樹脂モルタルの一体性は担保できていると思われる。なお、最大充填幅 30mm で充填部を設けた『(2) ひび割れ抵抗性試験』において、充填部および床版コンクリートの界面にひび割れ（界面剥離）が発生していないことを確認している。

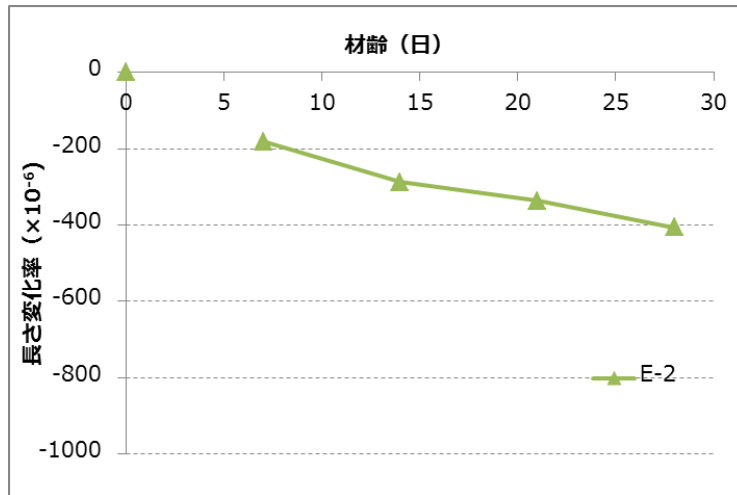


図-7.22 エポキシ樹脂モルタルの長さ変化率

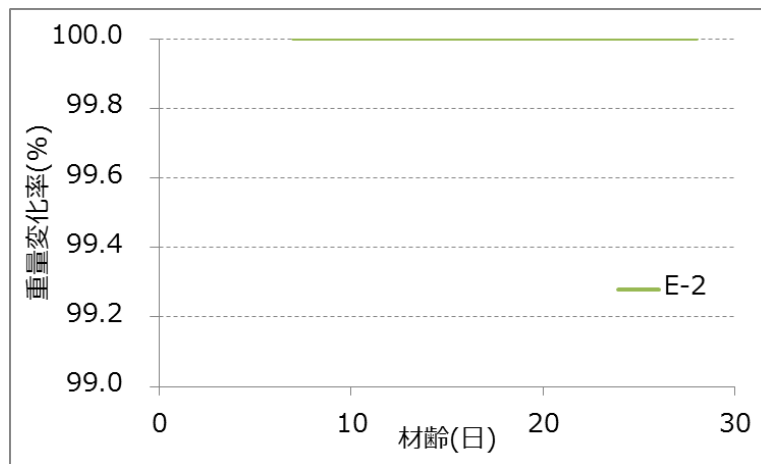


図-7.23 エポキシ樹脂モルタルの重量変化率

② ひび割れ抵抗性

本試験で評価する充填材は、修復すべき断面の形状や使用状況が様々な断面修復材とは異なり使用条件が決まっている。試験体は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体②）を用いて、2面拘束で試験を実施した。継手部の間隔（充填幅）は、各材料の施工性に依じて施工誤差を考慮した設計値の管理値の最大値を目標値として試験体を組み立てた。下記に、試験方法の詳細および試験結果を示す。

● 引用規格

なし

● 試験用装置及び器具

型枠は、図-7.24 に示す呼び強度 50 N/mm² の配合で作製したコンクリート床版（L=1000mm×H200×W=400mm）および H 型鋼（H-400×200×8×13mm）を用いた。

充填材の締固め

充填材の締固めは、実施工を想定し、ポリマーセメントモルタルは棒状パイプレータを、エポキシ樹脂モルタルは突き棒を用いて締固めを行った。

充填幅の測定はデジタルノギス（ミツトヨ製）を用いた。

● 試料

試験体はオリジナル試験体②を用いた。

コンクリート床版と H 型鋼の固定は、実構造物と同程度の固定度となるよう構造解析により H 型鋼のサイズおよびボルトサイズを決定した。

コンクリート部の作製

コンクリートは 5.1.1 a) に示す呼び強度 50 N/mm² の配合（No.C-1）で作製した。

コンクリートと充填材の界面の型枠表面に表面凝結遅延剤（リタメイト CJ）を貼った。

型枠内にコンクリートを流し込み、内部振動機を用いながら充填した。型枠の上端より上方のコンクリートは取り除き、表面を注意深く均した。

コンクリートを詰め終わった後、コンクリート表面からの水の逸散を防止するために、試験体上面をビニールシートで覆った。但し、ビニールシートがコンクリート表面に当たらないように注意した。

コンクリートを詰め終わった後、その硬化を待って型枠を取り外した。型枠の取り外し時期は、詰め終わってから 3 日とした。

型枠脱型後、コンクリートと充填材の界面の目粗し処理を高圧水洗で行った。

コンクリートは材齢 28 日まで養生した。養生方法は、コンクリート試験体上部に水で湿らしたウェスを敷設し、その上をビニールシートで覆い、コンクリート表面からの水の逸散を防止した。

試験体の組立

H-400×200×8×13mm、L=9mm の H 型鋼に、コンクリート床版と H 型鋼を M20 のボルトで固定するための穴を空けた（12 か所/コンクリート 1 体、図-7.25）。

H 型鋼の上に W=400×H200×L=1000mm のコンクリート床版を所定の充填幅となるように、対向に配置した。充填幅は表 6.2.2-1 の設計値を下回らないように管理した。また、コンクリート床版上面の水平を水平器で確認し、対抗するコンクリート床版の上面が水平になるように設置した。水平が取れない場合は、キャンバー等で水平を調整した。

M20 のボルトをコンクリート床版底面のインサートに挿入し固定した。

充填部側面、充填部底面に型枠を設置した（図-7.26）。型枠はウレタンパッキン「バッカー」を平たくし、充填材側はフィルムを貼った耐水合板を使用した。また、充填材の漏れ防止のために耐水合板の周囲をシリコンコーキングでシールした。

充填部底面は支保工で支持した。

図-7.27 にオリジナル試験体②の組立後の状況を示す。

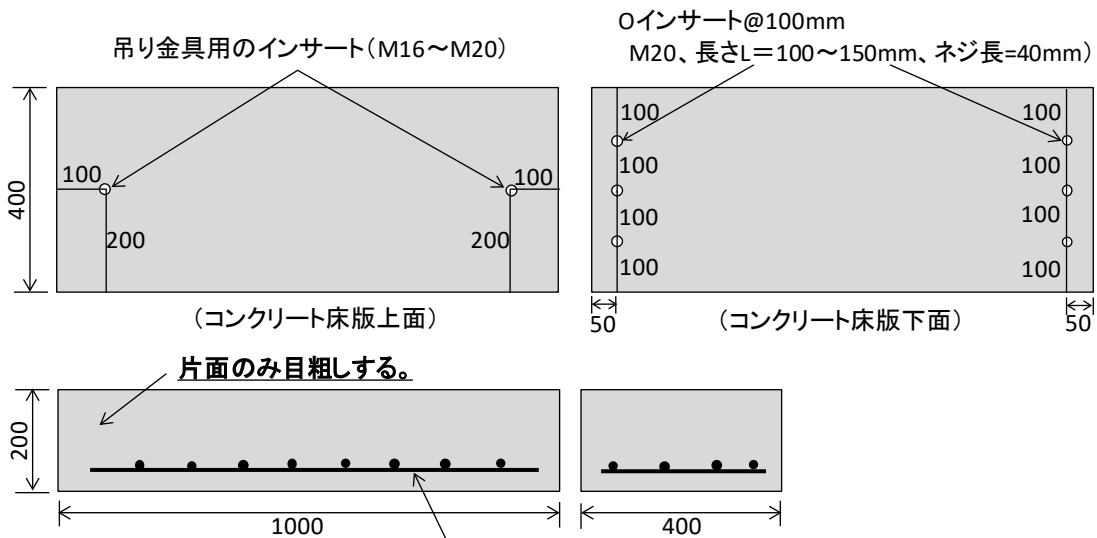
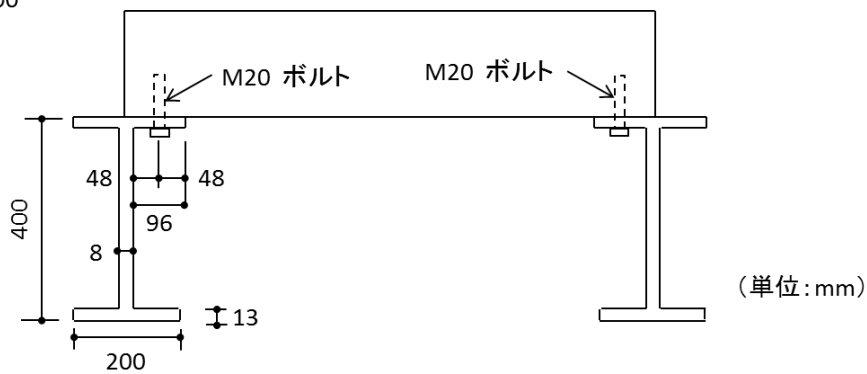
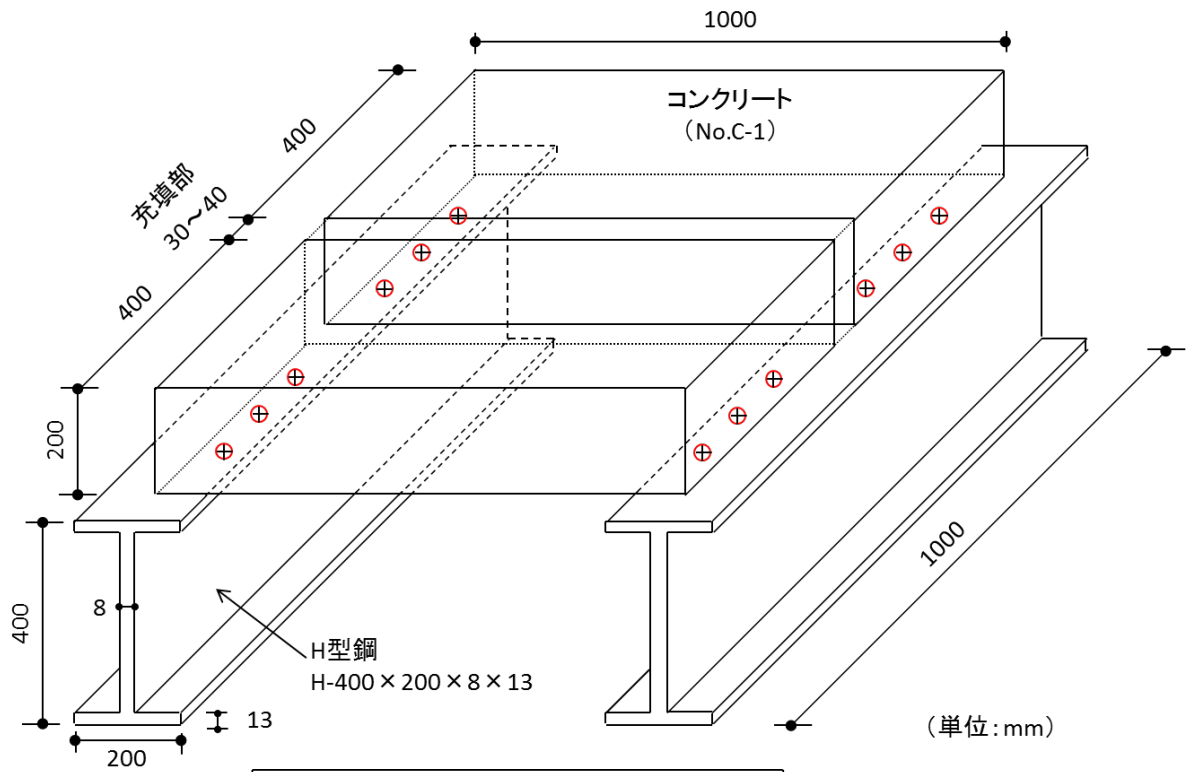
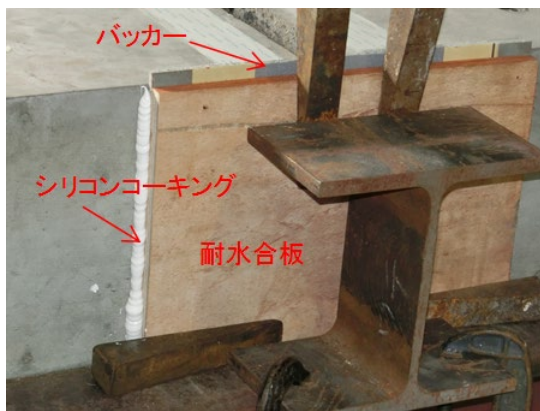


図-7.24 オリジナル試験体②



図-7.25 コンクリート床版固定用のボルト穴



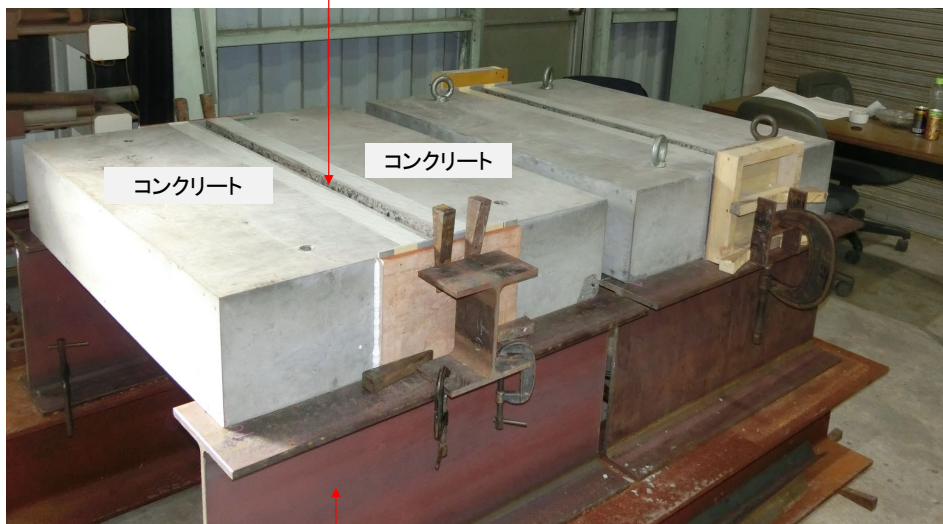
(a) 充填部側面の型枠



(b) 充填部底面の型枠

図-7.26 充填部の型枠設置状況

充填部



H型鋼 (H400 × 200 × 8 × 13mm、L=900mm)

図-7.27 オリジナル試験体②組立状況

充填部の作製

充填材の試験配合、および充填幅および試験体数は表-7.19 に示すとおりである。充填幅は許容される設計値の最大値とした。

充填材の練混ぜ、打設および締固めは、7.6.1（3）と同じとした。

型枠の脱型は充填材を打設してから7日後に実施した。

図-7.28 に充填材充填後の状況を示す。

試験体は室内にて気中養生とした。図-7.29 に養生期間中の温度、湿度の測定データを示す。

表-7.19 試験配合および試験体数

充填材	配合 No.	充填幅 (mm)				試験体数
		目標値	実績			
			最大	最小	平均※	合計
ポリマーセメントモルタル	P-2	Max. 40	42.26	40.52	41.34	1
エポキシ樹脂モルタル	E-2	Max. 30	33.91	32.08	32.98	1

※10 か所平均



図-7.28 ひび割れ抵抗性確認試験体（充填材充填後）

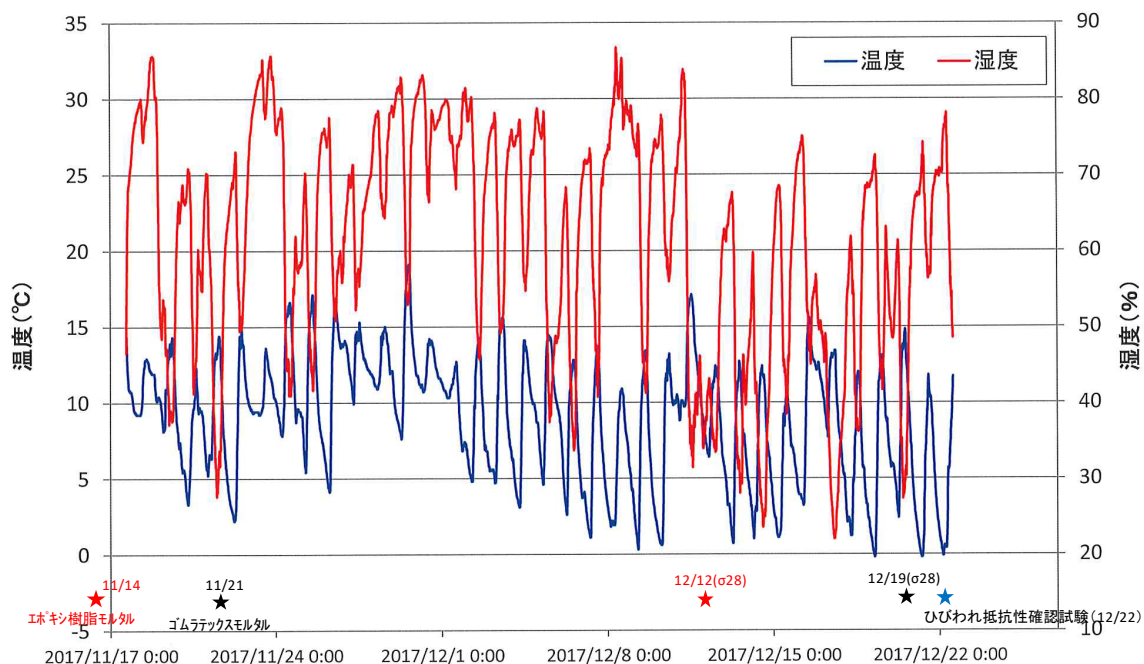


図-7.29 養生期間中の温度・湿度測定結果

● 試験方法

ひび割れ発生有無の確認は充填材底部および充填材表面で実施した。

充填材底部のひび割れ発生有無の確認は、ポリマーセメントモルタルは材齢 30 日、エポキシ樹脂モルタルは材齢 38 日に目視にて実施した (図-7.30)。

充填部表面のひび割れ発生有無の確認は、材齢 1 日～材齢 38 日迄 (ポリマーセメントモルタルは材齢 30 日迄)、毎日、目視により行った。また、ポリマーセメントモルタルは材齢 30 日、エポキシ樹脂モルタルは材齢 38 日に、水噴霧によりひび割れ発生有無を確認した。

水噴霧によるひび割れ発生有無の確認 (図-7.31) は下記とした。

霧吹きを用いて、調査面全体に水を噴霧し、10 分程度放置する。

ブロアを用いて、霧吹き水を吹き飛ばし、ひび割れ有無を確認する。ひび割れがある場合は、図-7.31 (c) に示すようにひび割れ部に水が残存した状況となる。

なお、試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法 (NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法) には、材齢 28 日後に、充填部の支間方向の中央部から φ100mm のコアを採取し、コア試験体からひび割れ深さを測定すると記載されているが、本試験ではポリマーセメントモルタルおよびエポキシ樹脂モルタルとも充填部表面および底面にひび割れが発生していなかったため、コア採取によるひび割れ深さ確認は実施していない。



図-7.30 充填材底部のひび割れ発生有無確認状況

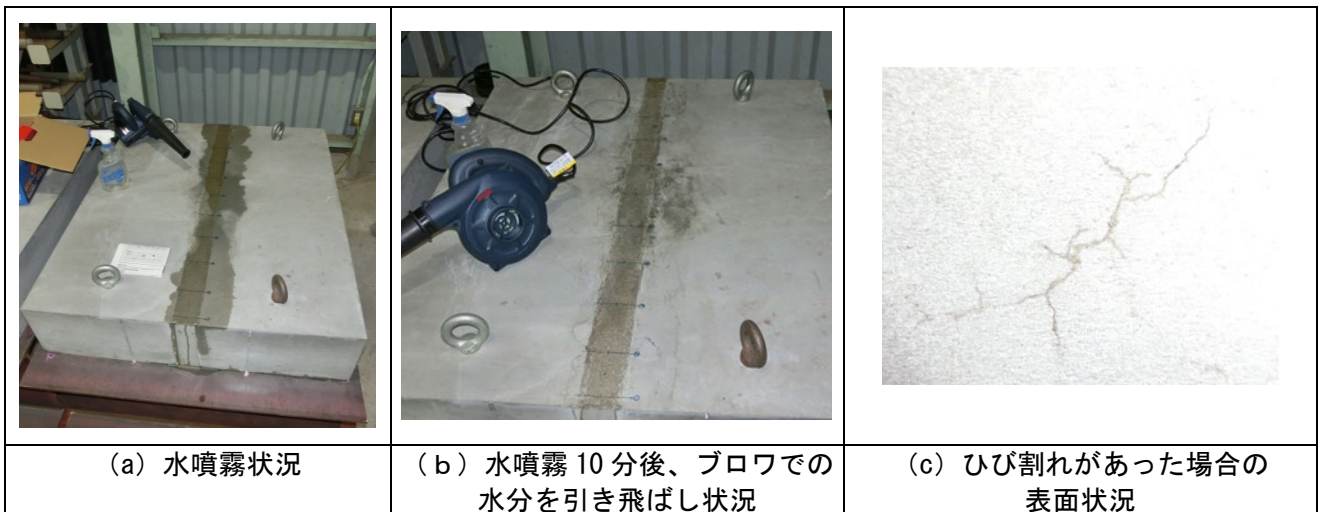


図-7.31 水噴霧によるひび割れ発生有無の確認

● 試験結果

ポリマーセメントモルタル

図-7.32 に充填材底面の、図-7.33 に充填材表面の状況を示す。

目視観察の結果、充填材底面にはひび割れ等の欠陥は発生していなかった。

目視観察および水噴霧による目視観察の結果、充填材表面にはひび割れ等の欠陥は発生していなかった。

エポキシ樹脂モルタル

図-7.34 に充填材底面の、図-7.35 に充填材表面の状況を示す。

目視観察の結果、充填材底面にはひび割れ等の欠陥は発生していなかった。

目視観察および水噴霧による目視観察の結果、充填材表面にはひび割れ等の欠陥は発生していなかった。



図-7.33 ポリマーセメントモルタル底面の状況

20～100mm	100～200mm	200～300mm	300～400mm	400～500mm
○	○	○	○	○
500～600mm	600～700mm	700～800mm	800～900mm	900～1000mm
○	○	○	○	○

図-7.33 ポリマーセメントモルタル表面の状況（水噴霧による目視確認）

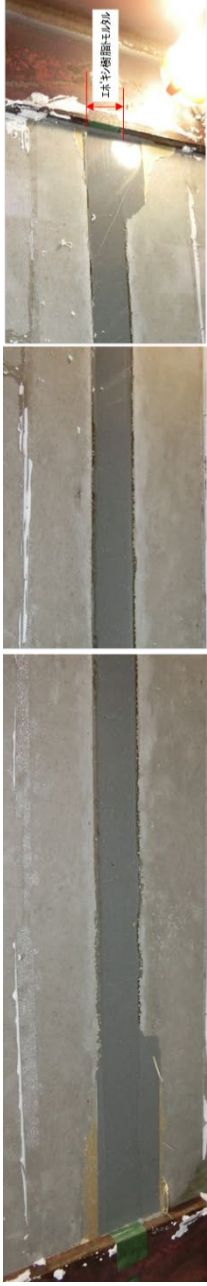


図-7.35 エポキシ樹脂モルタル底面の状況 (材齢 30 日)

20～100mm	100～200mm	200～300mm	300～400mm	400～500mm
○	○	○	○	○
500～600mm	600～700mm	700～800mm	800～900mm	900～1000mm
○	○	○	○	○

図-7.35 エポキシ樹脂モルタル表面の状況 (水噴霧による目視確認)

③ 沈下抵抗性

構造物施工管理要領にはない試験項目である。充填材の自己収縮に伴い継手部に不陸が発生しないかを確認するために本試験を実施した。試験体は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体②）を用いた。

• 引用規格

なし

• 試験用装置及び器具

型枠は、(2) ひび割れ抵抗性で用いたオリジナル試験体②（図-7.24）と同じである。

充填材の締固め

充填材の締固めは、実施工を想定し、ポリマーセメントモルタルは棒状バイブレータを、エポキシ樹脂モルタルは突き棒を用いて締固めを行った。

沈下抵抗量の測定

沈下抵抗量の測定は、デブスケージ（型番 DMD-215、テクロック製、図-7.36、測定精度=0.01mm、測定範囲=9mm）を用いた。

• 試料

試験体は図-7.24 に示すオリジナル試験体②を用いた。



図-7.36 沈下抵抗性の測定に使用したデブスケージ

• 試験方法

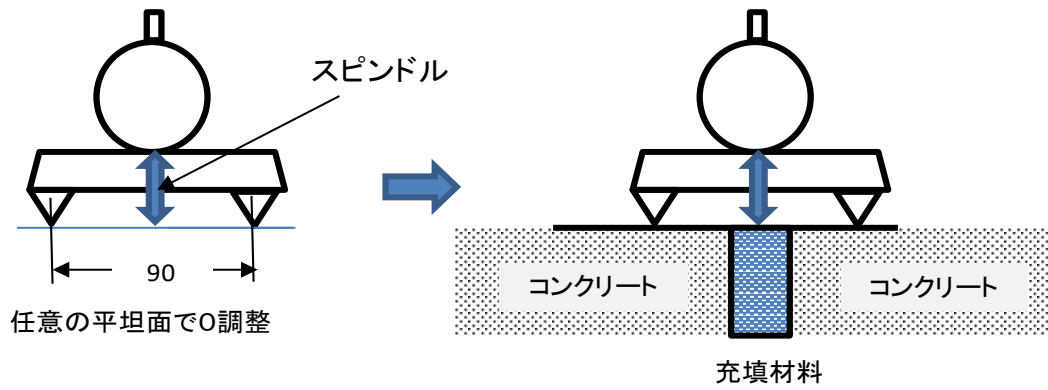
沈下抵抗性は、(2) ひび割れ抵抗性を確認する試験で製作した試験体で評価した。

試験期間は材齢 28 日迄とし、材齢 1 日、3 日、7 日、14 日、28 日迄の充填部の沈下量をデブスケージで測定した。

沈下量は、任意の平坦面で 0 点調整を行い、充填箇所センターにデブスケージのスピンドルを設置し測定した（図-7.37）。なお、測定点には、油性マジックで印をつけて、測定位置が変わらないようにした。

充填材沈下量の測定箇所は、支間端部から 100mm ピッチとした（図-7.38）。図-7.39 に沈下量測定状況を示す。

沈下量の計算は、材齢 1 日目の測定値を基準とし、材齢 1 日目の測定値から各材齢（3 日、7 日、14 日、28 日）の測定値の増減を算出し、各材齢において測定点 9 か所の沈下量平均値を四捨五入によって小数点以下 2 桁に丸めた。



充填箇所センターにスピンドルを設置し沈下量を測定

図-7.37 沈下抵抗性の測定方法概要

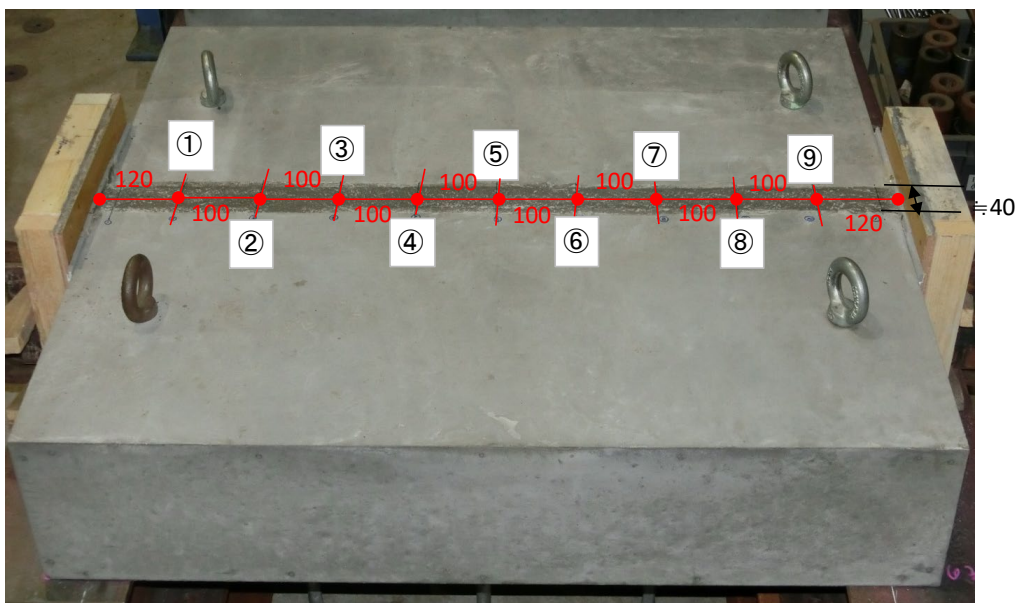


図-7.38 沈下量測定位置

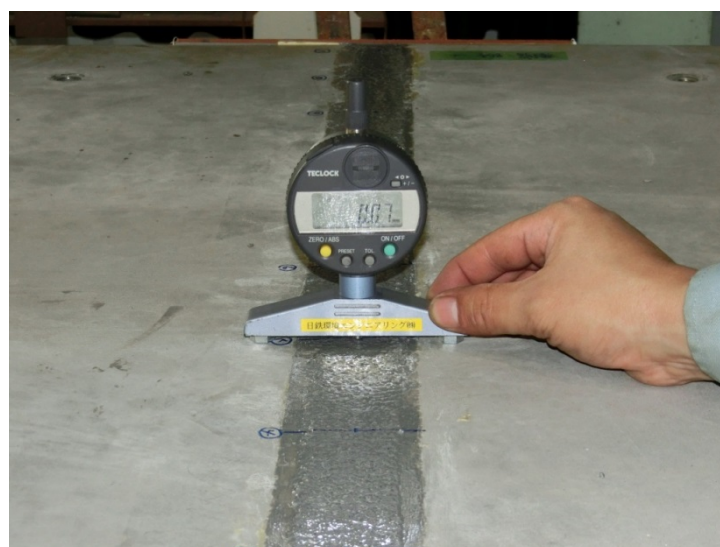


図-7.39 沈下量測定状況

● 試験結果

ポリマーセメントモルタル

ポリマーセメントモルタルの沈下量測定結果を表-7.20 および図-7.40 に示す。

沈下量の最大値は-0.73mm、最小値は 0.01mm であった。

材齢 28 日までの沈下量平均は-0.02mm となり、閾値である「沈下量：1mm 以下」を満足することを確認した。

表-7.20 沈下量測定結果（ポリマーセメントモルタル）

σ_1	$\sigma_3-\sigma_1$	$\sigma_7-\sigma_1$	$\sigma_{14}-\sigma_1$	$\sigma_{28}-\sigma_1$	平均
-0.03	0.06	-0.02	0.05	-0.17	-0.02

(単位：mm)

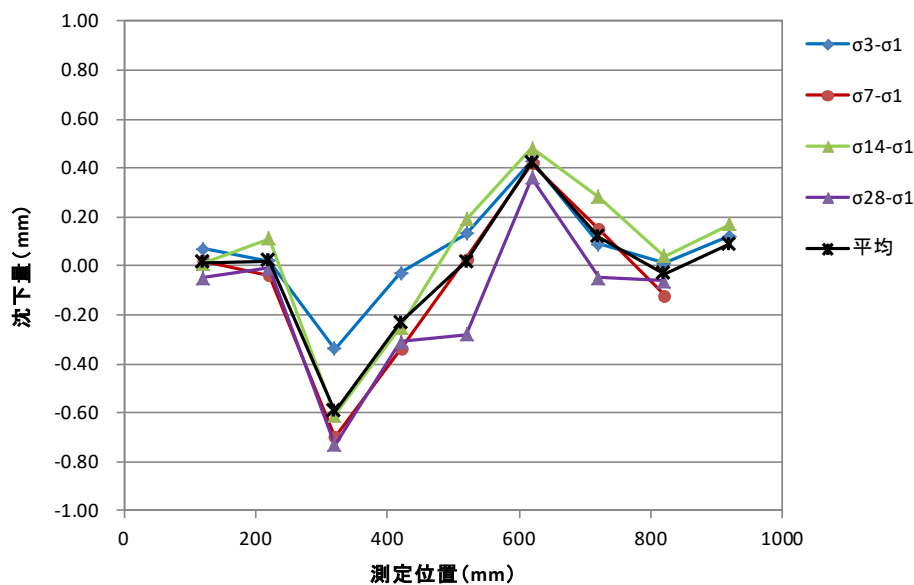


図-7.40 沈下量の経時変化（ポリマーセメントモルタル）

エポキシ樹脂モルタル

エポキシ樹脂モルタルの沈下量測定結果を表-7.21 および図-7.41 に示す。

沈下量の最大値は-0.76mm、最小値は 0mm であった。また、材齢 1 日以降、殆ど沈下していなかった。

材齢 28 日までの沈下量平均は-0.05mm となり、閾値である「沈下量：1mm 以下」を満足することを確認した。

表-7.21 沈下量測定結果（エポキシ樹脂モルタル）

σ_1	$\sigma_3-\sigma_1$	$\sigma_7-\sigma_1$	$\sigma_{14}-\sigma_1$	$\sigma_{28}-\sigma_1$	平均
0.02	-0.14	0.03	-0.07	-0.08	-0.05

(単位：mm)

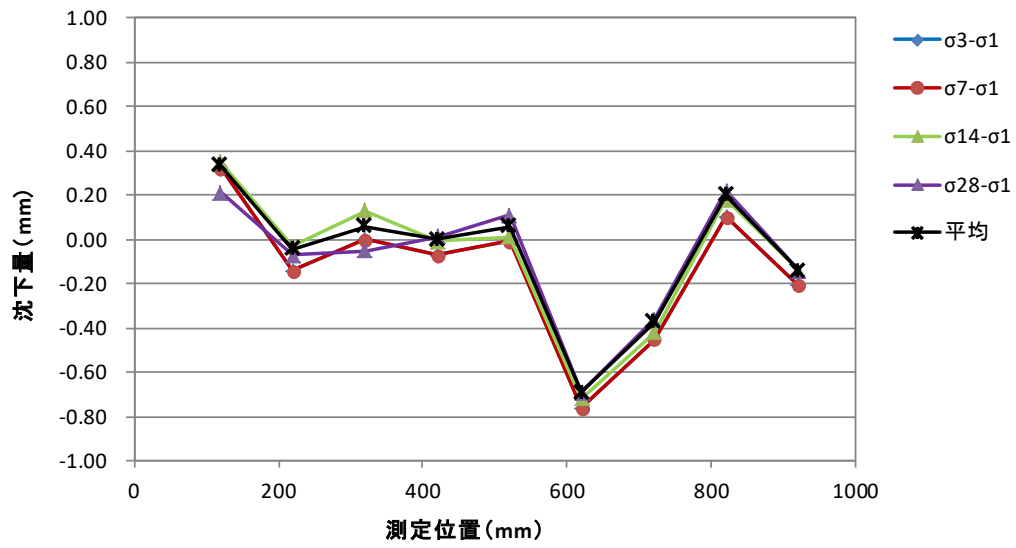


図-7.41 沈下量の経時変化 (エポキシ樹脂モルタル)

④ コンクリートとの付着性

本試験は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体(オリジナル試験体③)を用い、JIS A 1106 に準拠した曲げ引張試験にてコンクリートと充填材界面の付着性を照査した。下記に試験方法の詳細および試験結果を示す。

• 引用規格

JIS A 1132 : 2014 コンクリートの強度試験用供試体の作り方

JIS A 1106 : 2006 コンクリートの曲げ強度試験方法

(附属書 1(参考)中央点載荷法によるコンクリート曲げ強度試験方法)

• 試験用装置及び器具

□-100×100×400mm の鋼製型枠

充填材の締固め

充填材の締固めは、ポリマーセメントモルタルは突き棒を、エポキシ樹脂モルタルはヘラを用いた。

中央点載荷装置

中央点載荷するための装置は、中央点荷重を鉛直に、かつ、偏心しないように加えることができる2個の支持ローラーと1個の載荷ローラーとからなり、また、供試体を設置したときに安定がよく、しかも、十分な剛性を持つものを使用した。図-7.42 に試験装置の原理を、試験に使用した中央点載荷装置を図-7.43 に示す。

ローラー

すべて鋼製とし、直径 20~40mm の断面をもち、供試体の幅より少なくとも 10mm 以上長いものとした。また、1 個を除きすべてのローラーは、その軸を中心に回転でき、かつ供試体軸に対して基準面が傾斜できるものとした。

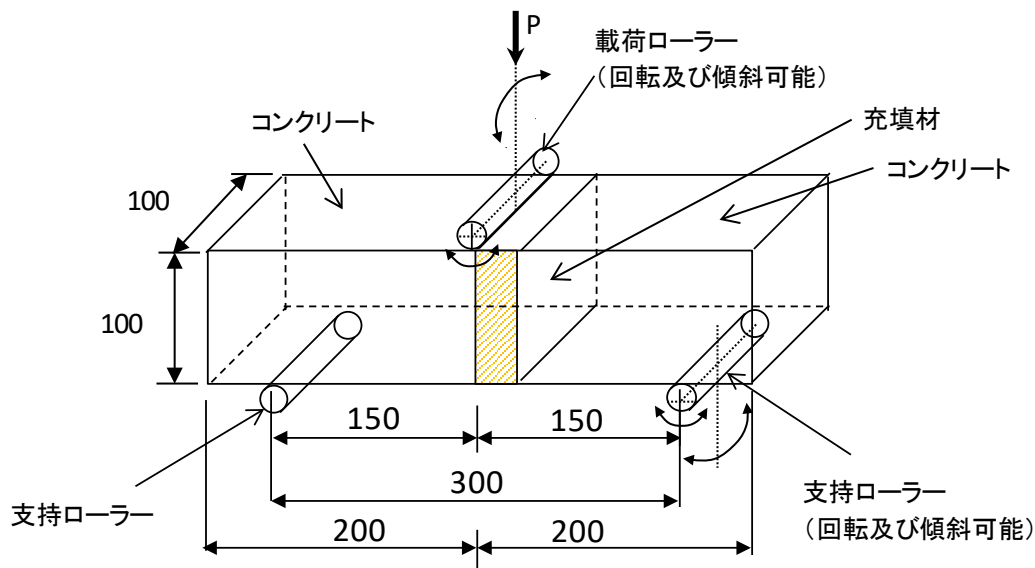


図-7.42 中央点載荷装置の原理の一例

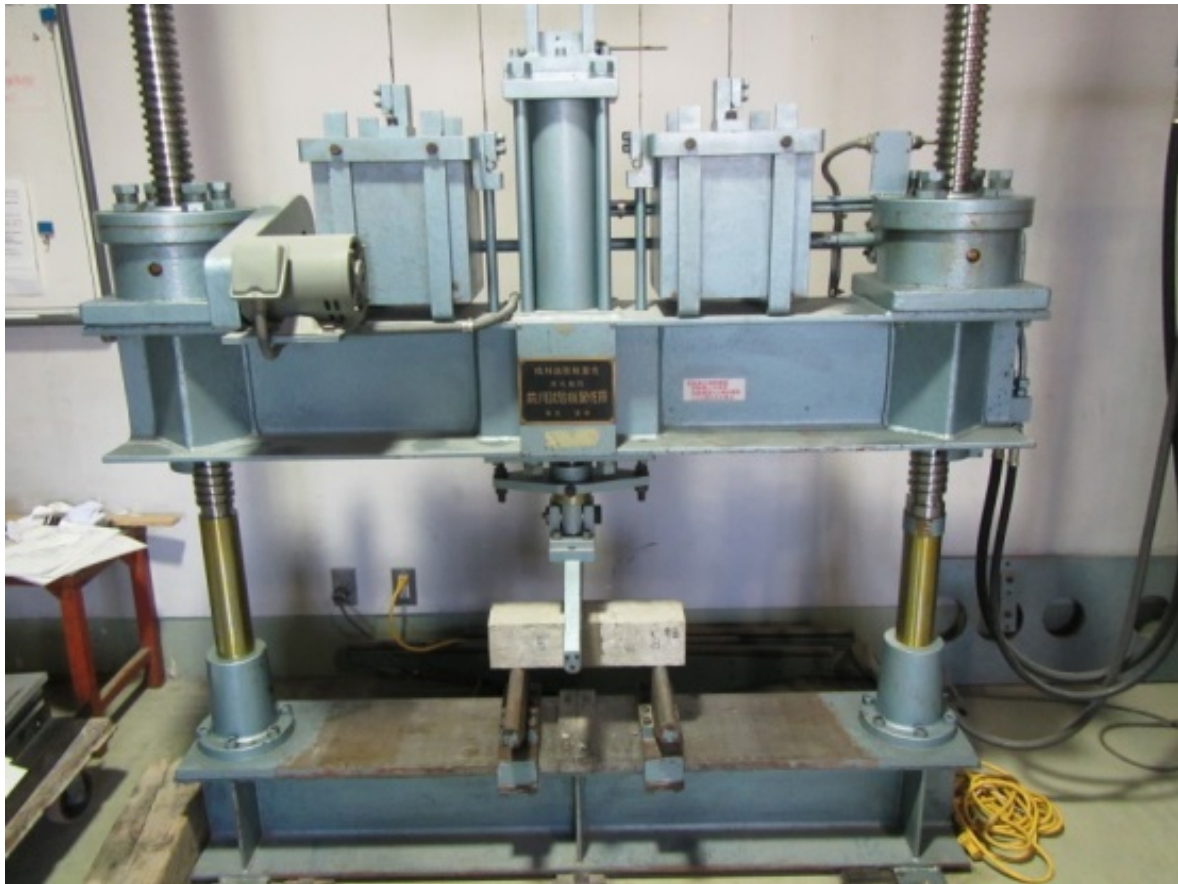


図-7.43 試験に使用した中央点載荷装置

• 試料

供試体はオリジナル試験体③ (図-7.44) とし、断面が正方形でその一辺の長さが 100mm と供試体の長さが 400mm (□-100×100×L=400mm) の長方形供試体とする。充填材の位置は、載荷ローラー直下がコンクリートと充填部の界面になるように、供試体の長さ方向の中央部から避けて設けた。

コンクリートおよび充填材の試験配合、充填幅および試験体数は表-7.22 に示すとおりである。

コンクリート部の作製 (図-7.45)

各充填材の幅を設けたコンパネの両面に表面凝結遅延剤を塗布した。

□-100×100×400mm の鋼製型枠の充填材を充填する位置に、①で準備したコンパネをセットした。

□-100×100×400mm の鋼製型枠のコンクリート部にコンクリートを詰める。コンクリートは 2 層に分けて詰めた。各層は少なくとも 1000mm² に 1 回の割合 (各層の表面積=20000mm² なので、少なくとも 20 回/層) でつくものとし、すぐ下の層まで突き棒が届くようにした。

型枠の上端より上方のコンクリートは取り除き、表面を注意深く均した。

型枠の脱型は、コンクリート打設後 1 日に実施した。

型枠脱型後、コンクリートと充填材の界面の目粗し処理を行い、所定期間 (コンクリートの呼び強度が 50 N/mm² に達するまでの期間)、水中養生した。

充填材充填部の作製 (図-7.46)

充填材の打設は、各コンクリートが 50 N/mm² の強度発現を確認してから実施した。

コンクリートを □-100×100×400mm の鋼製型枠に戻した。この時、コンクリート打込み時の側面、底面、打込み面が元の位置になるようにセットした。

充填材の練混ぜは下記とした。

ポリマーセメントモルタル

所定量の混和液に凝結遅延剤を加えて混練、粉体を投入し 120 秒混練した。

エポキシ樹脂モルタル

主剤に硬化剤を加え、ペール缶ミキサーを用い攪拌を行った。

主剤、硬化剤の混合を確認後、骨材を加え攪拌を行った。

型枠への充填材の打設および締固めは下記とした。

ポリマーセメントモルタル

突き棒、木槌を用いて2層詰めにて、型枠成型した(流し込みが出来る場合は1層詰めにて型枠成型した)。

エポキシ樹脂モルタル

型枠に充填量の半分を投入し、ヘラで型枠側面をなぞるように充填を行った。

残りの充填材を投入し、同様にヘラで側面をなぞるように充填を行った。

上面の均しは、型枠の上端より上方の充填材は取り除き、表面は均した。

型枠の脱型は、充填材打設後翌日に実施した。

充填材の材齢7日まで、 $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$ の恒温恒湿槽で気中養生した。

表-7.22 試験配合・充填幅および試験体数

充填材	配合 No.	充填幅 (mm)	試験体数
			合計
ポリマーセメントモルタル	P-1	30	3
ポリマーセメントモルタル	P-2	30	3
エポキシ樹脂モルタル	E-2	20	3

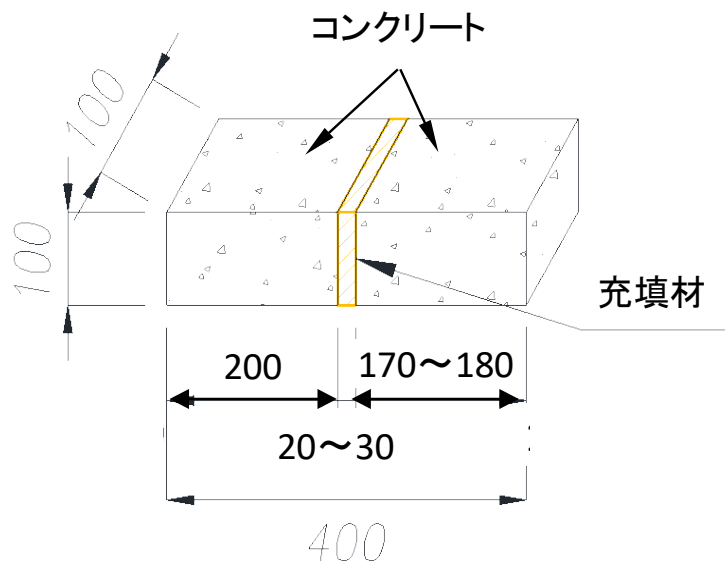
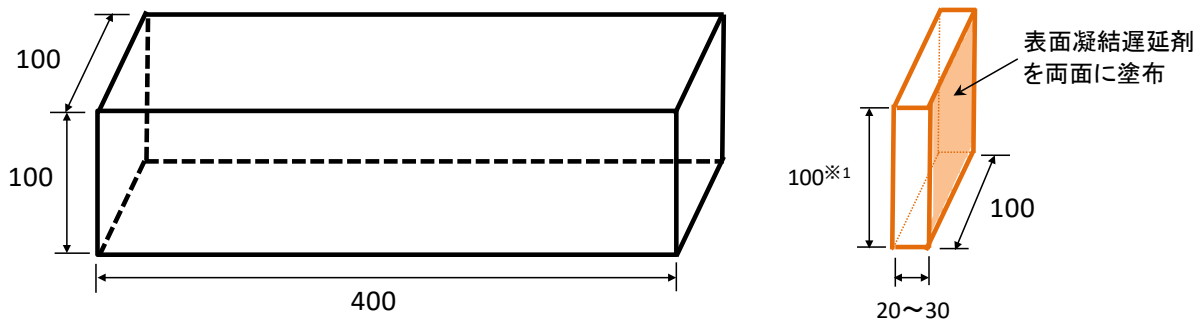


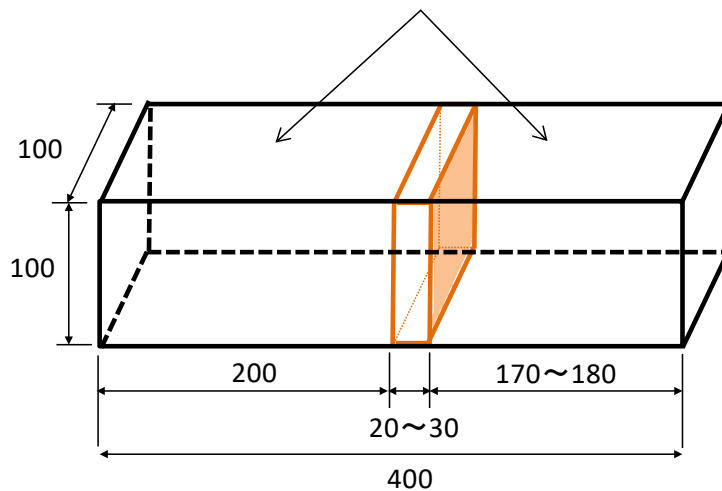
図-7.44 オリジナル試験体③



- (a) 鋼製型枠
 (b) 表面凝結遅延剤を両面に塗布したコンパネ (充填材部目隠し用)

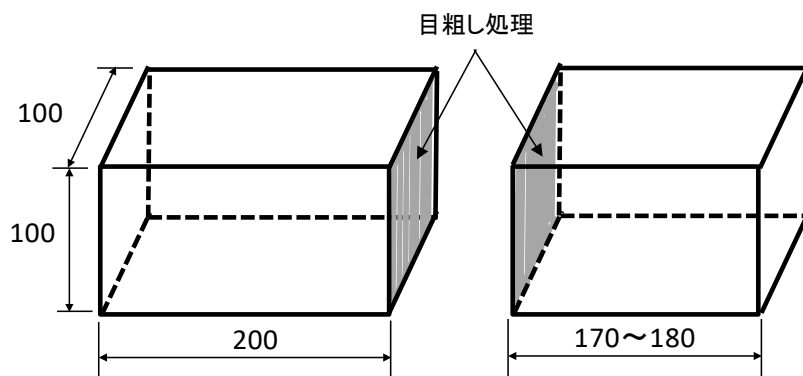
(①) 鋼製型枠および充填部目隠し用コンパネを準備する。

↓
 コンクリートを2層に分けて詰める。



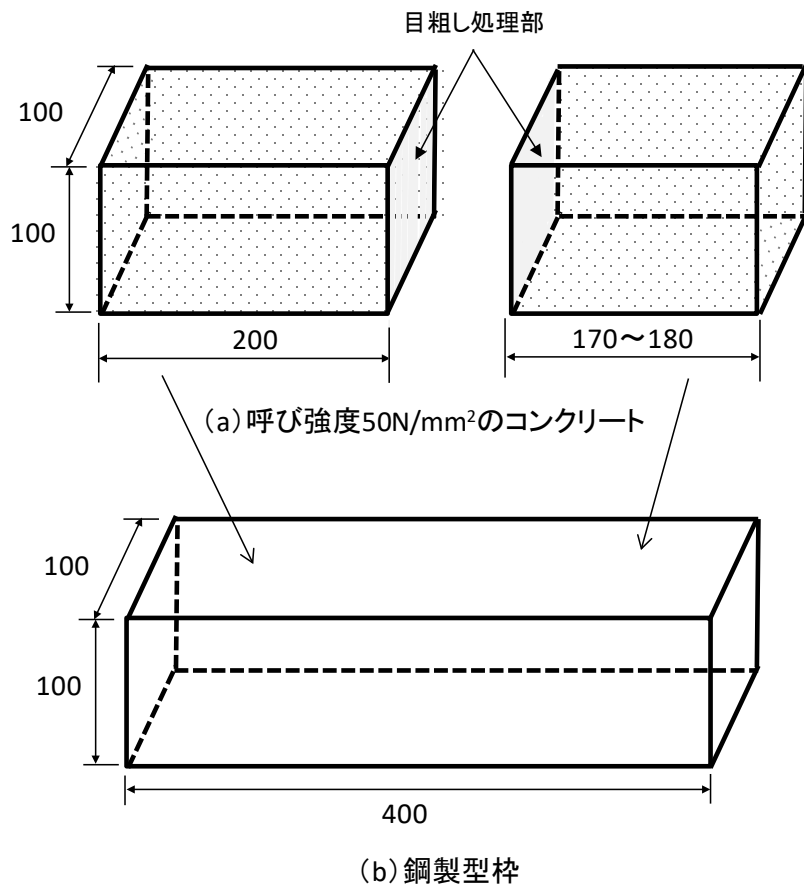
- (②) 鋼製型枠内に充填部目隠し用のコンパネをセットする。
 (③) コンクリート部にコンクリートを2層に分けて詰める。
 (④) 型枠より上方のコンクリートを取り除き、表面を均す。

↓



(⑤) 脱型後→ (⑥) 表面凝結遅延剤塗布部の目粗し処理をする。

図-7.45 オリジナル試験体③のコンクリート部作製概要



- ① コンクリート強度が 50 N/mm² 発現したことを確認する。
- ② コンクリートを鋼製型枠に戻す。

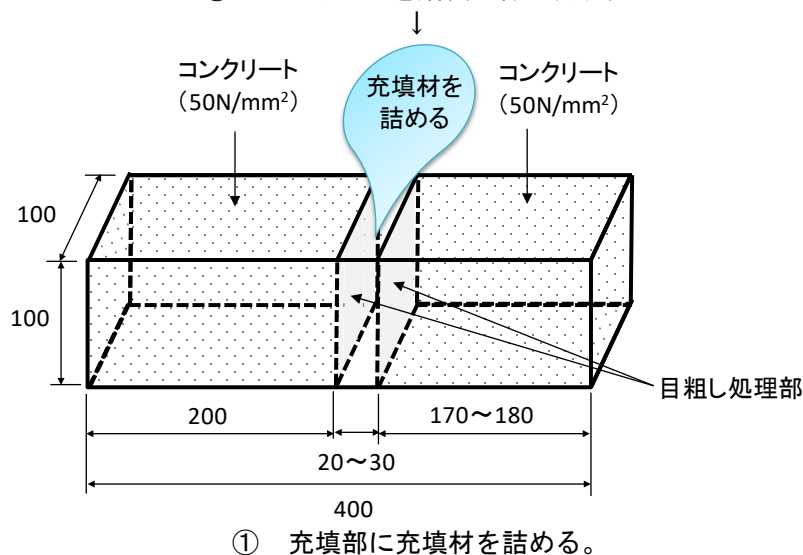


図-7.46 オリジナル試験体③の充填材部作製概要（鋼製型枠を使用する場合）

● 試験方法

供試体は、コンクリート、充填材を型枠に詰めた時の側面を上下の載荷面とし、支承の幅の中央に置き、スパンの中央点に上部載荷装置を接触させた（載荷ローラーの中央部は充填材とコンクリートの界面に接触させた）。

荷重を加える速度は、毎秒 $0.06\text{N} \pm 0.04 \text{ N/mm}^2$ とした。なお、載荷する試験機は荷重制御が可能な試験機を用いた。

供試体が破壊するまでに試験機が示す最大荷重を有効数字 3 けたまで読み取った。

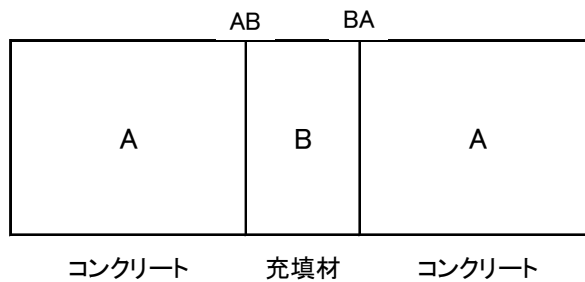
破壊断面の幅は 3 か所において、破壊断面の高さは 2 か所において 0.1mm まで測定し、その平均値を

四捨五入によって有効数字4けたに丸めた。

破壊状況（破断面）を写真にて記録した。破断の状態は、図-7.48 に示し、破断面については破断部位ごとの概略の面積比を算出した。

(a) 破断の表記方法

記号	破壊状態
A	コンクリート部での破壊
AB、BA	コンクリートと充填部の界面の破壊
B	充填部の破壊
A~B	コンクリート~充填部で破壊



(b) 破断箇所

図-7.47 破断状態の表記方法について

• 計算

参考値として曲げ強度を次の式 7.6.5 によって算出し、四捨五入によって有効数字3けたに丸めた。

$$f_b = \frac{3 \times P \times l}{2 \times b \times h^2} \quad \text{式 7.6.5}$$

- ここに、 f_b : 曲げ強度 (N/mm²)
- P : 試験機の示す最大荷重 (N)
- L : スパン(mm)
- b : 破壊断面の幅 (mm)
- h : 破壊断面の高さ (mm)

• 試験結果

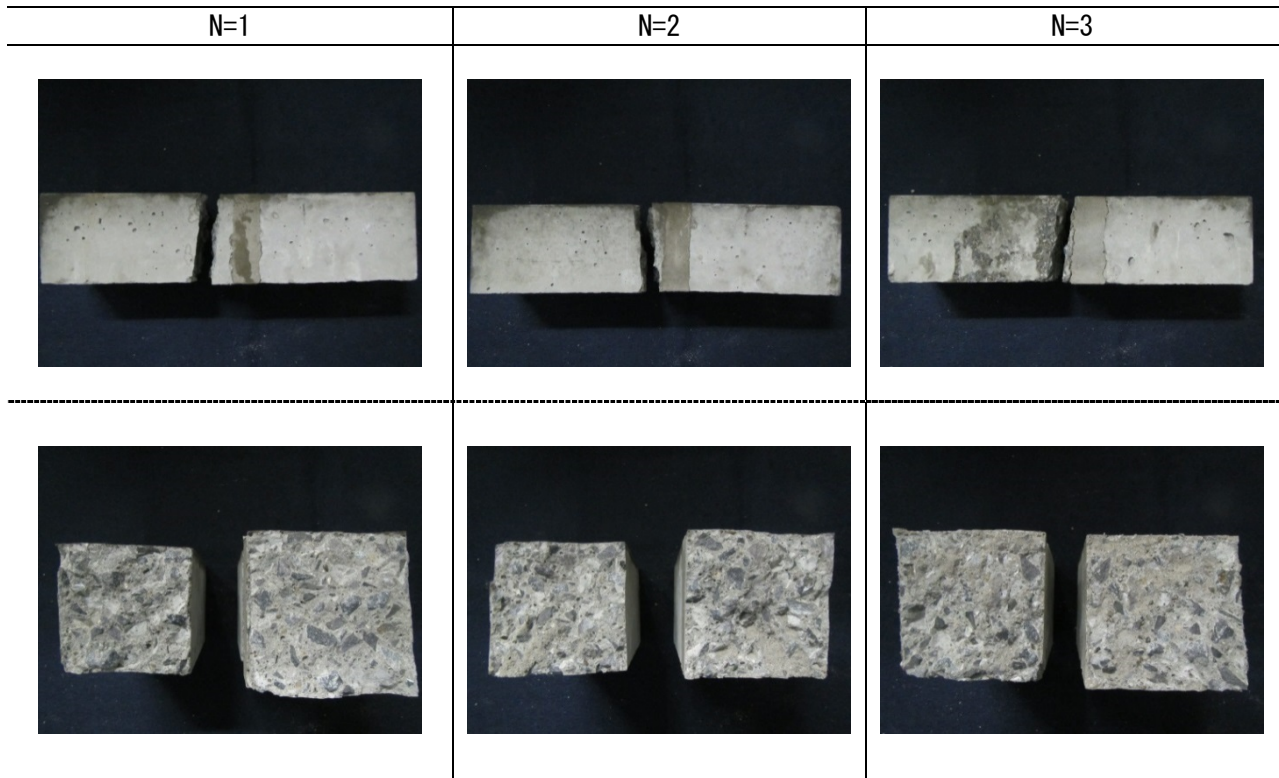
ポリマーセメントモルタル

表-7.23 に試験結果を、図-7.48 に破断状況を示す。

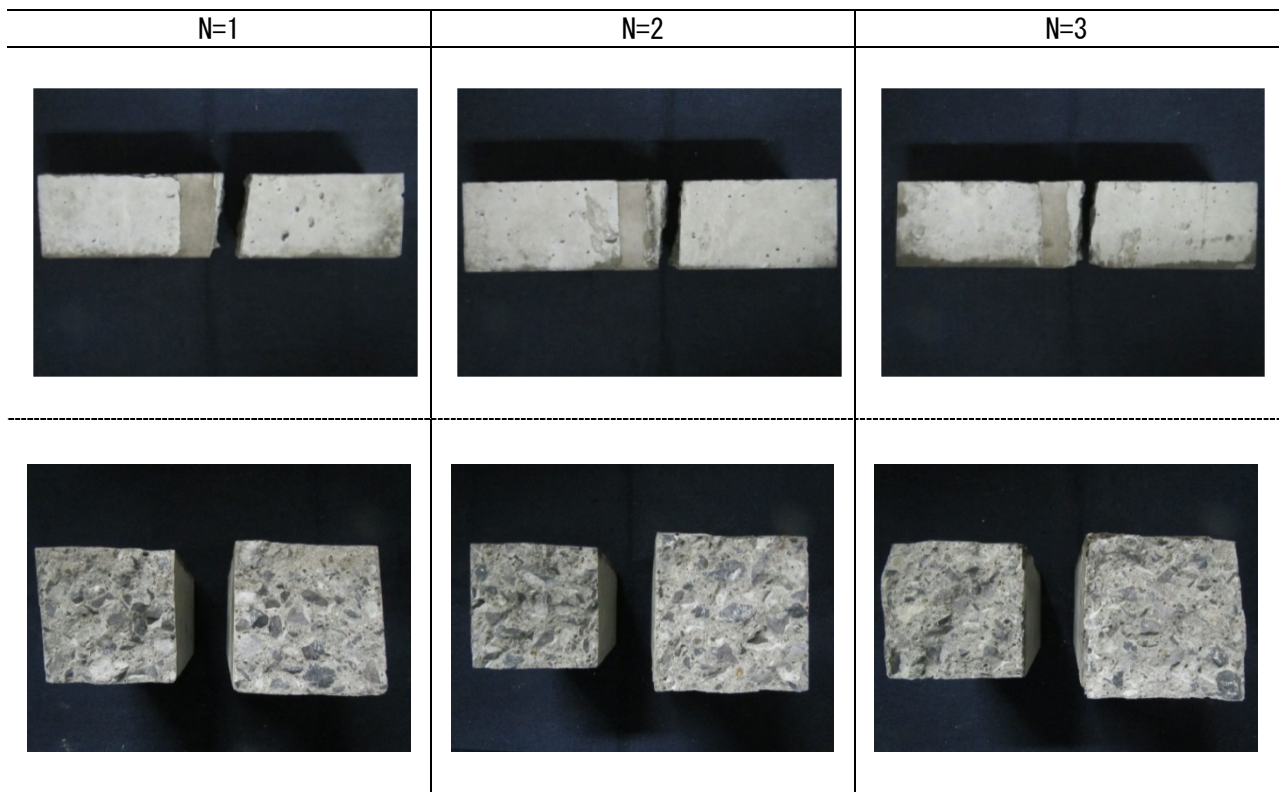
ポリマーセメントモルタルの破壊モードは、従来品 (P-1)、低弾性品 (P-2) とともに「コンクリート部での破壊 (A)」であった。

表-7.23 ポリマーセメントモルタルとコンクリートとの付着性試験結果

配合 No.	供試体番号	破断面の幅 (mm)	破断面の高さ (mm)	最大荷重 (kN)		曲げ強度 (N/mm ²)		破断状態	破壊断面における コンクリート・ 充填材の面積比
					平均		平均		
P-1	1	(100)	(100)	16.5	16.0	7.43	7.05	A	Co/充=10/0
	2	(100)	(100)	15.5		6.98		A	Co/充=10/0
	3	(100)	(100)	15.0		6.75		A	Co/充=10/0
P-2	1	(100)	(100)	15.0	15.0	6.75	6.75	A	Co/充=10/0
	2	(100)	(100)	14.5		6.53		A	Co/充=10/0
	3	(100)	(100)	15.5		6.98		A	Co/充=10/0



(a) No. P-1



(b) No. P-2 (低弾性品)

図-7.48 コンクリート/ポリマーセメントモルタルの破断状況

エポキシ樹脂モルタル

表-7.24 に試験結果を、図-7.49 に破断状況を示す。

エポキシ樹脂モルタル (E-2) は、3 体とも、コンクリート部で破壊する領域 (A) と、コンクリートと充填材の界面で破壊する領域 (AB) がある破壊モードであった。また、コンクリートと充填材の界面で破壊している領域は、載荷面側であった。

エポキシ樹脂モルタルが 3 体ともコンクリート部で破壊しなかった原因は、配合改良によりエポキシ樹脂モルタルがまわりにくくなったこと、骨材が増えたことでエポキシ樹脂モルタルとコンクリートとの接触面積が減ったためと考えている。また、温冷繰返し及び凍結融解抵抗性の強度、破壊性状に改善がみられるため、強度発現(材齢)の影響も考えられる。

<対策>

流動性を確保した配合にすることでコンクリートとの接触面積を増やすと共に、強度発現を早くする樹脂配合を検討する (樹脂リッチとなるよう骨材および配合量を変更する)。

表-7.24 エポキシ樹脂モルタルとコンクリートとの付着性試験結果

配合 No.	供試体番号	破断面の幅 (mm)	破断面の高さ (mm)	最大荷重 (N)	曲げ強度 (N/mm ²)	破断状態	破壊断面におけるコンクリート・充填材の面積比
E-2	1	(100)	(100)	11.5	5.18	A, AB	A (72.5%), AB (27.5%)
	2	(100)	(100)	12.6	5.67	A, AB	A (75%), AB (25%)
	3	(100)	(100)	11.1	5.00	A, AB	A (75%), AB (25%)

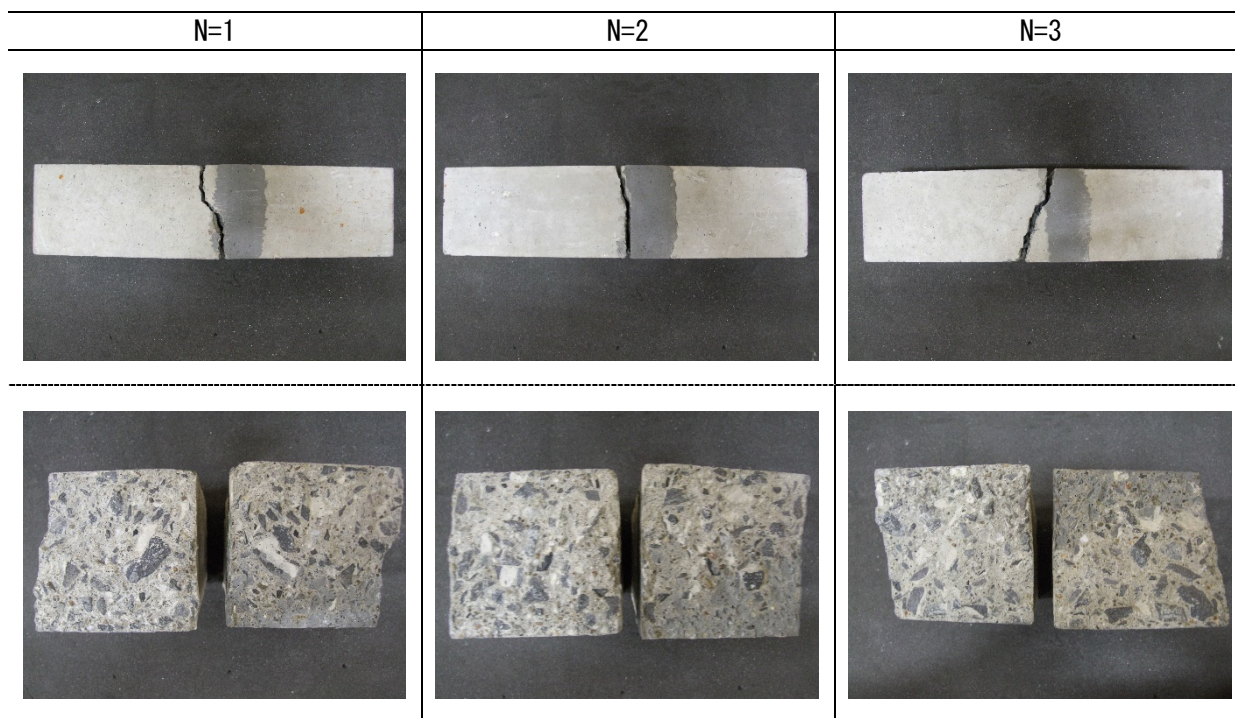


図-7.49 コンクリート/エポキシ樹脂モルタルの破断状況 (E-2)

7.6.3 耐久性能

耐久性に関する性能照査は、中性化抵抗性、温冷繰返し抵抗性、凍結融解抵抗性および遮塩性に関して照査した。試験方法の詳細および試験結果を下記に示す。

① 中性化抵抗性

中性化抵抗性は、試験法 439 に準拠した。ただし、エポキシ樹脂モルタルの中性化深さは、フェノールフタレイン噴霧法で評価できないため、電子線マイクロアナライザーにより C 元素の面分析で測定した。

● 引用規格

試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法
(NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法)

JIS A 1153 : 2012 コンクリートの促進中性化試験方法

JIS A 1132 : 2014 コンクリート強度試験用試験体の作り方

JIS A 1138 : 2005 試験室におけるコンクリートの作り方

JIS A 1152 : 2011 コンクリートの中性化深さの測定方法

JIS K 1106 : 2008 液化二酸化炭素

JSCE-G-574-2013 EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法

● 試験用装置及び器具

□-100×100×400mm の鋼製型枠または簡易型枠

試験用装置

試験体に所定の促進中性化の条件を与えるのに必要な温度及び湿度制御装置、二酸化炭素濃度制御装置、試験槽、温度及び湿度測定装置、並びに二酸化炭素濃度測定装置からなるものとし、温度を 1℃、相対湿度を 1%、二酸化炭素濃度を 0.1% まで読み取れるものを用いた。

試験に使用する二酸化炭素

JIS K 1106 に適合する液化二酸化炭素又はこれと同等の品質をもつものを用いた。

測定用装置および器具

次のうち必要なものを用いた。

試験体を割裂できる圧縮試験機、曲げ試験機、ハンマーなどの装置または器具

試験体を切断できるコンクリートカッターなどの装置

測定面に付着するコンクリートの小片又は粉を除去できるはけ、電気掃除機などの器具

ドライヤー

噴霧器

ノギス、または金属製長尺で 0.5mm まで読み取れるもの。

● 試料

試験に用いる試験体は、コンクリート試験体、充填材試験体とし、充填材とコンクリートの中性化抵抗性を相対比較した。なお、コンクリート試験体は呼び強度 50 N/mm² のコンクリートを用いた。

コンクリートおよび充填材の試験配合、試験体数は表-7.25 に示すとおりである。

試験体は、断面が正方形でその一辺の長さが 100mm と試験体の長さが 400mm (□-100×100×L=400mm) の長方形試験体とした。

練混ぜ後のコンクリートの詰め方は下記とした。

突き棒を用いる場合は、2 層以上のほぼ等しい層に分けて詰める。各層は少なくとも 1000mm² に 1 回の割合で突くものとし (各層の表面積=40,000mm² となるため、40 回/各層程度)、すぐ下の層まで突き棒が届くようにする。突いて材料の分離を生じる恐れがあるときは、分離を生じない程度に突き数を減らす。

内部振動を用いる場合は、1 層又は 2 層以上のほぼ等しい層に分けて詰める。内部振動機はコンクリート中に鉛直に挿入する。最下層を締固める場合は、型枠底面から約 20mm 上方までの深さまで突き入れる。最下層以外を締固める場合は、すぐ下の層に 20mm 程度差し込むようにする。振動締固めは、大きな気泡が出なくなるまで続ける。その後、振動機によってできた穴を残さないようにゆっくりと引き

抜く。

上面の均しは、型枠の上端より上方のコンクリートは取り除き、表面は注意深くならず。試験体上面のならしの際には、打込みが終わった後、上面の余分のコンクリートおよび充填材をかき取り、木ごてでならした後、適切な時期に金ごてで仕上げると、試験体上部近辺における中性化深さのばらつきなどが小さくなる。

練混ぜ後の充填材の打設および締固めは、各充填材の施工要領に従う。もしくは、JIS に従い、(4)の①～③とした。

型枠の取り外しは、コンクリートおよび充填材を詰め終わった後、その硬化をもって行った。型枠の取り外し時期は詰め終わってから 16 時間以上 3 日以内とした。

試験開始材齢は 7 日とし、試験体は型枠を取り外した後、前養生として温度 $23 \pm 2^\circ\text{C}$ の恒温室にて気中養生とした。

材齢 7 日の間に、試験体の打込み面、底面および両端面を、二酸化炭素を遮断するのに十分なものでピンホールがないようにシールする。シールはエポキシ樹脂、アルミニウム箔テープを用いた。

コンクリートおよび充填材の練混ぜは下記とした。

コンクリート

所定量のセメント、粗骨材、細骨材で 30 秒混練、水(混和剤入)を投入後 60 秒混練、掻き落とし後、60 秒混練した。

ポリマーセメントモルタル

所定量の混和液に凝結遅延剤を加えて混練、粉体を投入し 120 秒混練した。

エポキシ樹脂モルタル

主剤に硬化剤を加え、ペール缶ミキサーを用い攪拌を行った。

主剤、硬化剤の混合を確認後、骨材を加え攪拌を行った。

型枠への充填材の打設および締固めは下記とした。

コンクリート

突き棒、木槌、必要に応じてバイブレーターを用いて 2 層詰めにて、型枠成型した。

ポリマーセメントモルタル

突き棒、木槌を用いて 2 層詰めにて、型枠成型した(流込みが出来る場合は 1 層詰めにて型枠成型した)。

エポキシ樹脂モルタル

型枠に充填量の半分を投入し、ヘラで型枠側面をなぞるように充填を行った。

残りの充填材を投入し、同様にヘラで側面をなぞるように充填を行った。

上面の均しは、型枠の上端より上方の充填材は取り除き、表面は均した。

型枠の取り外し時期は、ポリマーセメントモルタルは充填材打設後 24 時間、エポキシ樹脂モルタルは充填材打設後翌日とした。なお、試験体の養生は $23 \pm 2^\circ\text{C}$ の気中養生とする。

表-7.25 試験配合および試験体数

充填材	配合 No.	試験体数	備考
		合計	
コンクリート	C-2	2	
ポリマーセメントモルタル	P-1	2	
ポリマーセメントモルタル	P-2	2	
エポキシ樹脂モルタル	E-1	2	配合改良の影響を受けないため、E-1 で評価した。

● 試験方法

中性化の促進条件は、温度： $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ 、相対湿度： $60\pm 5\%$ 、二酸化炭素濃度： $5\pm 0.2\%$ とした。

試験体は、個々の環境条件が等しくなるように、各試験体は 20mm 以上の間隔を取って設置した。また、試験体は側面が鉛直になるように設置した。

中性化深さの測定は、促進試験開始後、促進期間が 1、4、8、13、26 週になった時に行った。

測定面は、所定の促進期間に達した時点で、図-7.50 a)に示すように、試験体の長さ方向と直角に試験体を端部から約 60mm の位置で割裂した面とした。割裂面を測定面とする場合は、圧縮試験機などで試験体を割裂し、割裂面に付着するコンクリートの小片、粉などをはけ、電気掃除機などで除去した。

測定箇所は、図-7.50 b)に示すように、1 側面につき 6 等分した 5 箇所とした。

中性化深さの測定は、次による。

フェノールフタレイン噴霧法（ポリマーセメントモルタル、エポキシ樹脂モルタル）

試薬は、95%エタノール 90mL にフェノールフタレインの粉末 1g を溶かし、水を加えて 100mL としたフェノールフタレイン溶液とする。

測定面の処理が終了した後、直ちに測定面に①に示すフェノールフタレイン容器を噴霧器で液が滴らない程度に噴霧し、呈色した部分が安定後、直ちに中性化深さを測定した。

測定箇所は、コンクリート表面から赤紫色に呈色した部分までの距離を $0.5\text{mm}\times 1$ の単位で測定した。測定は、呈色した部分が安定してから行った。なお、中性化深さが浅い場合は、 0.5mm 以下とした。

コンクリートが著しく乾燥していて赤紫色の呈色が不鮮明な場合には、試薬を噴霧した測定面に噴霧器で水を少量噴霧するか、試薬を再度噴霧するなどして、発色が鮮明になってから測定を行った。

※1：中性化深さが浅い場合は、 0.5mm 以下としてよい。

電子線マイクロアナライザーによる面分析（JSCE-G-574-2013）

エポキシ樹脂モルタルは、中性化試験 26 週後の試験体を用いて、電子線マイクロアナライザーによる面分析の C 元素マッピングで二酸化炭素の浸透有無を判断した。

試料調整概要を図-7.51 に示す。

供試体の表面に樹脂を塗布した後、ダイヤモンドカッターにより切断し、縦横 4.5cm 程度、厚さ 1.8cm 程度の板状試料片を得た。

これをメタクリル樹脂で包埋した後、 $4.5\text{cm}\times 4.5\text{cm}$ の面を研磨して分析面とした。なお、研磨に用いる伸展液と洗浄液には有機溶剤を用いた。

分析面に導電性を与える目的で金を蒸着した後、電子線マイクロアナライザー（EPMA）による面分析を行った。EPMA による面分析の分析条件および画分析画像の作成条件を表-7.26 に示す。

測定を継続する試験体の割裂面又は切断面は、c)試料_(8)に従ってシールし、その後、直ちに(1)に従い試験を継続した。

● 計算

中性化深さは、各試験体の 2 面 10 箇所の平均値と、3 個の試験体の各 2 面、合計 6 面の 30 か所の平均値を各々計算し、四捨五入によって小数点以下 1 桁に丸めた。

また、中性化深さ (mm) を促進開始時からの期間 (週) の平方根で除して求めた中性化速度係数 ($\text{mm}/\sqrt{\text{週}}$) を算出した。

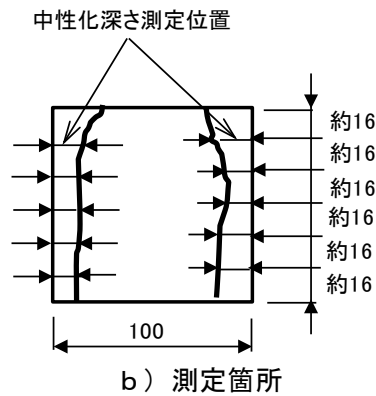
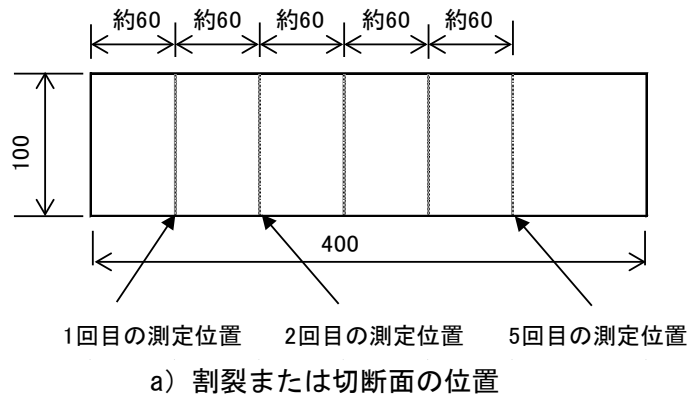


図-7.50 中性化深さの測定位置 (単位: mm)

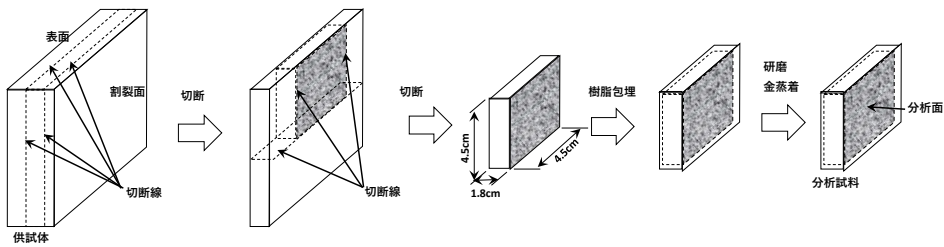


図-7.51 試料調整概要

表-7.26 面分析の測定条件および面分析画像の作成条件

試験方法	JSCE-G574-2013「EPMA法によるコンクリート中の元素の面分析方法(案)」		
使用機器	日本電子社製 電子線マイクロアナライザー JXA-8200		
加速電圧	15 kV	照射電流	200 nA
ピクセル [※] サイズ	100 μm	プローブ径	50 μm
ピクセル数	縦400×横400(表面を含む縦40×横40 mm)		
計数時間	40 msec/ピクセル		
測定元素	炭素(C)、カルシウム(Ca)、イオウ(S)、ナトリウム(Na)		
標準試料	C: Calcite (CO ₂ =43.97%), Ca: Wollastonite (CaO=48.00%) S: Anhydrite (SO ₂ =58.81%), Na: Albite (Na ₂ O=11.48%)		
分光結晶	C (LDE2H)、Ca, S (PET)、Na (TAP)		
スキャン方式	ステージスキャン		
濃度換算方法	比例法		
測定結果の表示形式	濃度を酸化物(CO ₂ , CaO, SO ₂ , Na ₂ O)としての%で表示		
面分析画像の作成条件	空隙など実体のない部分を除く全ピクセルを表示		

※ピクセル: 分析を行う一つの区画のこと




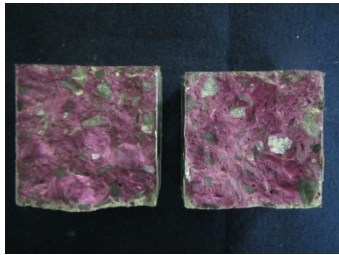
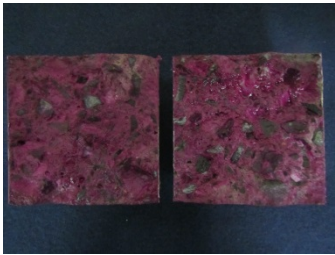
● 試験結果

呼び強度 50 N/mm² のコンクリート

表-7.27 に中性化深さの測定結果を示す。

呼び強度 50 N/mm² のコンクリートの中性化速度係数は 0.1mm/√週であった。

表-7.27 中性化深さ測定結果（フェノールフタレイン噴霧法）


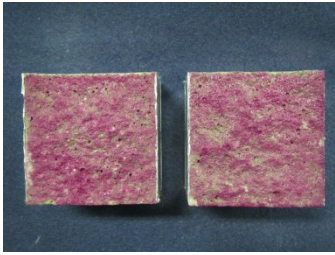
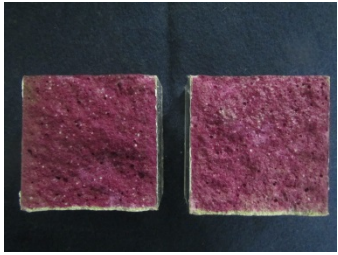

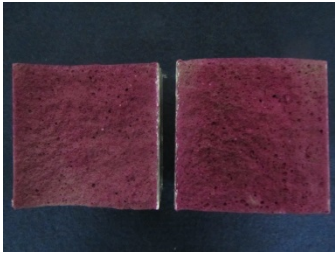
促進期間	1 週	4 週	8 週
中性化深さ (mm)	1.0	1.0	0.5
写真			
促進期間	13 週	26 週	
中性化深さ (mm)	0.5	0.5	
写真			
中性化速度係数 (mm/√週)		0.1	

ポリマーセメントモルタル

表-7.28 に中性化深さの測定結果を示す。

ポリマーセメントモルタルの中性化速度係数は $0.1\text{mm}/\sqrt{\text{週}}$ であり、呼び強度 $50\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートの中性化速度係数と同等であった。

表-7.28 中性化深さ測定結果（フェノールフタレイン噴霧法）

促進期間	1 週	4 週	8 週
中性化深さ (mm)	0.5	0.5	0.5
写真			
促進期間	13 週	26 週	
中性化深さ (mm)	0.5	0.5	
写真			
中性化速度係数 ($\text{mm}/\sqrt{\text{週}}$)	0.1		

エポキシ樹脂モルタル






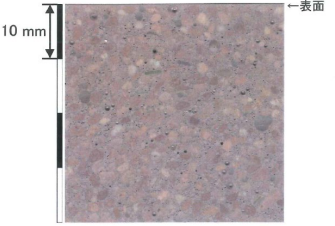
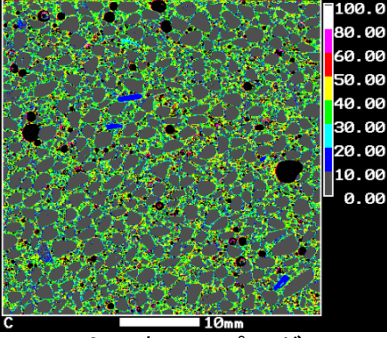
表-7.29 に中性化深さの測定結果を示す。

エポキシ樹脂モルタルはアルカリ性ではないため、フェノールフタレイン噴霧法では CO₂ 浸透有無を判定できなかった。

そこで、土木学会規格「JSCE-G-574-2013 EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法」を引用し、EPMA による C 濃度のマッピングにより、CO₂ 浸透有無を判定した。表-7.29 に促進中性化試験 26 週後の EPMA による C 濃度の面分析結果も示す。表面～深さ方向 40mm まで、C 濃度は同じであった。また、C 濃度は 40%程度と初期の C 濃度と同程度であった。これより、促進中性化試験 26 週では CO₂ は浸透していないと判断した。

よって、JSCE-G-574 で中性化抵抗性を判定した場合、エポキシ樹脂モルタルの中性抵抗性は非常に高いと言える。

表-7.29 中性化深さ測定結果

促進期間	1 週	4 週	8 週
中性化深さ (mm)	判定不可	判定不可	判定不可
写真			
促進期間	13 週	26 週	
中性化深さ (mm)	判定不可	判定不可	
写真			
EPMA による面分析結果 (26 週後)	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>分析面視状況</p> <p>※赤茶色になっているのは、蒸着した金の影響である。</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>C 元素マッピング</p> </div> </div>		
中性化速度係数 (mm/√週)	26 週では CO ₂ は浸透していない (CO ₂ 浸透速度は非常に遅い)		

② 温冷繰返し抵抗性

本試験は、コンクリート/充填材界面の付着性能について実橋に作用する最大・最小温度を適用することで、性能の劣化程度を調べるために実施した。試験は JIS A 1171 に準拠した。試験体は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体③）を用いた。

● 引用規格

JIS A 1171 : 2016 ポリマーセメントモルタルの試験方法
(7.5 接着耐久性試験)

JIS A 1106 : 2006 コンクリートの曲げ強度試験方法
(附属書 1(参考)中央点載荷法によるコンクリート曲げ強度試験方法)

● 試験用装置及び器具

□-100×100×400mm の鋼製型枠または簡易型枠

中央点載荷装置は、図-7.43（試験用装置及び器具）と同じとした。

温冷繰返し試験の試験装置

試験体に所定の温冷サイクルを与えるのに必要な冷却および加熱装置、試験槽、制御装置、並びに温度測定装置からなるものを用いた。温度測定装置は、試験槽内温度、および水槽温度を最小表示量 1.0℃以下で測定できるもので、記録装置をもつものを用いた。

● 試料

試験体はオリジナル試験体③（図-7.44）とする。

試験体の作製方法は、図-7.46 に記載の方法と同じである。

コンクリートおよび充填材の試験配合、試験体数は表-7.30 に示すとおりである。

温冷繰返しの試験開始材齢は 7 日とし、前養生として、23±2℃の恒温恒湿槽にて気中養生した。

表-7.30 試験配合および試験体数

充填材	配合 No.	充填幅 (mm)	試験体数
			合計
ポリマーセメントモルタル	P-1	30	3
ポリマーセメントモルタル	P-2	30	3
エポキシ樹脂モルタル	E-2	20	3

● 試験方法

試験体を温度 20±2℃の水中に 18 時間浸漬した後、直ちに温度-20±3℃の恒温器中で 3 時間冷却し、次いで、温度 50±3℃の恒温器中で 3 時間加温する 1 サイクルを 24 時間とする温冷繰返し操作を 10 回繰返した。10 回目の温冷繰返し操作後、試験室に 2 時間静置した後、中央点載荷法による曲げ強度試験を実施した。破壊状況（破断面）を写真にて記録した。破断の状態は、図-7.53 で示し、破断面については破断部位ごとの概略の面積比を算出した。

● 計算

「7.6.2（4）コンクリートとの付着性」と同様に行った。

● 試験結果

ポリマーセメントモルタル

表-7.32 に試験結果を、図-7.53 に破断状況を示す。

ポリマーセメントモルタルの破壊モードは、従来品（P-1）、低弾性品（P-2）とも、コンクリート部で破壊（A）する領域と充填材料部で破壊（B）する領域があり、「閾値：コンクリートで破断」を満足することはできなかった。ただし、コンクリート/充填材界面では破壊しなかった。また、図-7.52 に示すように、温冷繰返し前の付着強度（7.6.2（4）コンクリートとの付着性）と比較すると、コンクリートの付着性は低下していなかった。

ポリマーセメントモルタルで破壊する領域が発生した原因として、配合改良の影響が考えられる。静弾性係数を小さくするために、P/C (%)、W/C (%) は断面修復材とほぼ同じ割合を保ちつつ、単位ポリマー量 (kg/m³) を増やす配合としたため、断面修復材より単位水量が多くなる配合となった。結果、ポリマーセメントモルタル固化体組織の緻密性が若干低下し、水の浸入を許しやすい状態となり、温冷繰返しの影響を受けた可能性が考えられる。

<対策>

No.P-1 より疲労耐久性を向上させるために静弾性係数をコンクリートの 1/3~1/4 となるよう配合改良した、No.P-2 をベースに、下記の 2 案で配合改良を実施する。

対策案 1 : P/C は No.P-2 と同じとし、W/C は No.P-2 より小さくした配合

(混和液(ポリマー+水)中のポリマー割合を No.P-2 より大きくしたため、単位水量も小さくなる。また、No.P-2 より単位ポリマー量が多くなったため、単位セメント量も多くなる。)

対策案 2 : P/C は No.P-2 より大きくし、W/C は No.P-2 より若干小さくした配合 (混和液(ポリマー+水)中のポリマー割合を No.P-2 より大きくしたため、単位水量も小さくなる。また、P/C は No.P-2 より大きく、単位セメント量は No.P-2 と同程度としている。)

表-7.31 対策案

	P/C (%)	W/C (%)	プレミックス材 (kg/m ³)	混和液 (ポリマー) (kg/m ³)	混和液 (水) (kg/m ³)	P/ (P+C) (%)
No. P-2	17.8	26.7	1303 (C:760)	138.8	208.2	40
対策案 1	17.3	21.2	1376 (C:836)	144.9	177.1	45
対策案 2	19.7	24.1	1279 (C:779)	153.4	187.6	45

表-7.32 温冷繰返し抵抗性試験結果

配合 No.	試験体番号	破断面の幅 (mm)	破断面の高さ (mm)	最大荷重 (kN)		曲げ強度 (N/mm ²)		破断状態	破壊断面におけるコンクリート・充填材の面積比
					平均		平均		
P-1	1	(100)	(100)	16.3	15.8	7.33	7.11	B	Co/充=2/8
	2	(100)	(100)	15.0		6.75		A	Co/充=10/0
	3	(100)	(100)	16.1		7.25		A	Co/充=10/0
P-2	1	(100)	(100)	15.5	15.0	6.98	6.77	A, B	Co/充=5/5
	2	(100)	(100)	14.8		6.66		B	Co/充=3/7
	3	(100)	(100)	14.8		6.66		B	Co/充=2/8

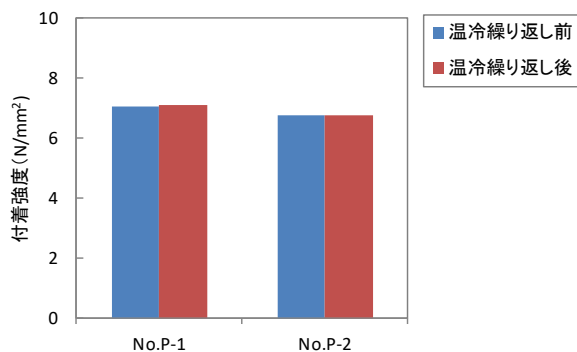
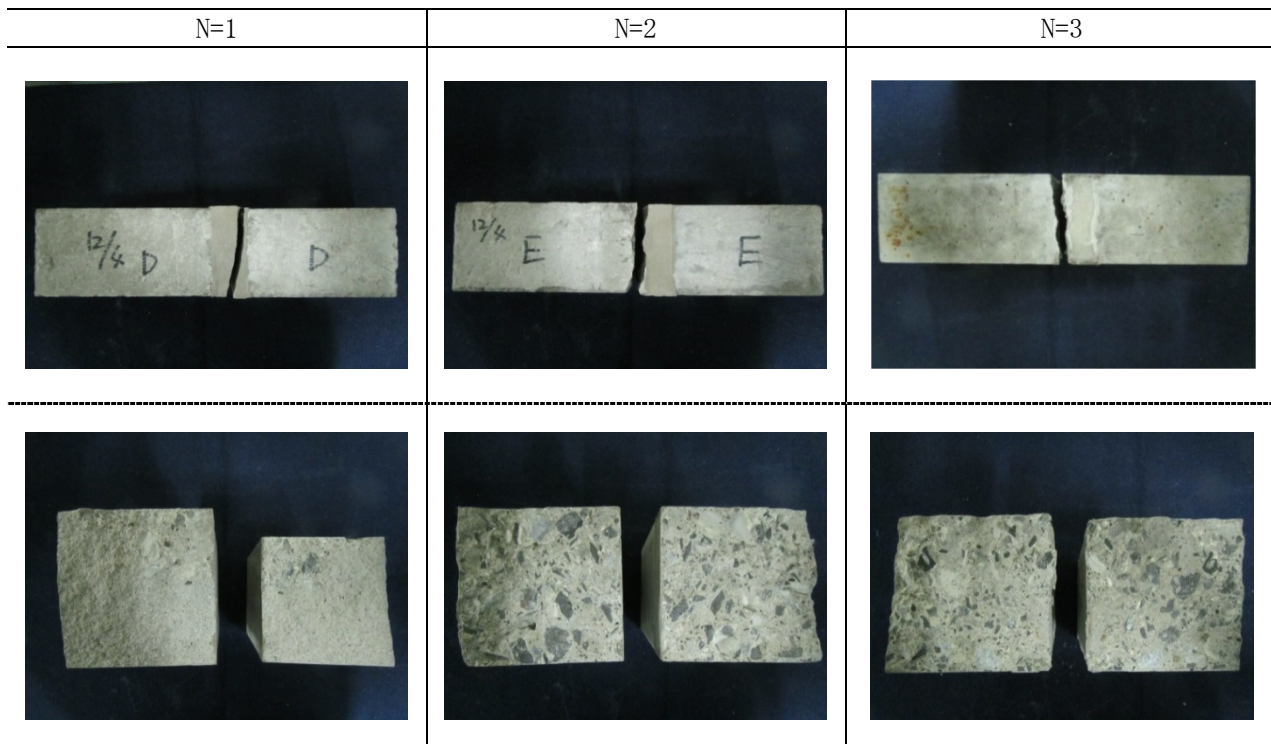
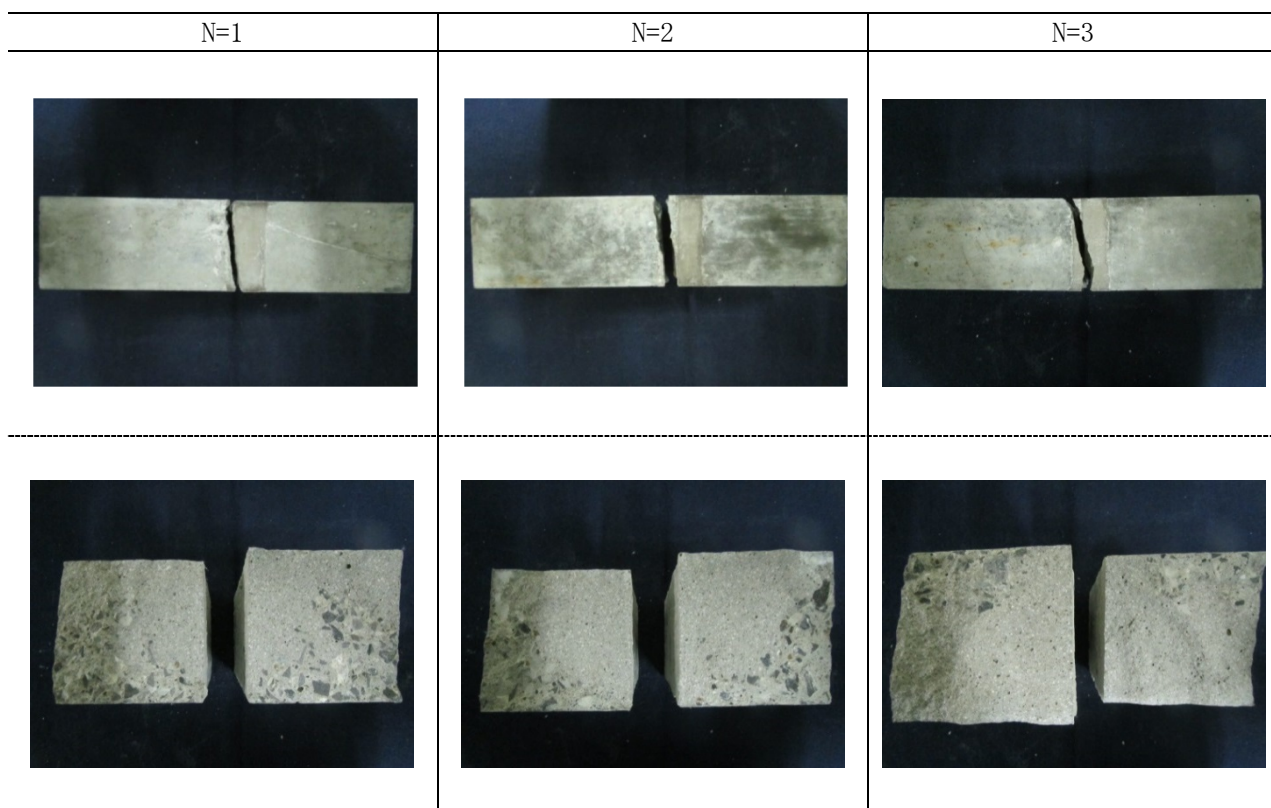


図-7.52 温冷繰返し前後の付着強度



(a) No. P-1 (従来品)



(b) No. P-2 (低弾性品)

図-7.53 温冷繰返し後に実施した曲げ強度試験後の破断状況

エポキシ樹脂モルタル

表-7.33 に試験結果を、図-7.55 に破断状況を示す。

エポキシ樹脂モルタル (E-2) は、温冷繰返し前のコンクリートとの付着性試験 (7.6.2 (4)) と同様、3 体とも、コンクリート部で破壊する領域 (A) と、コンクリートと充填材の界面で破壊する領域 (AB) がある破壊モードであった。また、コンクリートと充填材の界面で破壊している領域は、載荷面側であった。但し、コンクリートと充填材の界面で破壊する領域は、温冷繰返し前が約 25% であったのに対し温冷繰返し後は約 7% と、温冷繰返し前より減少した。

図-7.54 に示すように、コンクリートの付着性 (Avg.5.28 N/mm²) と比較すると温冷繰返し後の付着強度は上昇し、破壊性状として界面での破壊面積が減少していることから、エポキシ樹脂モルタルが 3 体ともコンクリートで破壊しなかった原因は強度発現 (材齢) の影響と考えている。

<対策>

コンクリートとの付着性同様、流動性を確保した配合にすることでコンクリートとの接触面積を増やすと共に、強度発現を早くする樹脂配合を検討する (樹脂リッチとなるよう骨材および配合量を変更する)。

表-7.33 温冷繰返し抵抗性試験結果 (エポキシ樹脂モルタル)

配合 No.	試験体番号	破断面の幅 (mm)	破断面の高さ (mm)	最大荷重 (kN)		曲げ強度 (N/mm ²)		破断状態	破壊断面におけるコンクリート・充填材の面積比
					平均		平均		
E-2	1	(100)	(100)	15.5	15.7	6.98	7.08	A, AB	A (95%), AB (5%)
	2	(100)	(100)	16.2		7.29		A, AB	A (90%), AB (10%)
	3	(100)	(100)	15.5		6.98		A, AB	A (95%), AB (5%)

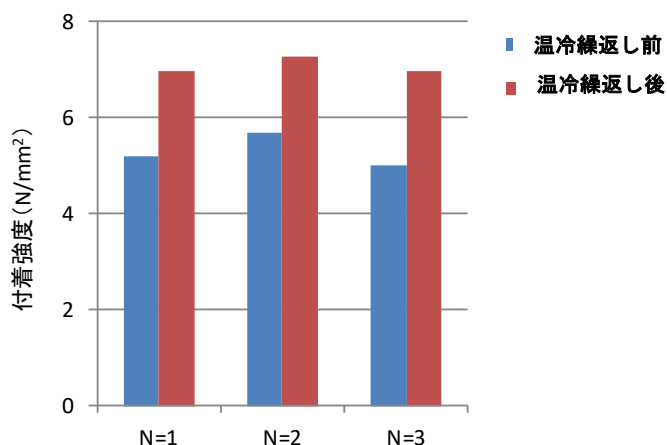


図-7.54 温冷繰返し前後の付着強度

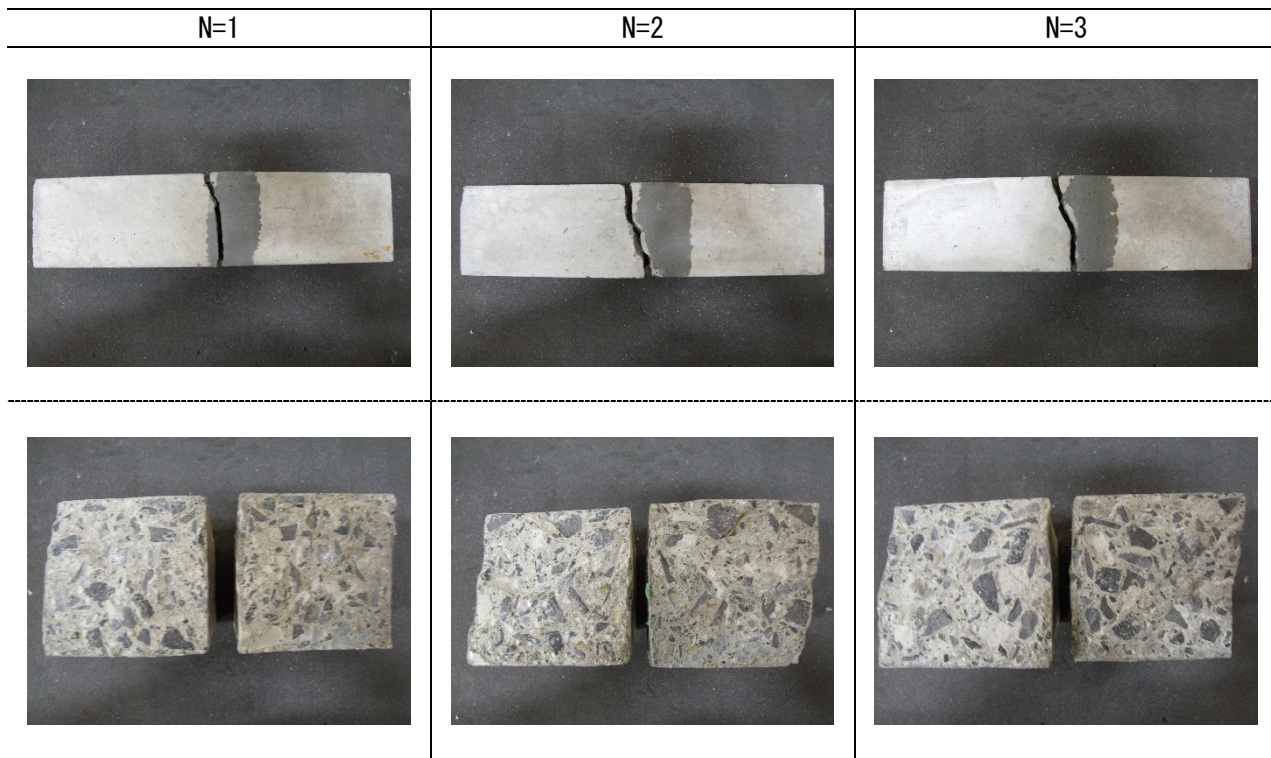


図-7.55 温冷繰返し後に実施した曲げ強度試験後の破断状況（エポキシ樹脂モルタル）

③ 凍結融解抵抗性（付着性）

凍結融解試験は試験法 439 に準拠した。試験体は、提案構造を用いたプレキャスト床版継手を模擬した試験体（オリジナル試験体③）を用いた。凍結融解試験後の付着性試験は、JIS A 1106 に準拠し、凍結融解前後でコンクリートと充填材の付着強度および充填材の曲げ引張性能が低下しないかを確認した。

● 引用規格

試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法
(NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法)
JIS A 1148 : 2010 コンクリートの凍結融解試験方法
JIS A 1106 : 2006 コンクリートの曲げ強度試験方法
(附属書 1(参考)中央点載荷法によるコンクリート曲げ強度試験方法)

● 試験用装置及び器具

□-100×100×400mm の鋼製型枠または簡易型枠
中央点載荷装置は、図-7.43（試験用装置及び器具）と同じとした。
凍結融解試験の試験装置

試験体に所定の凍結融解サイクルを与えるのに必要な冷却および加熱装置、試験槽、制御装置、並びに温度測定装置からなるものとした。温度測定装置は、試験槽内の温度、及び温度管理用試験体の中心温度を最小表示量 1.0℃以下で測定できるもので、記録装置をもつものとした。

A 法による場合の凍結融解試験用試験体容器

凍結融解中常に約 3mm 厚の水で試験体の全面が覆われるようなものとし、通常内面に突起部をもつゴム製のものとした。また、試験中ブラインが混入しないようにした。

● 試料

試験体はオリジナル試験体③（図-7.44）である。
コンクリートおよび充填材の試験配合、試験体数、充填幅は表-7.34 に示すとおりである。
試験体の作製方法は、図-7.46 と同じとした。
凍結融解試験開始材齢は 7 日とし、前養生として、 $23 \pm 2^\circ$ の恒温恒湿槽の気中養生とした。

表-7.34 試験配合および試験体数

充填材	配合 No.	充填幅 (mm)	試験体数
			合計
ポリマーセメントモルタル	P-3	30	3
エポキシ樹脂モルタル	E-2	20	3

● 試験方法

凍結融解試験方法は、A 法：水中凍結融解試験方法とした。

凍結融解の 1 サイクルは、試験体の中心部温度が、通常 $5^\circ\text{C} \sim -18^\circ\text{C}$ に下がり、また、 $-18^\circ\text{C} \sim 5^\circ$ に上がるものとした。各サイクルにおける試験体の中心部の最高および最低温度は、それぞれ $5 \pm 2^\circ\text{C}$ 及び $-18 \pm 2^\circ\text{C}$ の範囲内とした。

凍結融解 1 サイクルに要する時間は、3 時間以上、4 時間以内とした。

凍結融解 1 サイクルに要する時間のうち、融解工程に要する時間は A 法の場合は 25% 以上とした。また、試験体の中心温度が $3^\circ\text{C} \sim -16^\circ\text{C}$ に下がるに要する時間は、凍結工程に要する時間の 1/2 以下にならないようにした。同様に、 $-16^\circ\text{C} \sim 3^\circ$ に上がるのに要する時間は、融解工程に要する時間の 1/2 以下にならないようにした。

試験の終了は、300 サイクルとした。

凍結融解操作終了後、中央点載荷装置にて載荷した。

• 計算

「7.6.2 (4) コンクリートとの付着性」と同様に行った。

• 試験結果

表-7.35 に試験結果を、図-7.56 に破断状況を示す。

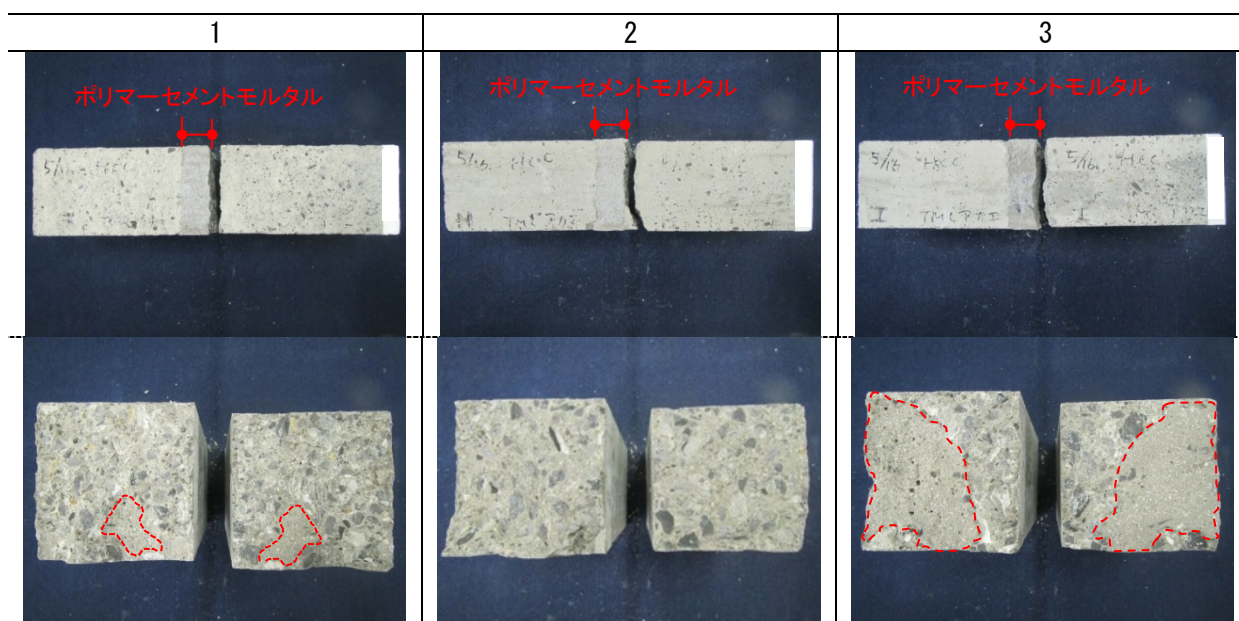
No.P-3 の凍結融解 300 サイクル後に実施した曲げ強度試験の破壊モードは、供試体番号 3 でポリマーセメントモルタル部分にて破断する領域が 40%と大きい、供試体番号 1 は 95%、供試体番号 2 は 100%で母材コンクリートからの破壊であった。

図-7.57 にポリマーセメントモルタルおよびコンクリート単体の凍結融解 300 サイクル後の曲げ強度試験結果を示す。ポリマーセメントモルタルの曲げ強度は 7.8 N/mm²であり、コンクリートの曲げ強度 (6.4 N/mm²) よりも大きい結果となっている。ポリマーセメントモルタルは、水の浸透により凍結融解 300 サイクルで重量が増加するが、スケーリングはみられずコンクリートよりも凍結融解の作用を受けにくい。ポリマーセメントモルタルを充填材として用いた場合、コンクリートが凍結融解の作用を受けて曲げ強度が低下し、コンクリート側で破壊したと考えられる。

上記より、ポリマーセメントモルタルは床版コンクリートよりも凍結融解抵抗性が高いことを確認できた。

表-7.35 凍結融解抵抗性付着性試験結果 (ポリマーセメントモルタル)

配合 No.	供試体番号	破断面の幅 (mm)	破断面の高さ (mm)	最大荷重 (kN)		曲げ強度 (N/mm ²)		破断状態	破壊断面におけるコンクリート・充填材の面積比
					平均		平均		
P-3	1	(100)	(100)	14.3	14.3	6.4	6.4	A, B	A (95%), B (5%)
	2	(100)	(100)	14.7		6.6		A	A (100%)
	3	(100)	(100)	13.8		6.2		A, B	A (60%), B (40%)



※赤点線内はエポキシ樹脂モルタル

図-7.56 凍結融解 300 サイクル後に実施した曲げ強度試験後の破断状況
※配合 : No. P-3 (凍結融解抵抗性を向上させた配合)

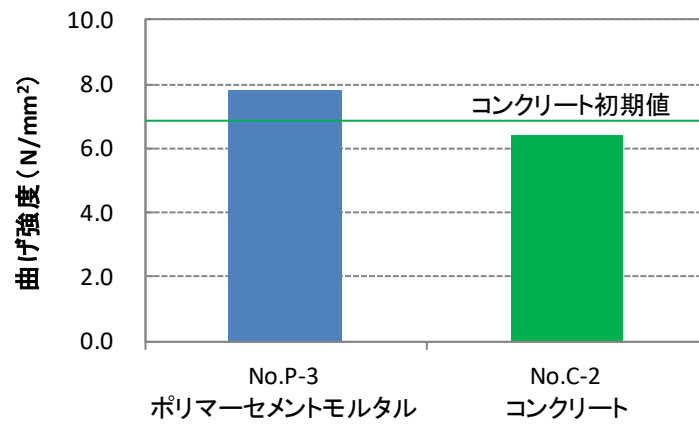


図-7.57 凍結融解 300 サイクル後に実施した
 ポリマーセメントモルタルおよびコンクリート単体の曲げ強度試験結果
 (供試体サイズ : 100 × 100 × 400mm)

エポキシ樹脂モルタル

表-7.36 に試験結果を、図-7.58 に破断状況を示す。

エポキシ樹脂モルタルの凍結融解 300 サイクル後に実施した曲げ強度試験の破壊モードは、3 体ともコンクリート部で破壊 (A) であった。図-7.59 に試験前後の付着強度の比較を示す。凍結融解試験前のコンクリートの付着強度 (7.6.2 (4) コンクリートとの付着性_コンクリートで破壊した際の付着強度、図-7.59 (b) ポリマーセメントモルタルの初期) は 7.05 N/mm^2 、 6.75 N/mm^2 であった。エポキシ樹脂モルタルを充填材として用いた場合、コンクリートが凍結融解の作用を受けてコンクリート側で破壊し、曲げ強度が 5.5 N/mm^2 に低下した。エポキシ樹脂モルタルは凍結融解の作用を受けにくいいため、コンクリート側で破壊したと考えられる。上記より、エポキシ樹脂モルタルは床版コンクリートよりも凍結融解抵抗性が高いことを確認できた。

表-7.36 凍結融解抵抗性付着性試験結果 (エポキシ樹脂モルタル)

配合 No.	試験体番号	破断面の幅 (mm)	破断面の高さ (mm)	最大荷重 (kN)		曲げ強度 (N/mm^2)		破断状態	破壊断面におけるコンクリート・充填材の面積比
					平均		平均		
P-2	1	(100)	(100)	11.8	12.2	5.31	5.48	A	Co/充=10/0
	2	(100)	(100)	12.2		5.49		A	Co/充=10/0
	3	(100)	(100)	12.5		5.63		A	Co/充=10/0

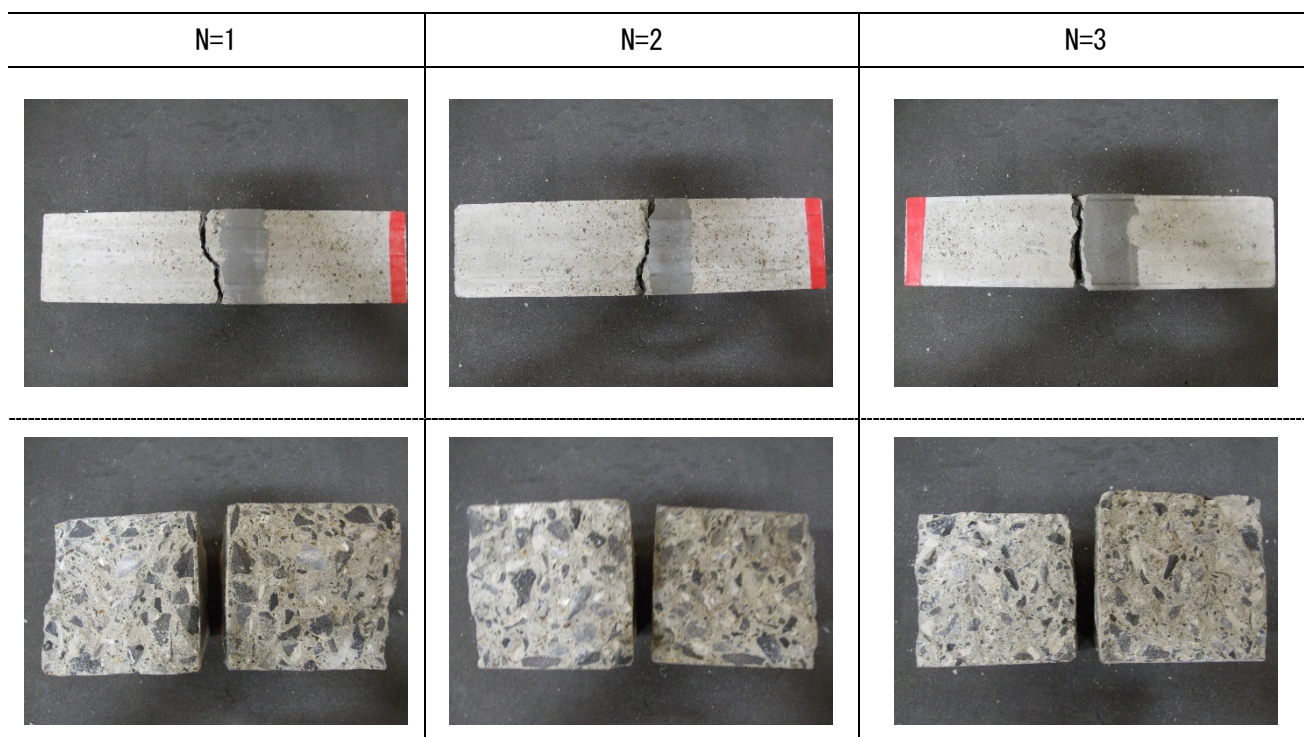
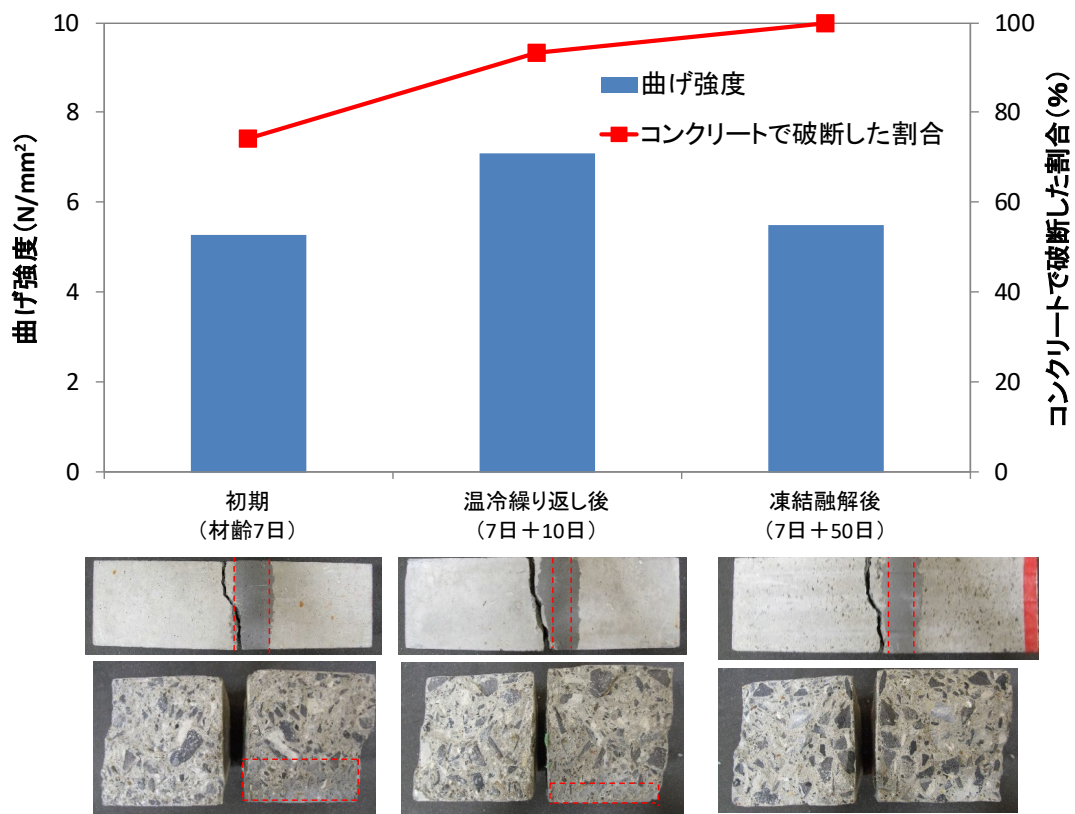
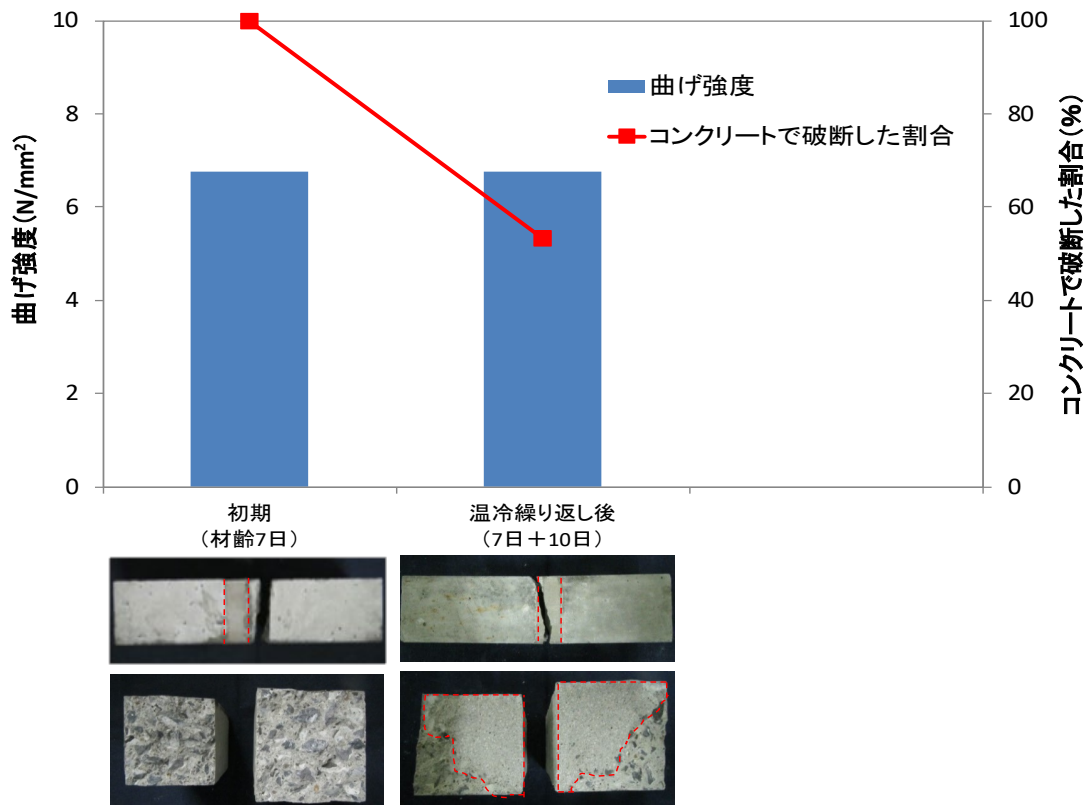


図-7.58 凍結融解 300 サイクル後に実施した曲げ強度試験後の破断状況



(a) エポキシ樹脂モルタル



(b) ポリマーセメントモルタル (No. P-2)

図-7.59 試験前後の付着強度比較

④ 凍結融解抵抗性(相対動弾性係数)

凍結融解抵抗性(相対動弾性係数)は、試験法 439 に準拠した。

● 引用規格

試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法
(NEXCO 試験方法 第4編 構造関係試験方法)

JIS A 1148 : 2010 コンクリートの凍結融解試験方法

JIS A 1127:2010 共鳴振動によるコンクリートの動弾性係数、動せん断弾性係数及び動ポアソン比試験方法

● 試験用装置及び器具

□-100×100×400mm の鋼製型枠または簡易型枠

凍結融解試験の試験装置および凍結融解試験用試験体容器は、7.6.3 (3) と同じである。

動弾性係数測定装置は、JIS A 1127 に規定するものとし、①振動数が可変の発信器、増幅器および駆動端子で構成される駆動回路、②ピックアップ、増幅器および指示器で構成されるピックアップ回路、③試験体の支持台(試験体の振動をあまり拘束しないこと)で構成されている。

はかりは、秤量 10kg 以上、目量 2g 以下のものを用いた。

● 試料

試験体は、断面が正方形でその一辺の長さが 100mm と試験体の長さが 400mm (□-100×100×L=400mm) の長方形試験体とした。

試験に用いる試験体は、コンクリート試験体、充填材試験体とし、充填材とコンクリートの相対動弾性係数を相対比較した。なお、コンクリート試験体は呼び強度 50 N/mm² のコンクリートを用いた。

コンクリートおよび充填材料の試験配合、試験体数は表-7.37 に示すとおりである。

試験体の作製方法は、7.6.3 (1) (試料)と同じとした。

凍結融解試験開始材齢は 7 日とし、前養生として、23±2° の恒温室の気中養生とした。

表-7.37 試験配合および試験体数

充填材	配合 No.	試験体数
		合計
コンクリート	C-2	3
ポリマーセメントモルタル	P-1	3
ポリマーセメントモルタル	P-2	3
ポリマーセメントモルタル	P-3	3
エポキシ樹脂モルタル	E-2	3

● 試験方法

凍結融解試験方法は、A 法：水中凍結融解試験方法とした。

凍結融解の温度、1 サイクルの所要時間、凍結又は融解工程の所要時間は、6.3.3 d(試験方法)の (2)、(3)、(4) と同じとした。

測定項目は、JIS A 1127 によるたわみ振動の一次共鳴振動数および質量である。

測定は、水中養生終了後の試験開始前および凍結融解 36 サイクルを超えない間隔で行った。

試験中における測定は、融解工程終了直後に行った。試験槽から取り出した試験体は、ブラシなどでその表面を軽くこすり、水洗い後表面の水をふき取って、速やかに試験体のたわみ振動の一次共鳴振動数および質量を測定した。この後、試験体に新たなひび割れ、又は破損が生じている場合には、これらを記録して試験槽に戻した。A 法による場合は、試験体容器をよくすすぎ、新鮮な水をいれた。試験体を試験槽に戻す場合には、試験体の上下を入れ替え、試験槽内の定位置を定めずに戻すか、又は、あらかじめ定めた方式に従って位置を変えて戻した。測定は速やかに行い、測定終了後は直ちに凍結工程を開始した。また、測定中以外の試験体については、常に湿潤状態に保持した。試験の終了は、300 サイクルとし、それまでに相対動弾性係数が 60% 以下になったものは、そのサイクルで終了とした。

• 計算

JIS A 1148 : 2010 に準拠し、下記とする。

相対動弾性係数

相対動弾性係数は、式 7.6.6 によって算出し、四捨五入によって整数に丸めた。

$$P_n = \left[\frac{f_n^2}{f_0^2} \right] \times 100$$

式 7.6.6

ここに、 P_n : 凍結融解 n サイクル後の相対動弾性係数 (%)

f_n : 凍結融解 n サイクル後のたわみ振動の一次共鳴振動数 (Hz)

f_0 : 凍結融解 0 サイクルにおけるたわみ振動の一次共鳴振動数 (Hz)

耐久性指数

耐久性指数は、式 7.6.7 によって算出し、四捨五入によって整数に丸めた。

$$DF = \frac{P \times N}{M}$$

式 7.6.7

ここに、DF:耐久性指数

P:N サイクルの相対動弾性係数

N:相対動弾性係数が 60%になるサイクル数、または 300 サイクルのいずれか小さいもの

M:300 サイクル

質量減少率

質量減少率は、式 7.6.8 によって算出し、四捨五入によって小数点以下 1 けたに丸めた。

$$W_n = \frac{w_0 - w_n}{w_0} \times 100$$

式 7.6.8

ここに、 W_n : 凍結融解 n サイクル後の質量減少率 (%)

w_n : 凍結融解 n サイクル後の試験体の質量 (g)

w_0 : 凍結融解 0 サイクルにおける試験体の質量 (g)

● 試験結果

ポリマーセメントモルタル

図-7.60 にポリマーセメントモルタルの、図-7.61 にコンクリート(比較用)の相対動弾性係数および質量変化率の経時変化を、表-7.38 にポリマーセメントモルタルの、表-7.39 にコンクリートの各測定時における各試験体の質量減少率・相対動弾性係数・同種試験体グループの平均値を示す。

ポリマーセメントモルタルの相対動弾性係数は No. P-1 が 103%、No. P-2 が 104%、No. P-3 が 99%であり、閾値である「負荷後の相対動弾性係数が 60%以上」であることを確認した。

従来品である断面修復材に用いるポリマーセメントモルタルの重量変化率は 100.3%程度であった。充填材に用いるポリマーセメントモルタルの重量変化率は、No. P-1、No. P-2 で 100.8%程度と水の浸透に伴い従来品より 0.5%程度重量が増えた。凍結融解抵抗性向上を目的に硬化体組織を緻密化した No. P-3 の重量変化率は 100.5%と、No. P-1、No. P-2 の半分程度の重量増加にとどまった。一方、コンクリート(比較用)の重量変化率は 99.5%とスケーリングにより重量が減少した。上記より、ポリマーセメントモルタルは、水の浸透に伴い重量が 0.5~0.8%増加するが凍結融解によるスケーリングはみられず、コンクリートと同等以上の凍結融解抵抗性があることを確認した。

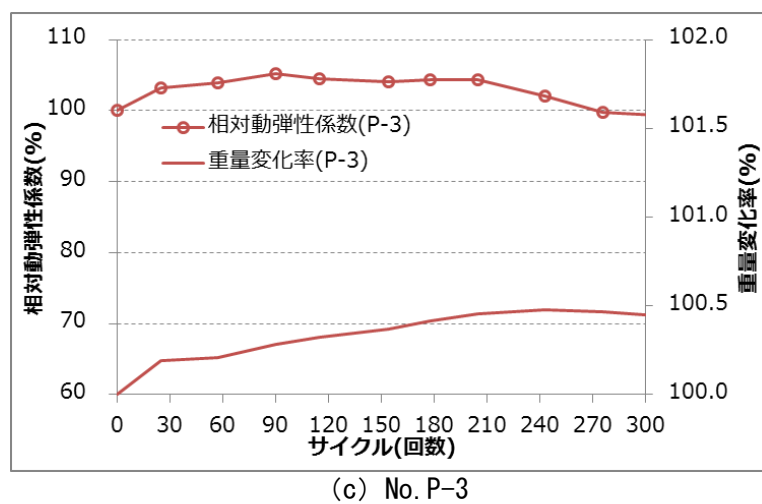
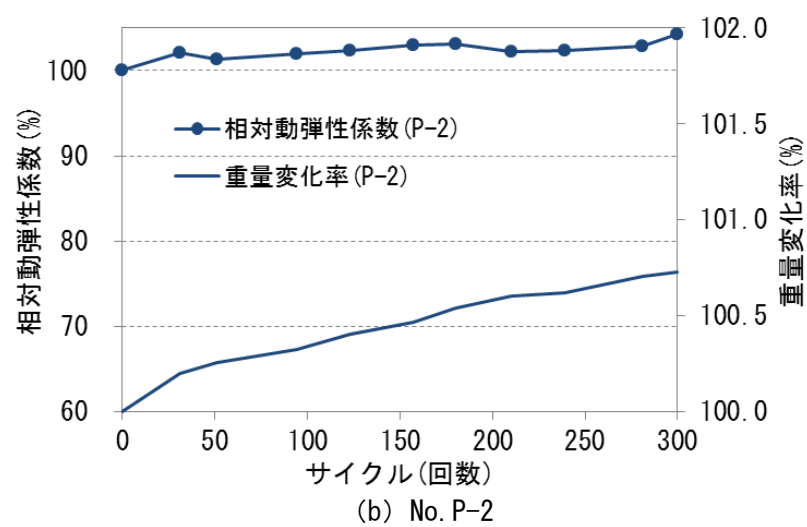
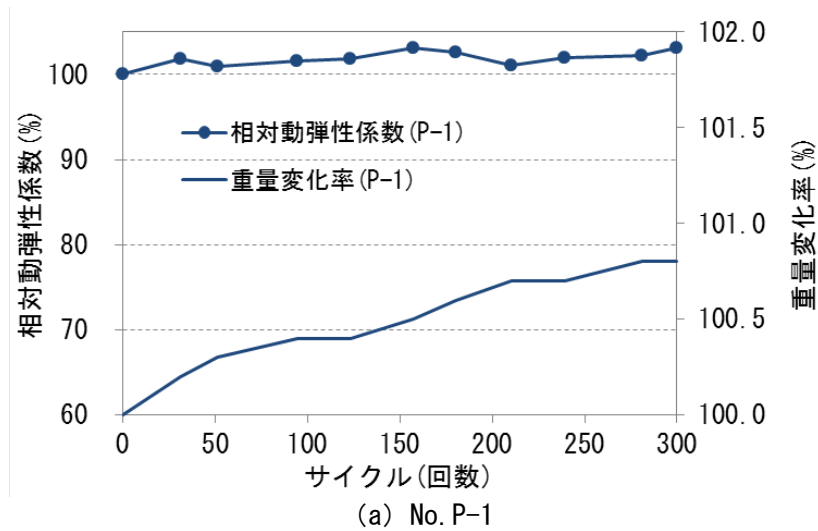


図-7.60 ポリマーセメントモルタルの相対動弾性係数・質量変化率の経時変化

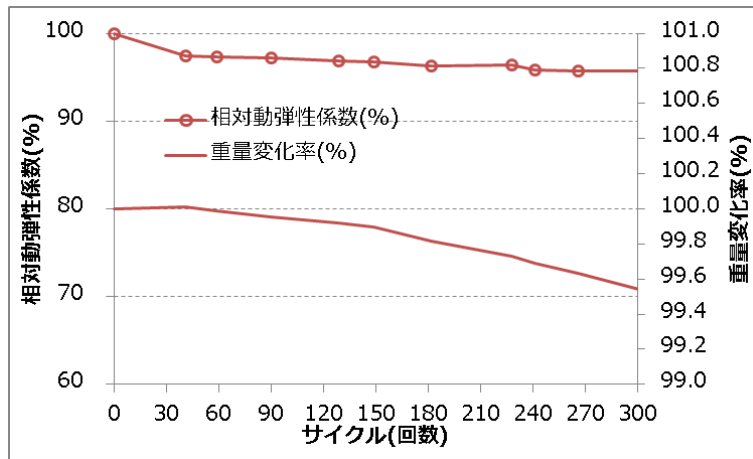


図-7.61 コンクリートの相対動弾性係数・質量変化率の経時変化

表-7.38 各測定時における各試験体の質量減少率、相対動弾性係数、同種試験体グループの平均値
(ポリマーセメントモルタル)

(a) P-1 (従来品)

サイクル	測定日	試験体1			試験体2			試験体3			平均値				
		振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	動弾性 (%)	質量率 (%)
脱型	8/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0	9/7	1709	7580.8	100.0	0.0	1732	7569.6	100.0	0.0	1717	7716.3	100.0	0.0	100.0	0.0
30	9/12	1725	7598.2	101.9	0.230	1745	7585.1	101.5	0.205	1736	7732.9	102.2	0.215	101.9	0.22
60	9/15	1713	7602.3	100.5	0.284	1739	7591.8	100.8	0.293	1730	7738.6	101.5	0.289	100.9	0.29
90	9/22	1718	7611.3	101.1	0.402	1744	7597.9	101.4	0.374	1737	7743.8	102.3	0.356	101.6	0.38
120	9/29	1719	7614.7	101.2	0.447	1747	7602.9	101.7	0.440	1740	7749.3	102.7	0.428	101.9	0.44
150	10/2	1738	7619.9	103.4	0.516	1756	7609.1	102.8	0.522	1745	7755.1	103.3	0.503	103.2	0.51
180	10/6	1728	7623.2	102.2	0.559	1751	7615.6	102.2	0.608	1746	7761.9	103.4	0.591	102.6	0.59
210	10/11	1719	7628.2	101.2	0.625	1737	7621.2	100.6	0.682	1730	7767.3	101.5	0.661	101.1	0.66
240	10/16	1723	7630.5	101.6	0.656	1745	7625.3	101.5	0.736	1740	7770.4	102.7	0.701	101.9	0.70
270	10/23	1728	7634.9	102.2	0.714	1747	7630.4	101.7	0.803	1741	7777.1	102.8	0.788	102.3	0.77
300	10/26	1734	7636.9	102.9	0.740	1755	7631.7	102.7	0.820	1750	7779.1	103.9	0.814	103.2	0.79

(b) P-2 (低弾性品)

サイクル	測定日	試験体1			試験体2			試験体3			平均値				
		振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	動弾性 (%)	質量率 (%)
脱型	8/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0	9/7	1574	6673.2	100.0	0.0	1559	6548.5	100.0	0.0	1562	6815.4	100.0	0.0	100.0	0.0
30	9/12	1591	6685.8	102.2	0.189	1577	6563.2	102.3	0.224	1576	6827.5	101.8	0.178	102.1	0.20
60	9/15	1583	6688.4	101.1	0.228	1572	6567.9	101.7	0.296	1570	6831.5	101.0	0.236	101.3	0.25
90	9/22	1597	6692.4	102.9	0.288	1570	6573.7	101.4	0.385	1575	6835.7	101.7	0.298	102.0	0.32
120	9/29	1593	6695.6	102.4	0.336	1576	6580.4	102.2	0.487	1581	6841.9	102.4	0.389	102.4	0.40
150	10/2	1601	6699.5	103.5	0.394	1579	6584.3	102.6	0.547	1584	6847	102.8	0.464	103.0	0.47
180	10/6	1602	6705.8	103.6	0.489	1583	6589.8	103.1	0.631	1583	6850.1	102.7	0.509	103.1	0.54
210	10/11	1597	6708.7	102.9	0.532	1574	6594.7	101.9	0.706	1575	6853.9	101.7	0.565	102.2	0.60
240	10/16	1595	6709.2	102.7	0.539	1576	6594.9	102.2	0.709	1578	6856.6	102.1	0.605	102.3	0.62
270	10/23	1602	6714.1	103.6	0.613	1575	6598.7	102.1	0.767	1584	6865.3	102.8	0.732	102.8	0.70
300	10/26	1611	6716.2	104.8	0.644	1589	6597.1	103.9	0.742	1594	6869.3	104.1	0.791	104.3	0.73

表-7.38(続き) 各測定時における各試験体の質量減少率、相対動弾性係数、同種試験体グループの平均値
(ポリマーセメントモルタル)

(c) No. P-3 (凍結融解抵抗性を向上させた配合)

サイクル 脱型	サイクル (実測)	測定日	試験体1			試験体2			試験体3			平均値				
			振動数(Hz)	質量変化(g)	相対動弾性(%)	質量率(%)	振動数(Hz)	質量変化(g)	相対動弾性(%)	質量率(%)	振動数(Hz)	質量変化(g)	相対動弾性(%)	質量率(%)	相対動弾性(%)	質量率(%)
		5/28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
0	0	6/4	1584	6613.8	100.0	0.00	1623	6719.6	100.0	0.00	1549	6882.0	100.0	0.00	100.0	0.00
30	25	6/8	1606	6625.9	102.8	0.18	1648	6732.3	103.1	0.19	1577	6895.7	103.6	0.20	103.2	0.19
60	57	6/13	1612	6627.9	103.6	0.21	1652	6733.6	103.6	0.21	1584	6896.2	104.6	0.21	103.9	0.21
90	90	6/18	1621	6633.5	104.7	0.30	1666	6738.2	105.4	0.28	1592	6900.8	105.6	0.27	105.2	0.28
120	115	6/22	1621	6636.5	104.7	0.34	1660	6740.4	104.6	0.31	1582	6904.3	104.3	0.32	104.5	0.33
150	154	6/28	1620	6639.6	104.6	0.39	1654	6745.5	103.9	0.39	1576	6905.3	103.5	0.34	104.0	0.37
180	178	7/2	1618	6643.0	104.3	0.44	1658	6747.2	104.4	0.41	1581	6909.3	104.2	0.40	104.3	0.42
210	205	7/6	1618	6647.3	104.3	0.51	1658	6748.7	104.4	0.43	1581	6911.1	104.2	0.42	104.3	0.45
240	243	7/12	1594	6644.8	101.3	0.47	1651	6749.4	103.5	0.44	1559	6917.6	101.3	0.52	102.0	0.48
270	276	7/18	1581	6644.2	99.6	0.46	1627	6752.6	100.5	0.49	1541	6912.7	99.0	0.45	99.7	0.47
300	308	7/23	1577	6641.3	99.1	0.42	1625	6752.3	100.2	0.49	1538	6911.5	98.6	0.43	99.3	0.44

表-7.39 各測定時における各試験体の質量減少率、相対動弾性係数、同種試験体グループの平均値
(コンクリート)

サイクル 脱型	サイクル (実測)	測定日	試験体1			試験体2			試験体3			平均値				
			振動数(Hz)	質量変化(g)	相対動弾性(%)	質量率(%)	振動数(Hz)	質量変化(g)	相対動弾性(%)	質量率(%)	振動数(Hz)	質量変化(g)	相対動弾性(%)	質量率(%)	相対動弾性(%)	質量率(%)
		5/17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0	0	6/12	2229	9283.1	100.0	0.0	2293	9281.4	100.0	0.0	2333	9554.1	100.0	0.0	100.0	0.0
30	41	6/18	2201	9286.7	97.5	0.0	2265	9283.4	97.6	0.0	2299	9552.1	97.1	0.0	97.4	0.01
60	59	6/21	2200	9284.6	97.4	0.0	2263	9282.5	97.4	0.0	2298	9548.8	97.0	-0.1	97.3	-0.01
90	90	6/26	2199	9281.6	97.3	0.0	2261	9279.2	97.2	0.0	2298	9544.9	97.0	-0.1	97.2	-0.05
120	129	7/2	2192	9278	96.7	-0.1	2261	9274.1	97.2	-0.1	2294	9543.9	96.7	-0.1	96.9	-0.08
150	149	7/5	2192	9274.3	96.7	-0.1	2260	9271.8	97.1	-0.1	2291	9543.1	96.4	-0.1	96.8	-0.10
180	182	7/10	2186	9266.8	96.2	-0.2	2255	9266.3	96.7	-0.2	2285	9534.2	95.9	-0.2	96.3	-0.18
210	228	7/17	2186	9251.9	96.2	-0.3	2261	9260.9	97.2	-0.2	2285	9529.5	95.9	-0.3	96.4	-0.27
240	241	7/19	2180	9248.5	95.7	-0.4	2251	9259	96.4	-0.2	2278	9523.8	95.3	-0.3	95.8	-0.31
270	266	7/23	2176	9241.2	95.3	-0.5	2250	9253.7	96.3	-0.3	2279	9520.1	95.4	-0.4	95.7	-0.37
300	312	7/30	2177	9225.3	95.4	-0.6	2249	9244.5	96.2	-0.4	2280	9511.8	95.5	-0.4	95.7	-0.49

エポキシ樹脂モルタル

図-7.62 にエポキシ樹脂モルタルの相対動弾性係数および質量減少率の経時変化を示す。また、質量減少率、相対動弾性係数を表-7.40 に示す。

エポキシ樹脂モルタルの相対動弾性係数は107%であり、閾値である「負荷後の相対動弾性係数が60%以上」を満足することを確認した。また、重量変化率はなく、水が浸透しないことを確認した。

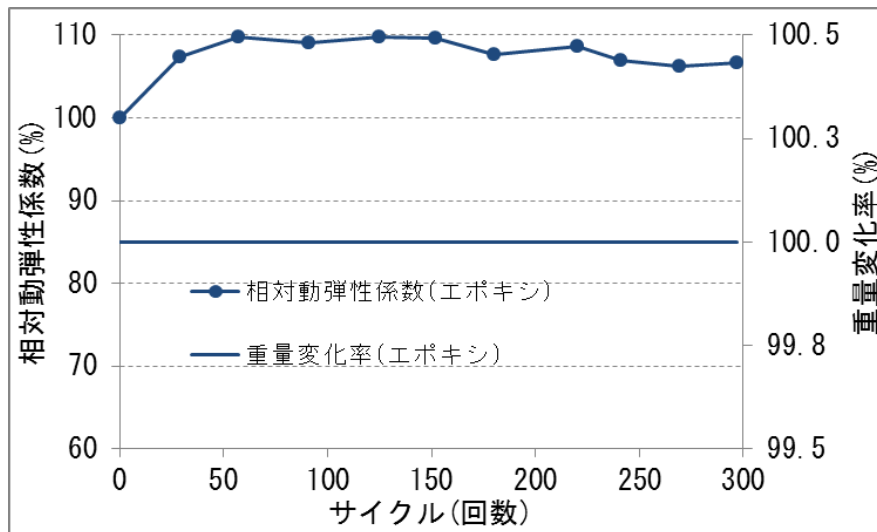


図-7.62 エポキシ樹脂モルタルの相対動弾性係数・質量変化率の経時変化

表-7.40 測定時における各試験体の質量減少率、相対動弾性係数、同種試験体グループの平均値
(エポキシ樹脂モルタル)

サイクル	測定日	試験体 1			試験体 2			試験体 3			平均値				
		振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	振動数 (Hz)	質量変化 (g)	相対動弾性 (%)	質量率 (%)	動弾性 (%)	質量率 (%)
脱型	1/11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
0	1/18	1679	8200.1	100.0	0.0	1661	8323.3	100.0	0.0	1654	8241.9	100.0	0.0	100.0	0.0
30	1/22	1741	8201.6	107.5	0.018	1729	8325.5	108.4	0.026	1706	8243.5	106.4	0.019	107.4	0.02
60	1/26	1754	8203.1	109.1	0.037	1744	8326.1	110.2	0.034	1734	8244.6	109.9	0.033	109.8	0.03
90	1/31	1754	8203.4	109.1	0.040	1738	8327.4	109.5	0.049	1725	8246	108.8	0.050	109.1	0.05
120	2/5	1761	8205.4	110.0	0.065	1745	8329.1	110.4	0.070	1726	8246.7	108.9	0.058	109.8	0.06
150	2/9	1760	8206	109.9	0.072	1745	8330.1	110.4	0.082	1723	8247.6	108.5	0.069	109.6	0.07
180	2/13	1742	8204.1	107.6	0.049	1729	8327.7	108.4	0.053	1711	8247.6	107.0	0.069	107.7	0.06
210	2/19	1754	8205.6	109.1	0.067	1731	8329	108.6	0.068	1720	8247.4	108.1	0.067	108.6	0.07
240	2/22	1741	8204.3	107.5	0.051	1722	8328.2	107.5	0.059	1703	8245.9	106.0	0.049	107.0	0.05
270	2/26	1727	8203.5	105.8	0.041	1718	8327.7	107.0	0.053	1701	8246.7	105.8	0.058	106.2	0.05
300	3/2	1738	8204.5	107.2	0.054	1719	8327.6	107.1	0.052	1702	8247.1	105.9	0.063	106.7	0.06

⑤ 遮塩性

遮塩性に関する性能調査は、試験法 439 に準拠した。

● 引用規格

試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法
(NEXCO 試験方法 第4編 構造関係試験方法)

JSCE-G-572-2003 浸漬によるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験法

JIS A 1154 : 2012 硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法

JSCE-G574-2013 EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法

● 試験用装置及び器具

φ100×H200mm の鋼製型枠または簡易型枠

10%塩化ナトリウム水溶液浸漬試験装置

1/10N (0.1mol/L) 硝酸銀水溶液

0.1%フルオレセインナトリウム水溶液

供試体を切断できるコンクリートカッター (乾式) などの装置

測定面に付着するコンクリートの小片又は粉を除去できるはけ、電気掃除機などの器具
噴霧器、ドライヤー

ノギス、または金属製長尺で 0.5mm まで読み取れるもの

塩化物イオン濃度を測定できる装置

塩化物イオン電極を用いた電位差滴定装置

電子線マイクロアナライザー (日本電子社製、JXA-8200)

● 試料

試験に用いる供試体は充填材およびコンクリートとし、遮塩性に関して充填材とコンクリートの相对比较をする。

コンクリートおよび充填材の試験配合、試験体数は表-7.41 に示すとおりである。

浸漬試験に用いる供試体は、JIS A 1132 : 2014 より作製したφ100mm×H200mm の円柱供試体 (6.1.2 c) (初期圧縮強度試験の試料) の(6)~(10)と同じ) とした。この時、剥離剤として油を用いていない。

供試体の個数は、同一条件の試験に対して 4 本用意した。4 本のうち 3 本は浸漬試験に用い、残りの 1 本は初期に含まれる全塩化物イオンの調査用とした。

(3)で作製した 4 体の円柱供試体を 7 日間、23±2℃の恒温室内にて気中養生させた。浸漬用供試体 3 体については、養生中の適当な時期に※1、(3)で作製した円柱供試体の両端面から約 25mm 部分を切断除去して、高さ 150mm 程度に成形した。

※1 : (6)に示す供試体の前処理に要する時間を考慮して、その時期を設定した。

ポリマーセメントモルタル : 材齢 3 日、エポキシ樹脂モルタル : 材齢 : 2 日

(5)で成形した浸漬試験用供試体 3 体については、下記に示す前処理を行った。なお、前処理に要する時間は養生期間に含めた。

供試体を 23+/-2℃の恒温室内で 12 時間程度乾燥させた後、打込み側の円形の一面のみを残し他の円形の一面および円周面をエポキシ樹脂塗料※2 で被覆した。このとき、円周面への被覆にあたっては、あらかじめコンクリートおよび充填材表面の薄いセメントペースト層を除去した※3。

被覆したエポキシ樹脂塗料が硬化するまで 23+/-2℃の恒温室内にて 4 日間以上気中養生させた。

※2 : JIS K 5664 「タールエポキシ樹脂塗料」に規定する 1 種またはこれと同等の性能を有するエポキシ樹脂塗料を用いた。

※3 : JIS R 6252 に規定する 100 番研磨紙を用いた。

表-7.41 試験配合および試験体数

充填材	配合 No.	試験体数			備考
		初期値 測定用	塩化物イオン 拡散係数算出用	合計	
コンクリート	C-2	1	3	4	
ポリマーセメント モルタル	P-1	1	3	4	
ポリマーセメント モルタル	P-2	1	3	4	
エポキシ樹脂 モルタル	E-1	1	3	4	配合改良の影響を受けないため、配合 No. E-1 の供試体で評価した。

• 試料と試験項目

試料名と試験項目を表-7.42 に示す。

表-7.42 試料名と試験項目の一覧

浸漬期間	配合 No.	種類	試験項目
浸漬前	C-2	コンクリート	塩化物イオン濃度 JIS A 1154 : 2012 「9. 塩化物イオン電極を用いた電位差滴定法」
	P-1	ポリマーセメントモルタル	
	P-2	ポリマーセメントモルタル	
	E-1	エポキシ樹脂モルタル	
3 か月 (91 日)	C-2	コンクリート	塩化物イオン濃度 JIS A 1154 : 2012 「9. 塩化物イオン電極を用いた電位差滴定法」 JSCE-G574-2013 電子線マイクロアナライザーによる面分析
	P-1	ポリマーセメントモルタル	
	P-2	ポリマーセメントモルタル	
	E-1	エポキシ樹脂モルタル	

• 試験方法

試験開始材齢は7日とし、前養生として供試体を $23 \pm 2^\circ\text{C}$ の恒温室に気中養生させた。

前養生が終了した供試体を、温度 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、濃度 10% の塩化ナトリウム水溶液中に、所定の期間中、被覆していない開放面全面が常時溶液に接するように完全に浸漬させた。

浸漬溶液の量は、浸漬する供試体の合計の体積の2倍以上、かつ、溶液の表面が供試体の上面あるいは上端から 20mm 以上高くなるようにした。また、蒸発により溶液が減らないように、供試体を浸漬するための容器にふたをして密閉するなどの対策を施した。

浸漬溶液の量が減少したときは、溶液の塩化物イオン濃度を測定し、その値が 11% を超えた場合には、10% の濃度になるように水を加えてよく攪拌し、希釈させた。

初期に含まれる全塩化物イオンを調査するために用いられる前処理を行っていない供試体1体については、塩化ナトリウム水溶液中の浸漬は行わず、養生後直ちに、高さ方向中央部から厚さ 10mm の円盤型コンクリート試験片を切り出し、(6)に示す分析を行い、コンクリート単位質量あたりの全塩化物イオン濃度を測定した。

供試体中の塩化物イオン濃度の測定方法は次による。

電位差滴定法による前塩化物イオン濃度 (JIS A 1154)

浸漬試験が終了した供試体は、開放面に付着している塩化物イオンを取り除いた※1。

塩化物イオン測定用の試験片採取

ダイヤモンドカッターにより、浸漬前の試料では供試体の中央部（表面（供試体上面）から深さ 90～

110mm) から、浸漬期間が3か月の試料では10mm間隔で表面(接液面)から深さ30mmまでの範囲から、それぞれ円盤状の試料片を採取した。これらを105℃で乾燥後、粗砕・縮分・微粉碎を実施して、塩化物イオン濃度試験に供した。

全塩化物イオン濃度の測定は、JISA1154:2012「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」9.塩化物イオン電極を用いた電位差滴定法に準拠した。

電子線マイクロアナライザーによる面分析 (JSCE-G574-2013)

ポリマーセメントモルタル、エポキシ樹脂モルタルとも塩化物イオンの浸透が少ないことが予想され、10mm間隔で電位差滴定法による試験片を採取した場合、式7.6.9で算出した見掛けの拡散係数は実態と合わない可能性があるため、EPMAによる手法でも塩化物イオン拡散係数を算出した。

試料調整概要を図-7.63に示す。

供試体の表面にメタクリル樹脂を塗布した後、ダイヤモンドカッターにより切断して、ポリマーセメントモルタルおよびエポキシ樹脂モルタルでは縦横4.5cm程度、厚さ2cm程度、コンクリートでは縦8cm程度、横4.5cm程度、厚さ2cm程度の大きさの試料片を得た。

これをメタクリル樹脂で包埋した後、深さ方向のわかる切断面を研磨して、分析面とした。なお、研磨に用いる伸展液と洗浄液には有機溶剤を用いた。

分析面に導電性を与える目的で炭素を蒸着した後、電子線マイクロアナライザー(EPMA)による面分析に供した。

EPMAによる面分析の分析条件および画分析画像の作成条件を表-7.43に示す。

面分析結果をもとに、以下の手順により、コアの表面から深さ方向におけるCl濃度分布曲線を作成した。まず、コア表面を基点とし、深さ0.1mm(100μm、1ピクセル分)ごとに、面分析画像の横方向に並ぶピクセル群のCl濃度の平均値を求めた。平均値の計算は、骨材のピクセルを含めた場合と除いた場合の2通りで行った。次に、これらの値を、表面からの深さに対してプロットすることにより、濃度分布曲線を作成した。

見かけの拡散係数の算出

式7.6.9に示すフィックの第二法則に基づいた拡散方程式の解を用いて、供試体ごとに各深さ位置で測定された全塩化物イオンの値を回帰分析し、浸漬試験による供試体表面の塩化物イオン(C_{a0})ならびに塩化物イオンの見掛けの拡散係数(D_{ap})を同時に算出し、有効数字4ケタ目を四捨五入することによって有効数字3ケタに丸めた。

試験を行った供試体3体からそれぞれ得られた見掛けの拡散係数の平均値を、コンクリート、各充填材の浸漬試験による塩化物イオンの見掛けの拡散係数とした。なお、塩化物イオン濃度とEPMAにより測定されるCl濃度は、式7.6.9のC(x,t)となる。拡散係数の計算においては、塩化物イオン濃度から求める場合は、浸漬前の塩化物イオン濃度をC_iとし、全データを算出に採用した。また、EPMAの結果から求める場合は、Cl濃度が最大値を示す位置から内部側全てのデータを算出に採用した。

$$C(x,t) - C_i = C_{a0} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right\} \quad \text{式 7.6.9}$$

ここに、x : 暴露面から全塩化物イオンを測定した箇所までの距離 (cm)

t : 浸漬期間 (年) = 0.25 年

C(x,t) : 距離 x (cm)、供用期間 t (年) において測定されたコンクリート単位質量あたりの全塩化物イオン濃度 (mass%)

C_{a0} : 浸漬試験によるコンクリート表面の全塩化物イオン濃度 (mass%)

ここでは、コンクリート単位質量あたり質量当りの量として求められる (%)

C_i : 初期に含有されるコンクリートの単位質量あたりの全塩化物イオン濃度 (%)

ここでは、コンクリート単位質量あたりの量として求められる。 (%)

D_{ap} : 浸漬試験による見掛けの拡散係数 (cm²/年)

erf : 誤差関数

ただし、
$$\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$$

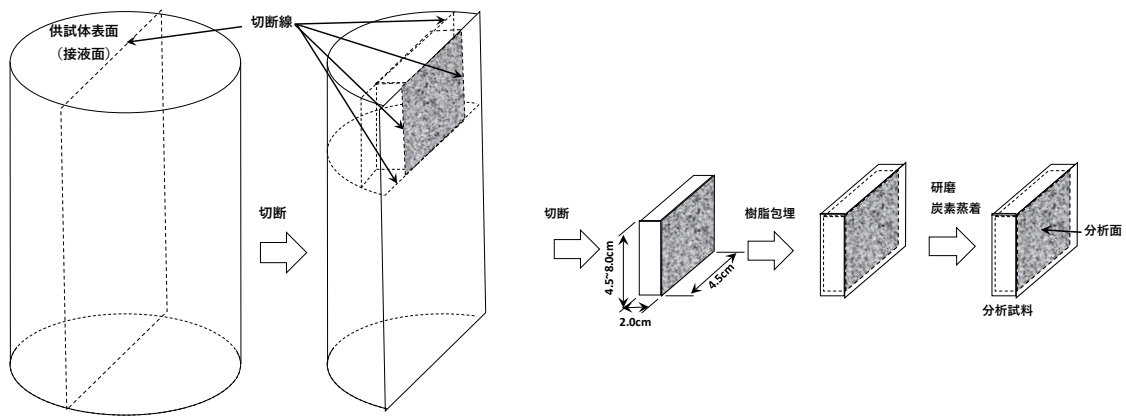


図-7.63 試料調整概要

表-7.43 面分析の分析条件および画分析画像の作成条件

試験方法	JSCE-G574-2013「EPMA法によるコンクリート中の元素の面分析方法(案)」		
使用機器	日本電子社製 電子線マイクロアナライザー JXA-8200		
加速電圧	15 kV	照射電流	200 nA
ピクセル [※] サイズ	100 μm	プローブ径	50 μm
ピクセル数	水準1、水準2: 縦400 × 横400 (表面を含む縦40 × 横40 mm) 水準3: 縦800 × 横400 (表面を含む縦80 × 横40 mm)		
計数時間	40 msec/ピクセル		
測定元素	Cl(塩素)、Ca(カルシウム)、S(イオウ)、ケイ素(Si)		
標準試料	Cl: Halite (Cl=60.7 mass%)、S: Anhydrite (SO ₃ =58.8 mass%) Ca, Si: Wollastonite、(CaO=48.0 mass%、SiO ₂ =50.9 mass%)		
分光結晶	Cl, Ca, S(PET)、Si(TAP)		
スキャン方式	ステージスキャン		
濃度換算方法	比例法		
測定結果の表示形式	Cl: 元素としての質量%(mass%) その他の元素: 酸化物(CaO, SO ₃ , SiO ₂)としての質量%		
面分析画像の作成条件	<ul style="list-style-type: none"> ・空隙など実体のない部分を除く全ピクセルを表示(骨材のピクセルを表示) ・主にセメントペーストの部分を表示(骨材のピクセルは非表示) 水準1、水準2: 10.0 mass% ≤ CaO かつ 3.0 ≤ SiO₂ ≤ 20.0 mass%のピクセルを表示 水準3: 14.0 mass% ≤ CaO かつ 10.0 ≤ SiO₂ ≤ 30.0 mass%のピクセルを表示 		

※ピクセル: 分析を行う一つの区画のこと

● 試験結果

初期に含まれるコンクリート、充填材の塩化物イオン量

表-7.44 に初期に含まれる塩化物イオン量の測定結果を示す。

表-7.44 初期に含まれる塩化物イオン量

種類	コンクリート No. C-2		ポリマーセメント モルタル No. P-1		ポリマーセメント モルタル No. P-2		エポキシ樹脂 モルタル No. E-1	
	(mass%)	(kg/m ³) ※1	(mass%)	(kg/m ³) ※1	(mass%)	(kg/m ³) ※1	(mass%)	(kg/m ³) ※1
初期	0.00 (0.003)	0.07	0.01 (0.006)	0.11	0.01 (0.005)	0.08	0.10 (0.096)	2.02
単位容積 質量 (kg/m ³)	2,300		1,900		1,650		2,100	

※1：塩化物イオン量を kg/m³ に換算する場合の Cl⁻濃度には、()内の数値を使用した。

浸漬3か月後の塩化物イオン量

表-7.45、図-7.64 に浸漬3か月後の塩化物イオン量の測定結果を示す。

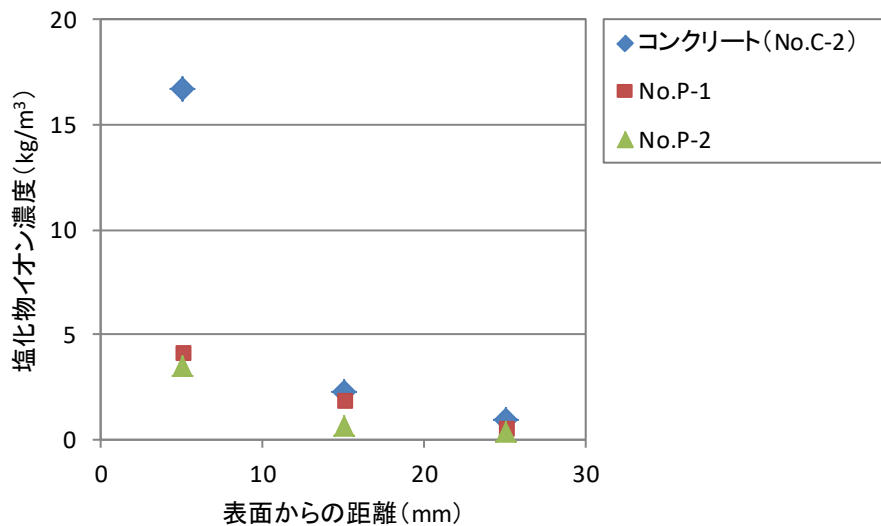
コンクリートおよびポリマーセメントモルタルの浸漬3か月の塩化物イオン濃度は、表面側が高く、内部に向かって低くなっており、ポリマーセメントモルタルよりコンクリートの方が浸透している塩化物イオン濃度が高かった。ポリマーセメントモルタル No.P-1 および No.P-2 の塩化物イオン濃度は同程度であった。

エポキシ樹脂モルタルの塩化物イオン濃度は各深度においてほぼ同じ値を示した。浸漬3か月後に検出された塩化物イオン濃度は、初期に含まれる塩化物イオン濃度よりも0.02mass%値が大きい。エポキシ樹脂に含まれる Cl⁻範囲が0~0.3mass%であるため、ロット間の誤差が影響している。よって、浸漬3か月後のエポキシ樹脂モルタルには塩化物イオンが浸透していないと判断した。これより、エポキシ樹脂モルタルの遮塩性はコンクリートよりも良いことが確認できた。

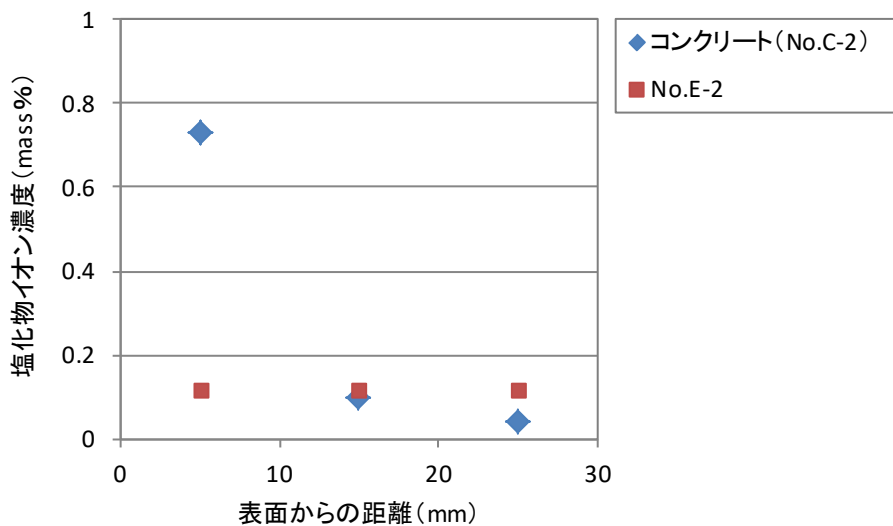
表-7.45 浸漬3か月後の塩化物イオン量

種類	コンクリート No. C-2		ポリマーセメント モルタル No. P-1		ポリマーセメント モルタル No. P-2		エポキシ樹脂 モルタル No. E-1	
	(mass%)	(kg/m ³) ※1	(mass%)	(kg/m ³) ※1	(mass%)	(kg/m ³) ※1	(mass%)	(kg/m ³) ※1
深度 0~10m	0.73 (0.726)	16.7	0.22 (0.220)	4.18	0.21 (0.211)	3.48	0.12 (0.123)	2.58
10~20mm	0.10 (0.097)	2.23	0.10 (0.097)	1.84	0.04 (0.039)	0.64	0.12 (0.119)	2.50
20~30mm	0.04 (0.041)	0.94	0.03 (0.030)	0.57	0.02 (0.021)	0.35	0.12 (0.122)	2.56

※1：塩化物イオン量を kg/m³ に換算する場合の Cl⁻濃度には、()内の数値を使用した。



(a) ポリマーセメントモルタルとコンクリートとの比較



(b) エポキシ樹脂モルタルとコンクリートの比較

図-7.64 浸漬3か月後の塩化物イオン測定結果

見掛けの拡散係数（電位差滴定法）

表-7.46 に、試験法 439 (JSCE-G-572-2003) に準拠し、電位差滴定法で算出した塩化物イオン濃度から算出した見掛けの拡散係数を示す。

試験法 439 に準拠して見掛けの拡散係数を算出した場合、ポリマーセメントモルタルの見掛けの拡散係数は、No.P-1、No.P-2 ともコンクリートよりも大きい値となり、閾値を満足することができなかった。

ポリマーセメントモルタルは、コンクリートよりも塩化物イオンの浸透深さが小さく、また、塩化物イオンの浸透量が少ないにも関わらず、見掛けの拡散係数が小さくなった原因は、①浸漬期間が短すぎた、②塩化物イオン量測定点が3点では不十分であったと考えている。結果、塩化物イオン濃度の分布が正規分布に従わず、塩化物イオン濃度の分布に対して最適な拡散係数を算出できなかったと考えている。

浸漬期間は最低3か月で、コンクリートの種類などによって適宜変更しても良いとなっている。また、塩化物イオン測定用の試験片切出しは原則として5箇所以上であるが、塩化物イオンの浸透深さが浅い場合は3箇所以上でも良いとなっている。よって、電位差滴定法で塩化物イオン濃度を算出する場合は、試験期間を長くする、測定点を増やすために切出し厚さを可能な限り小さくするといった対応が必要である。

表-7.46 塩化物イオンの見掛けの拡散係数（電位差滴定法）

配合 No.	種類	D _{ap} (cm ² /y) 見掛けの 拡散係数	C _{a0} 表面塩化物イオン量		C _i 初期に含有される 塩化物イオン量	
			(mass%)	(kg/cm ³)	(mass%)	(kg/cm ³)
C-2	コンクリート	1.42	1.31	30.1	0.00300	0.0690
P-1	ポリマーセメント	4.30	0.292	5.56	0.00600	0.114
P-2	モルタル	1.70	0.350	5.78	0.00500	0.0825
E-1	エポキシ樹脂 モルタル	浸透していないため算出不可			0.096	2.02

電子線マイクロアナライザー（EPMA）による面分析

電位差滴定法よりも測定点がたくさんとれる方法を用いて、コンクリートおよび充填材に浸透した全塩化物イオン濃度を算出し、見かけの拡散係数を算出した。

引用規格は **JSCE-G574-2013 : EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法** である。

図-7.65 から図-7.67 にコンクリートの面分析結果と Cl⁻濃度分布曲線を、図-7.68 から図-7.73 にポリマーセメントモルタルの面分析結果と Cl⁻濃度分布曲線を、図-7.74 にエポキシ樹脂モルタルの面分析結果を示す。面分析結果では、上端ないし左端の画像は分析面の写真であり、その他が各元素の面分析結果の画像である。各画像の上方が表面側（塩水と接する面）、下方が内部側であり、画像左側にある白黒のスケールは、10mm 間隔を示す。また、各元素の画像左下の文字は元素名を、右上にあるカラーバーは、表示された色と濃度（mass%）の関係を示している。

ポリマーセメントモルタルおよびコンクリートの Cl⁻濃度は、何れの試料とも表面側が高く、内部に向かって徐々に低くなっていた。表示された色と濃度から、ポリマーセメントモルタルはコンクリートよりも塩化物イオン浸透量が小さいことが視覚的にわかる。

エポキシ樹脂モルタルの Cl⁻濃度は、表面側から内部に向かって濃度分布がみられず、エポキシ樹脂およびフィラーそれぞれにおいて Cl⁻の濃度分布は分析面において一定であった。これより、エポキシ樹脂モルタルの内部には塩化物イオンは浸透していないことを確認できた。

見掛けの拡散係数（電子線マイクロアナライザーによる面分析）

表-7.47 に、JSCE-G574-2013 に準拠し、電子線マイクロアナライザーによる面分析で得られた塩化物イオン濃度から算出した見掛けの拡散係数を示す。

JSCE-G574-2013 に準拠して見掛けの拡散係数を算出した場合、ポリマーセメントモルタルの見掛けの拡散係数は、No.P-1、No.P-2 ともコンクリートよりも小さい値となった。

塩化物イオン浸透深さ（電子線マイクロアナライザーによる面分析）

表-7.48 に電子線マイクロアナライザーによる面分析から得られた塩化物イオンの浸透深さを示す。塩化物イオン浸透深さは、Cl⁻濃度がほぼ一定となる深さを浸透深さとして、Cl⁻濃度分布曲線から求めた。エポキシ樹脂モルタルは、電位差滴定法および面分析とも塩化物イオン濃度が全面で一定であったため、塩化物イオンは浸透していないと判断した。

ポリマーセメントモルタルおよびエポキシ樹脂モルタルとも、塩化物イオンの浸透深さはコンクリートよりも小さく、塩化物イオンの浸透速度はコンクリートよりも遅いことがわかる。

ポリマーセメントモルタルの見掛けの拡散係数は、試験法 439 に準拠し電位差滴定法と電子線マイクロアナライザーによる面分析では乖離が生じた。ポリマーセメントモルタルの塩化物イオン浸透深さは P-1 で 10mm、P-2 で 13mm とコンクリートの塩化物イオン浸透深さ=18mm よりも小さいこと等から推察すると、電子線マイクロアナライザーによる面分析で算出した値が実態に近く、ポリマーセメントモルタルの見掛けの拡散係数はコンクリートよりも小さいと考えている。

表-7.47 塩化物イオンの見掛けの拡散係数（電子線マイクロアナライザーによる面分析）

配合 No.	種類	D_{ap} (cm^2/y) 見掛けの 拡散係数	C_{a0} 表面塩化物イオン量		C_i 初期に含有される 塩化物イオン量	
			(mass%)	(kg/cm^3)	(mass%)	(kg/cm^3)
C-2	コンクリート	1.50	1.16	26.7	0.00341	0.0784
P-1	ポリマーセメント	0.145	0.870	16.5	0.0157	0.299
P-2	モルタル	0.372	0.633	10.4	0.00721	0.119
E-1	エポキシ樹脂モルタル	浸透していないため算出不可			—	—

表-7.48 塩化物イオン浸透深さ（電子線マイクロアナライザーによる面分析）

配合 No.	種類	塩化物イオンの浸透深さ (mm) ※浸漬 90 日後
C-2	コンクリート	18
P-1	ポリマーセメントモルタル	10
P-2		13
E-1	エポキシ樹脂モルタル	0

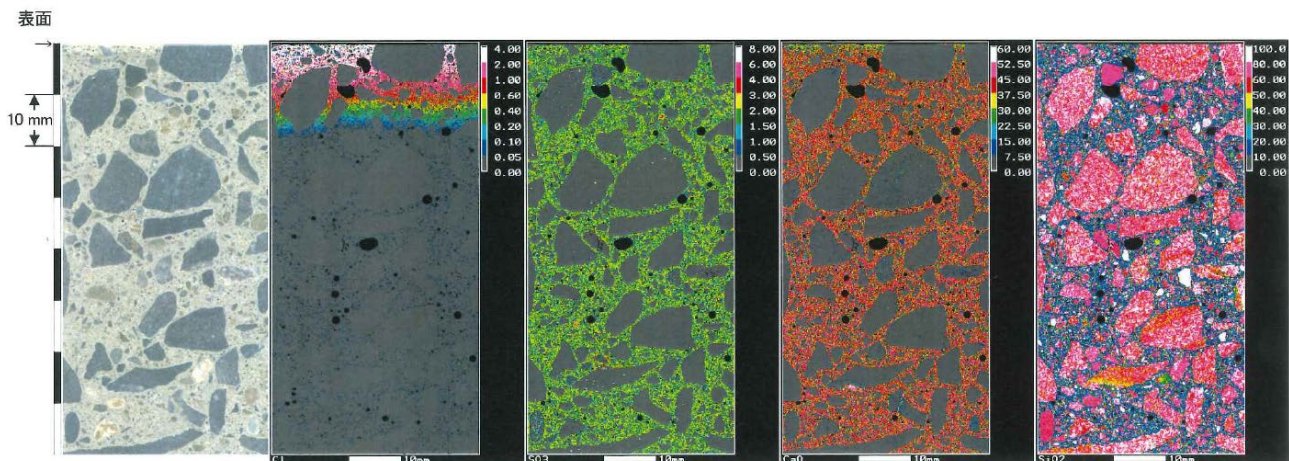


図-7.65 コンクリート (No. C-2) の分析面の写真と面分析結果（骨材のピクセルを表示）

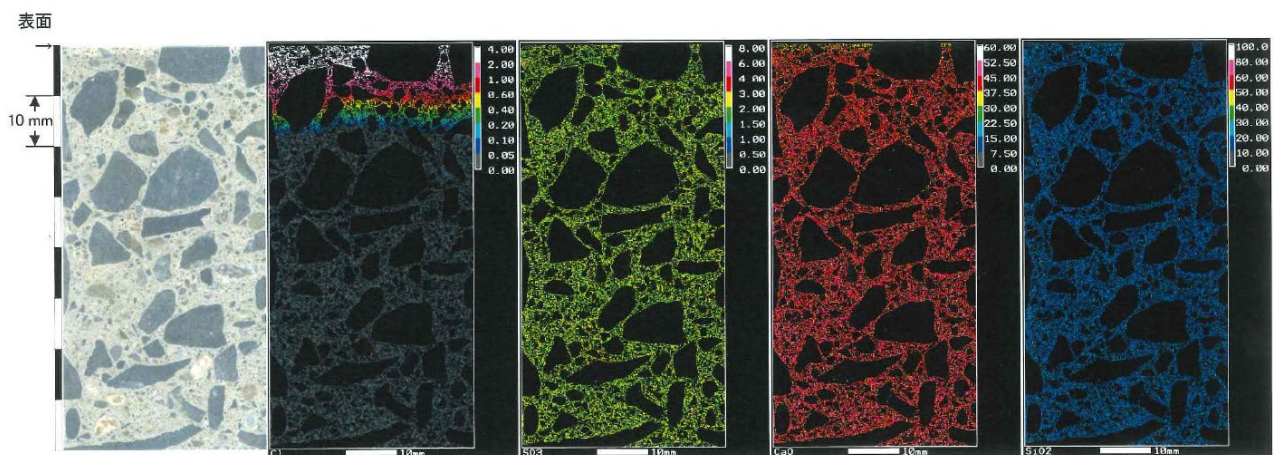


図-7.66 コンクリート (No. C-2) の分析面の写真と面分析結果（骨材のピクセルを非表示）

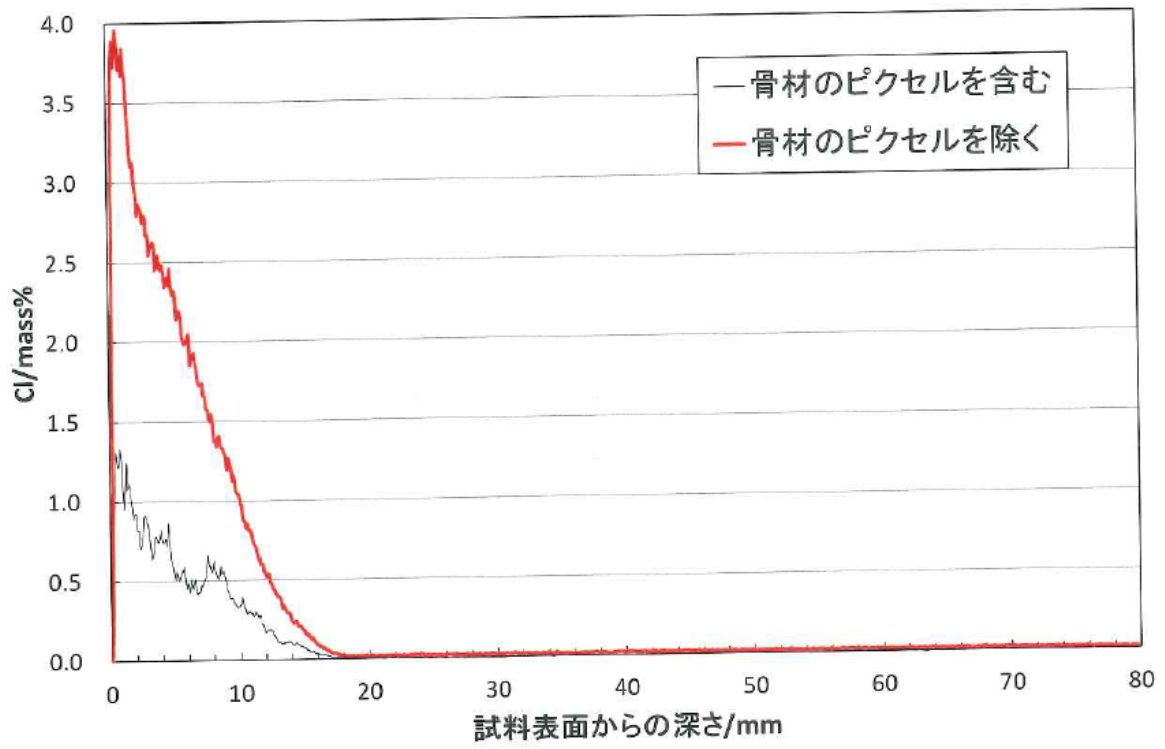


図-7.67 コンクリート (No. C-2) の Cl⁻濃度分布曲線

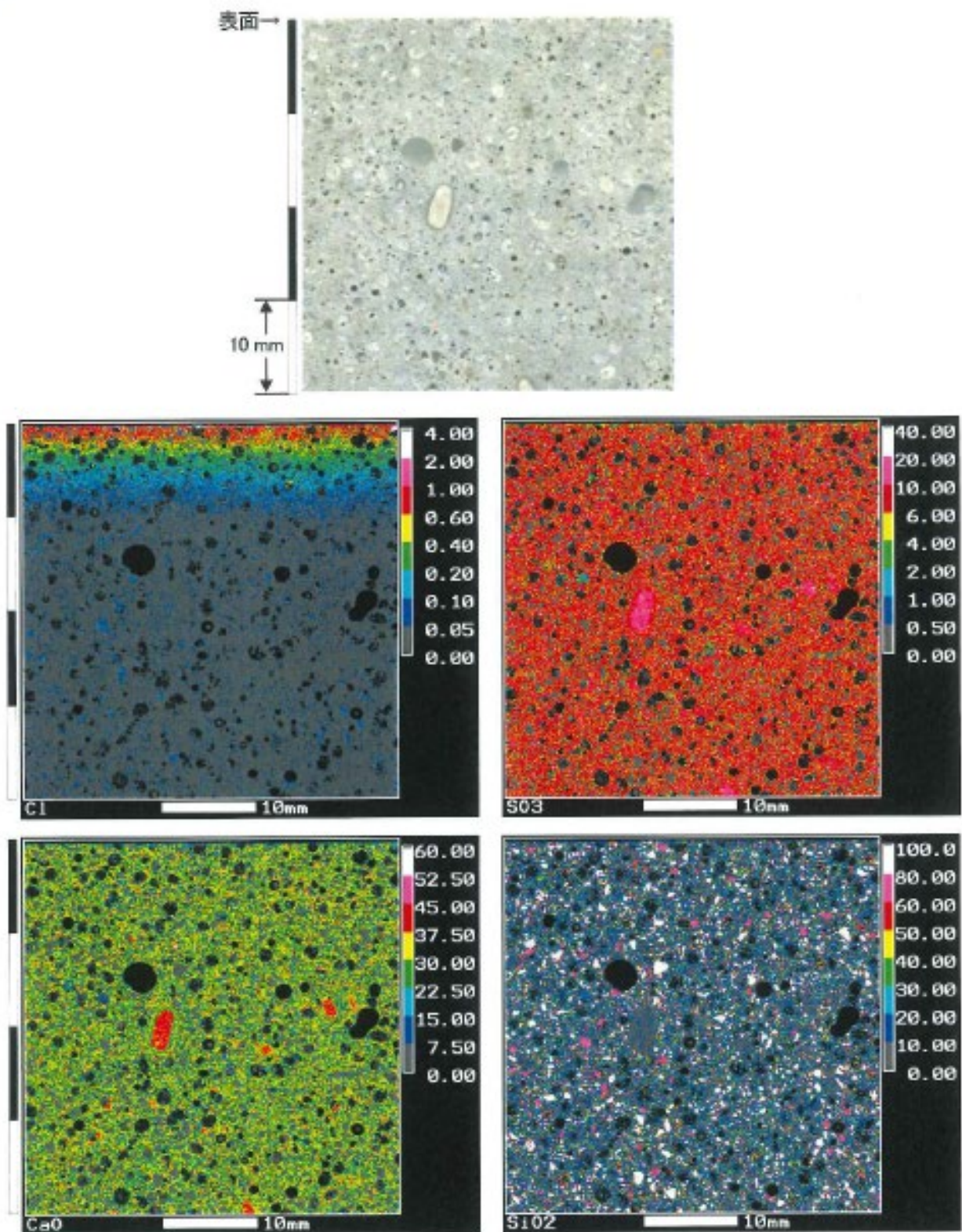


図-7.68 ポリマーセメントモルタル (No. P-1) の分析面の写真と面分析結果 (骨材のピクセルを表示)

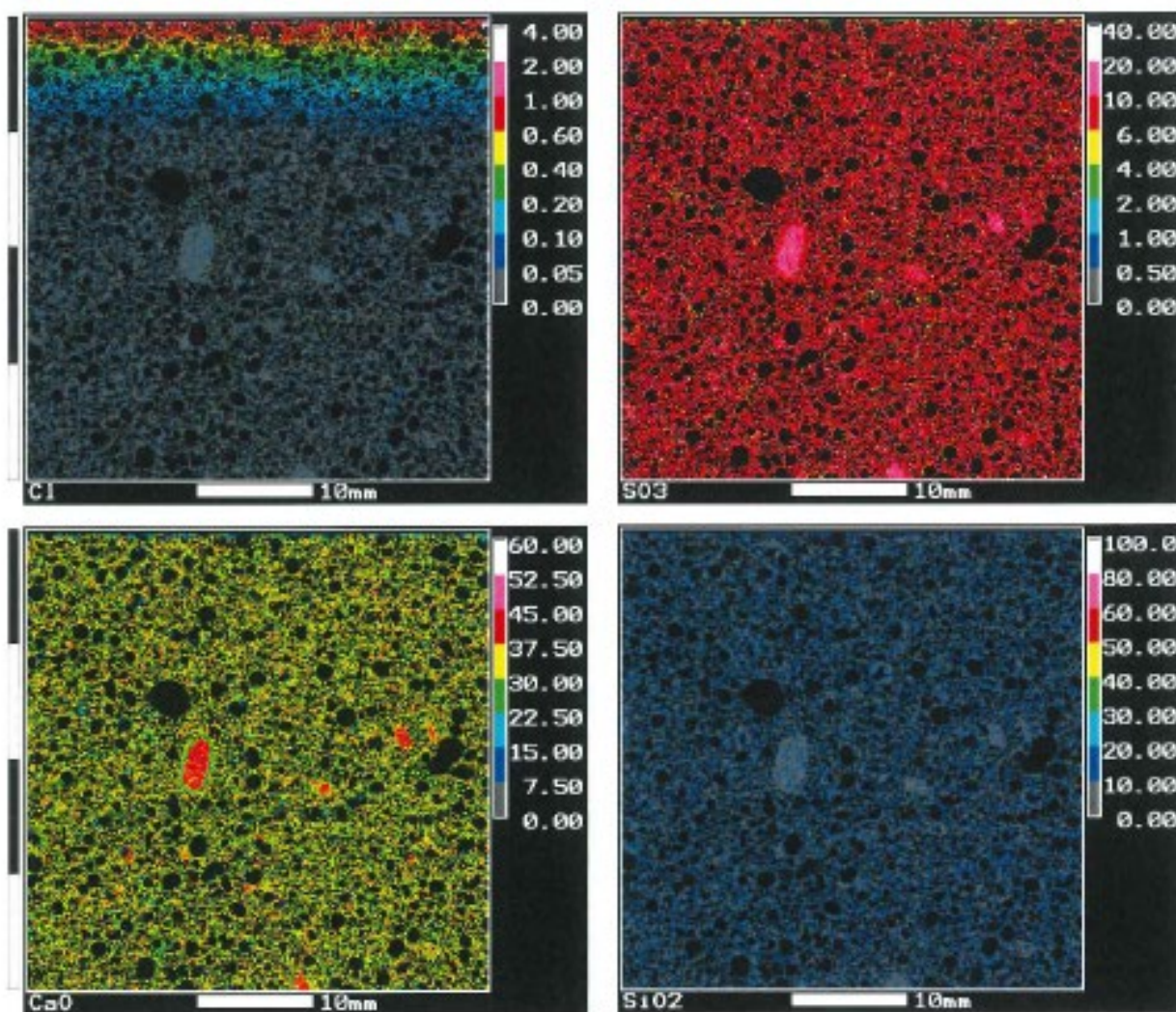
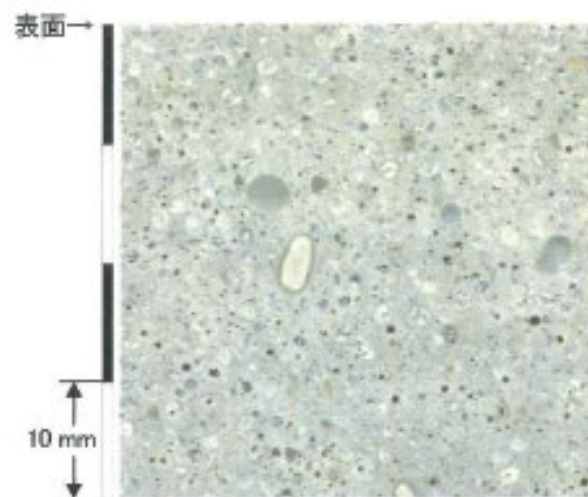


図-7.69 ポリマーセメントモルタル (No. P-1) の分析面の写真と面分析結果
(骨材のピクセルを非表示)

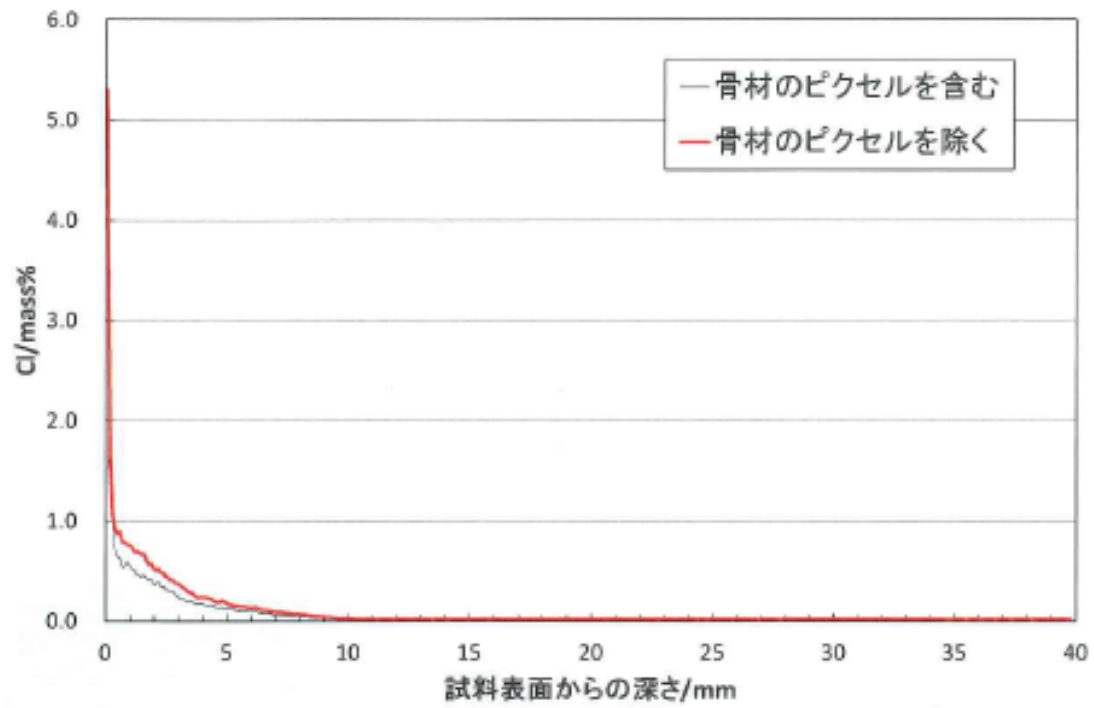


図-7.70 ポリマーセメントモルタル (No. P-1) の Cl⁻濃度分布曲線

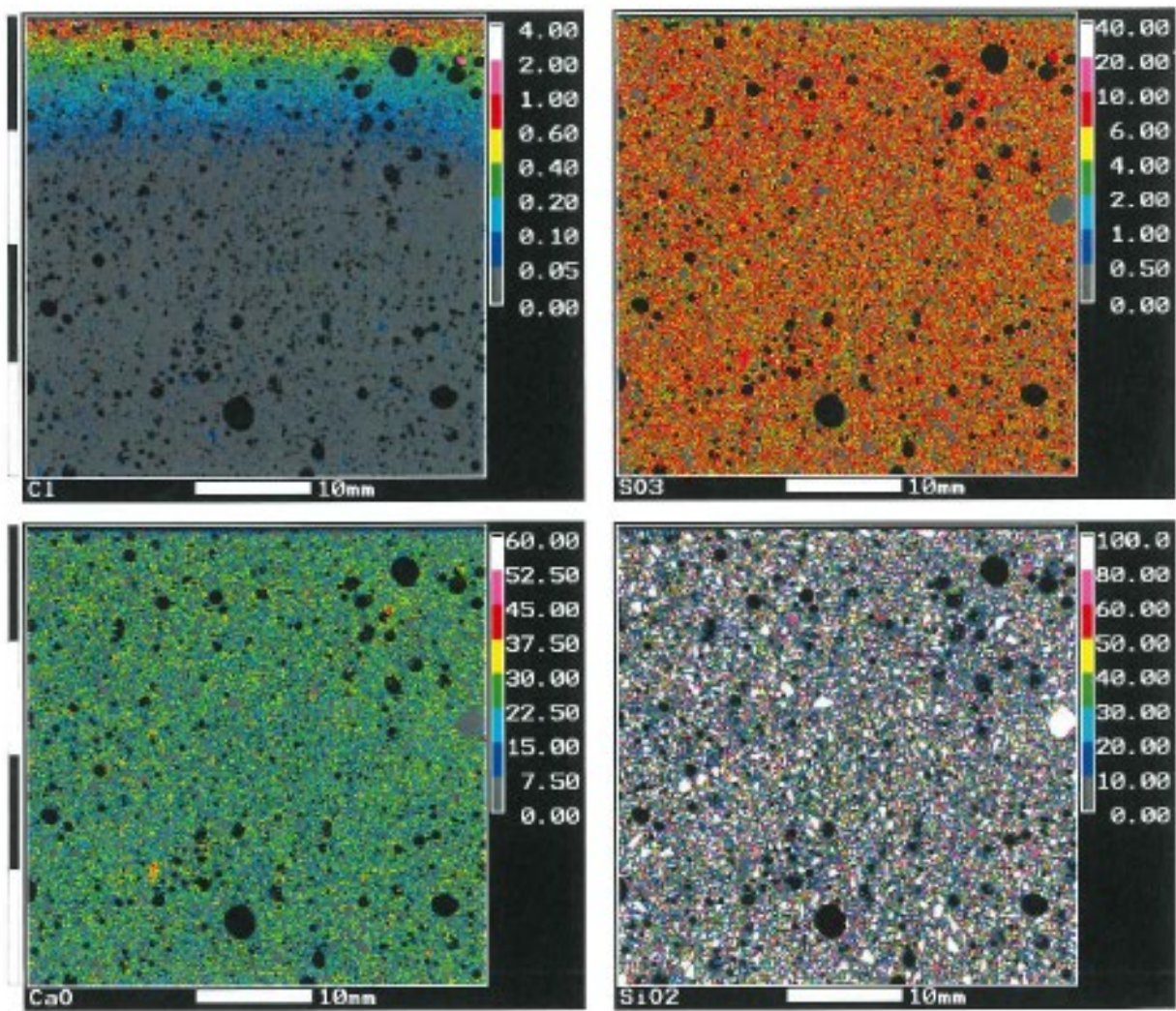
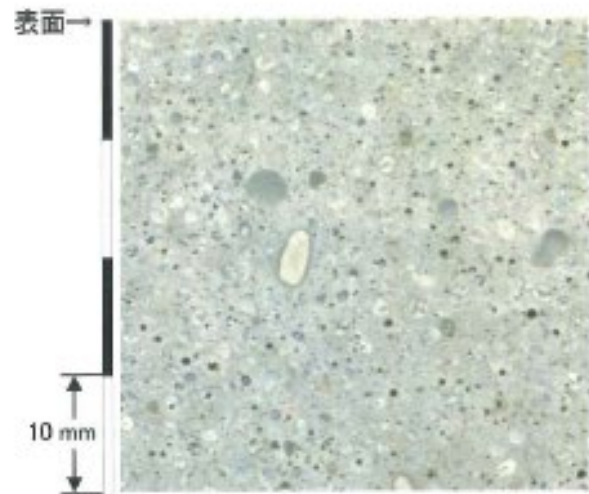


図-7.71 ポリマーセメントモルタル (No. P-2) の分析面の写真と面分析結果 (骨材のピクセルを表示)

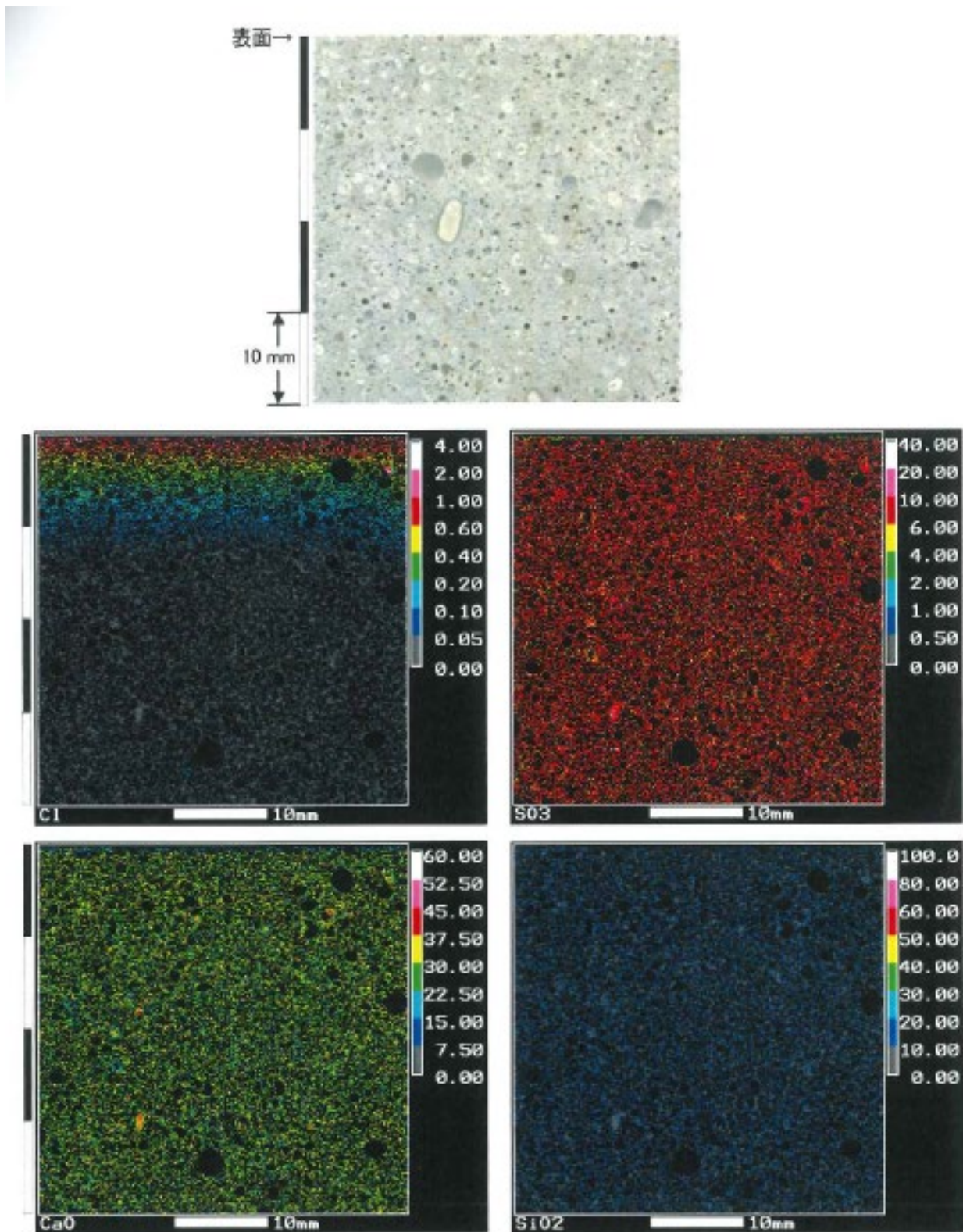


図-7.72 ポリマーセメントモルタル (No. P-2) の分析面の写真と面分析結果
(骨材のピクセルを非表示)

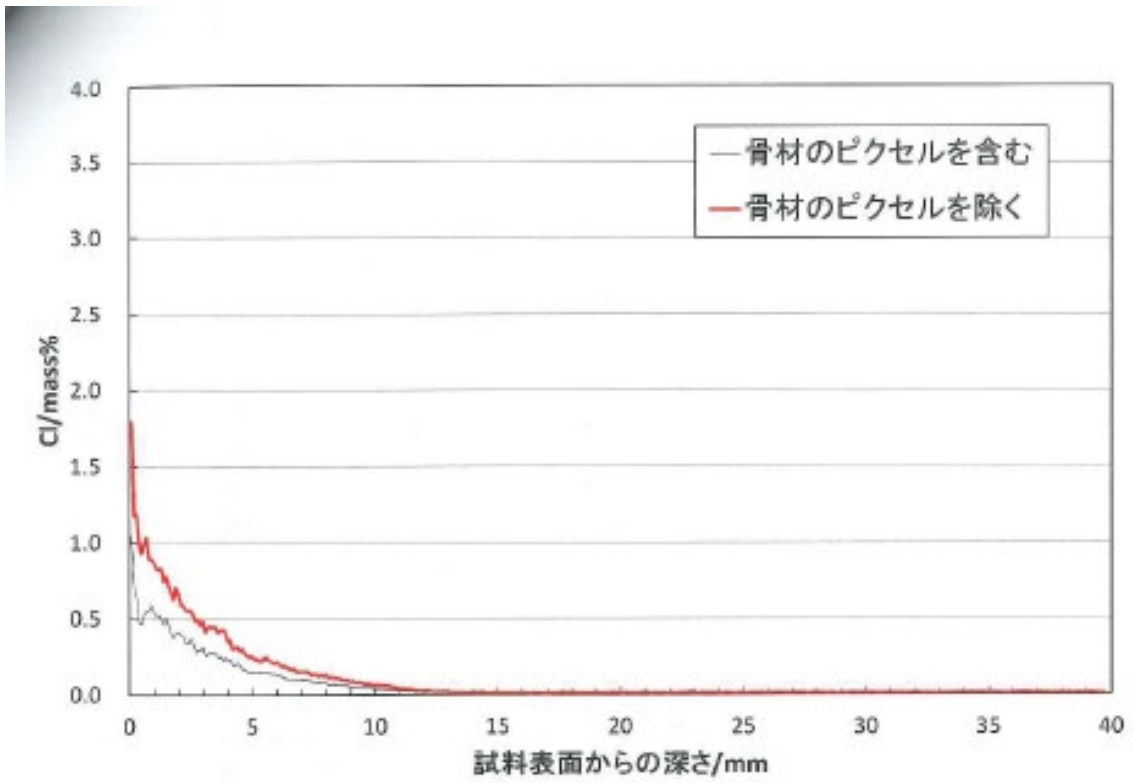
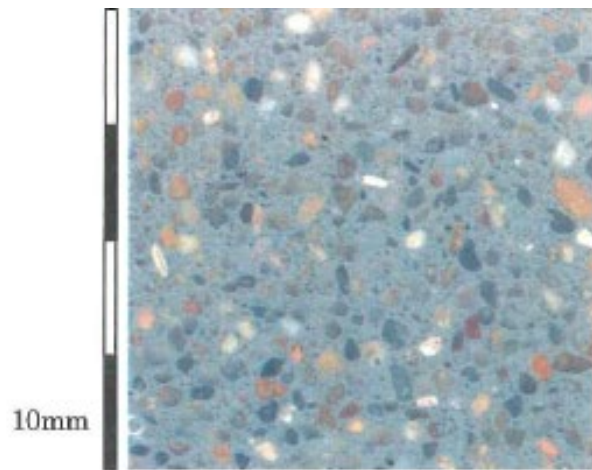


図-7.73 ポリマーセメントモルタル (No. P-2) の Cl⁻濃度分布曲線



(分析試料)

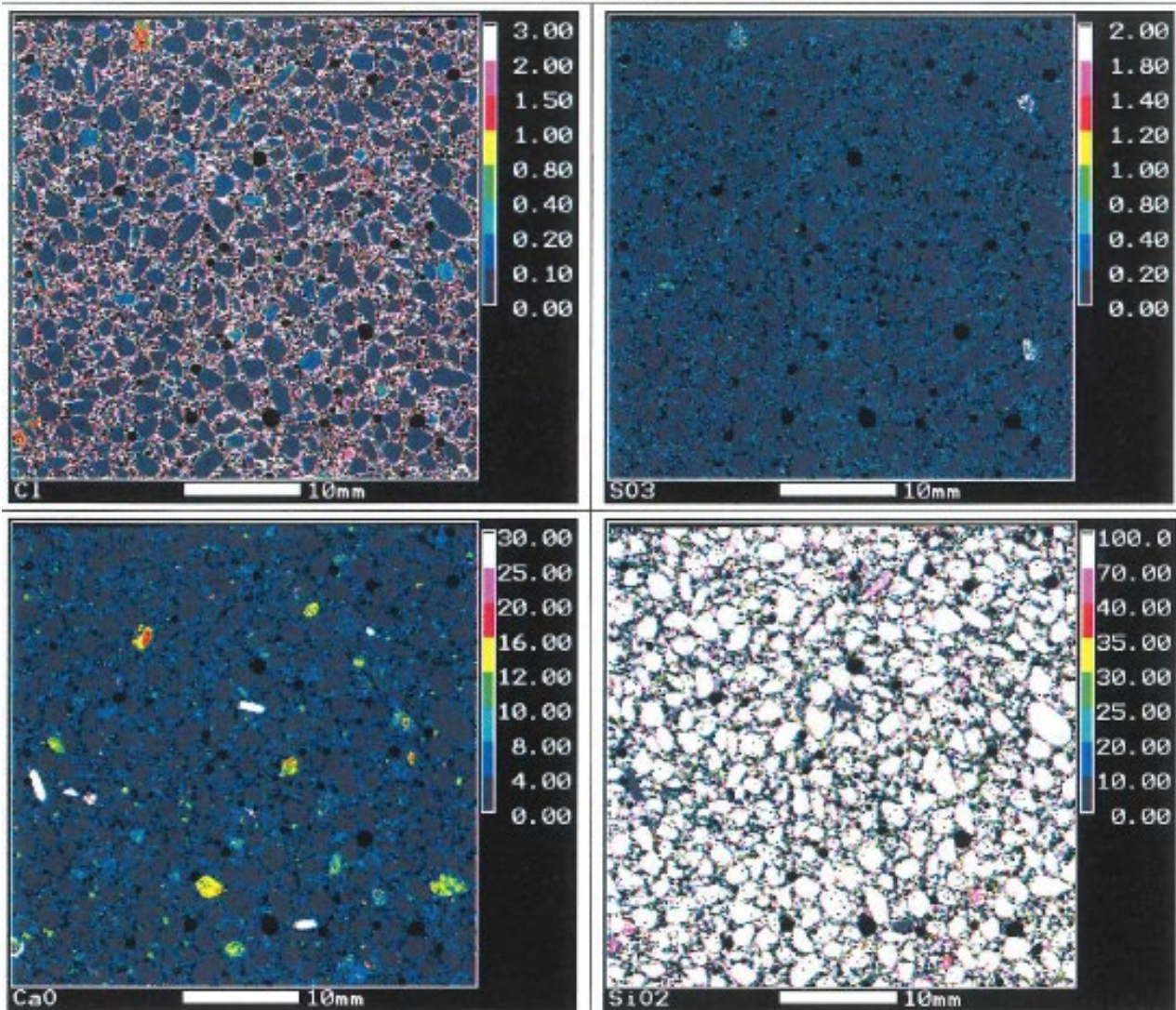


図-7.74 エポキシ樹脂モルタル (No. E-2) の分析面の写真と面分析結果 (骨材のピクセルを表示)

7.6.4 力学的性能（静弾性係数、ポアソン比）

力学的性能試験の照査は、試験法 439 に準拠し実施した。下記に試験方法の詳細および試験結果を示す。

● 引用規格

試験法 439 床版上面における断面修復用補修材の試験方法
JIS A 1149 : 2010 コンクリートの静弾性係数試験方法

● 試験用装置及び器具

型枠は、 $\phi 100 \times H200\text{mm}$ の鋼製型枠または簡易型枠とした。

圧縮試験機および上下の加圧板は、7.6.1（2）（初期圧縮強度試験の試験装置および器具）に記載したものと同一のものを用いた。

ひずみ測定器は、試験体の縦ひずみ（ひずみ度）、横ひずみを 10×10^{-6} 以下の精度で測定できるものを用いた。ひずみ測定器の検長は、コンクリートに用いた粗骨材の最大寸法の 3 倍以上（60mm 以上）、かつ、供試体の高さの 1/2 以下（100mm 以下）とした。

● 試料

供試体形状は $\phi 100 \times H200\text{mm}$ の円柱供試体とした。

コンクリートおよび充填材の試験配合、試験体数は表-7.49 に示すとおりである。

試験体の作製方法は、7.6.1（2）（初期圧縮強度試験の試料）と同じとした。

測定は材齢 28 日で実施した。

供試体の養生は気中養生とした。

表-7.49 試験配合および試験体数

充填材	環境	配合 No.	試験体数
			合計
コンクリート	$23 \pm 2^\circ\text{C}$	C-1	3
	$23 \pm 2^\circ\text{C}$	C-2	0
	$35 \pm 2^\circ\text{C}$	C-2	0
	$5 \pm 2^\circ\text{C}$	C-2	0
ポリマーセメント モルタル	$23 \pm 2^\circ\text{C}$	P-1	3
	$35 \pm 2^\circ\text{C}$	P-1 ^{※1}	3
	$5 \pm 2^\circ\text{C}$	P-1 ^{※1}	3
	$23 \pm 2^\circ\text{C}$	P-2	3
	$35 \pm 2^\circ\text{C}$	P-2 ^{※1}	3
	$5 \pm 2^\circ\text{C}$	P-2 ^{※1}	3
エポキシ樹脂 モルタル	$23 \pm 2^\circ\text{C}$	E-2	3
	$35 \pm 2^\circ\text{C}$		3

※1：凝結遅延剤の量で凝結時間を調整

● 試験方法

ひずみ測定器は、供試体の軸に平行、かつ、対称な二つの線上で、供試体の高さの 1/2 の位置を中心に取り付けた。また、横ひずみを測定するために、前述のひずみ測定器に対して直角方向にひずみ測定器を取り付けた。

試験は、温度および湿度の変化の少ない室内で行った。

供試体の上下端面及び上下の加圧板の圧縮面を清掃した。

供試体を、供試体直径の 1% 以内の誤差で、その中心軸が加圧板の中心と一致するように置いた。

試験機の加圧板と供試体の端面とは、直接密着させ、その間にクッション材をいれていない。

供試体に衝撃を与えないように一様な速度で荷重を加える。荷重を加える速度は、圧縮応力度の増加が毎秒 $0.6 \pm 0.4 \text{ N/mm}^2$ になるようにした。

供試体の縦ひずみ、横ひずみは、最大荷重の 1/2 程度まで測定し、その測定間隔は等間隔として少なくとも 10 点以上記録した。

供試体が急激な変形を始めた後は、荷重を加える速度の調節を中止して、荷重を加え続けた。

供試体が破壊するまでに試験機が示す最大荷重を有効数字 3 けたまで読み取った。

• 計算

静弾性係数の計算は次による。

供試体ごとに応力—ひずみ曲線を作成した。

各供試体の静弾性係数は、式 7.6.10 によって算出し、四捨五入して有効数字 3 けたに丸めた。

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \times 10^{-3} \quad \text{式 7.6.10}$$

ここに、 E_c : 各供試体の静弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力 (N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみ 50×10^{-6} のときの応力 (N/mm²)

ε_1 : 応力 S_1 によって生じる供試体の縦ひずみ

ε_2 : 50×10^{-6}

各供試体のポアソン比は、式 7.6.11 によって算出し、四捨五入して有効数字 3 桁に丸めた。

$$\mu = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_L} \quad \text{式 7.6.11}$$

ここに、 ε_b : 応力 S_1 によって生じる横ひずみ

ε_L : 応力 S_1 によって生じる縦ひずみ

● 試験結果

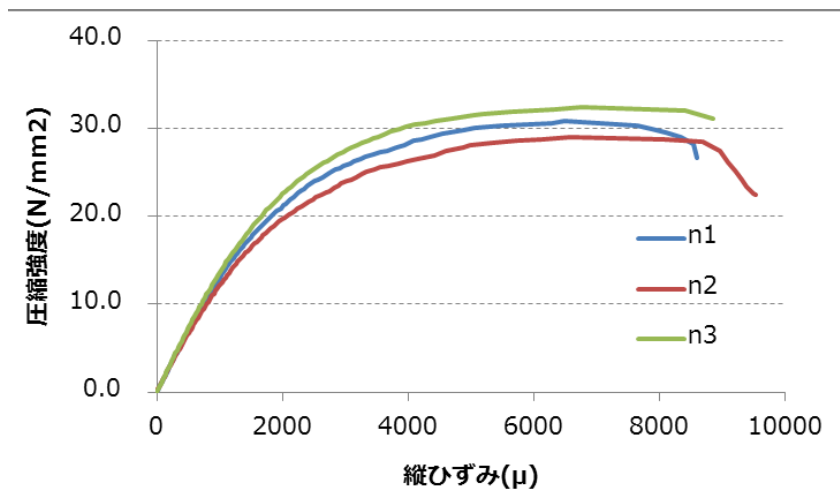
ポリマーセメントモルタル

表-7.50 にポリマーセメントモルタルの静弾性係数およびポアソン比の結果を、図-7.75 に応力-ひずみ曲線を示す。

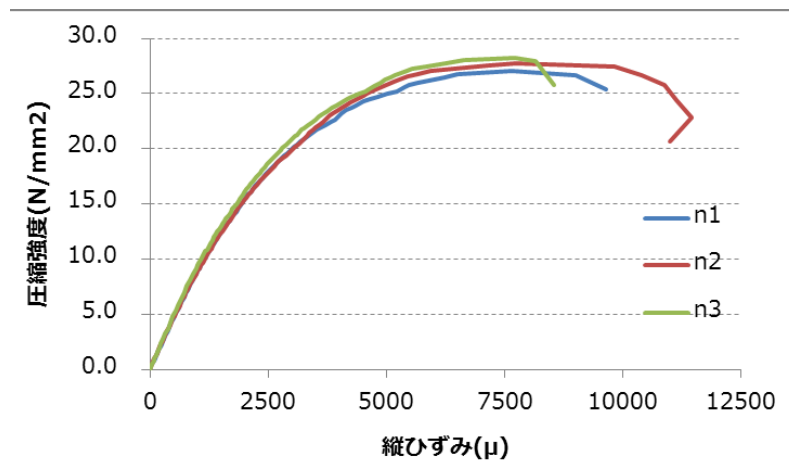
ポリマーセメントモルタルの静弾性係数は、環境温度にかかわらず、No.P-1 ではコンクリートの 1/3、No.P-2 では 1/4 であり、閾値「コンクリートにおける静弾性係数の 1/3～1/10」を満足していることを確認した。

表-7.50 ポリマーセメントモルタルの静弾性係数およびポアソン比

配合 No.	環境温度	静弾性係数 (kN/mm ²)	コンクリートの静弾性係数 に対する比	ポアソン比
C-1	23℃	39.3	1	
P-1	23℃	13.4	0.34 (1/3)	0.22
P-1'	35℃	11.6	0.30 (1/3)	—
P-1''	5℃	13.3	0.34 (1/3)	—
P-2	23℃	9.5	0.24 (1/4)	0.24
P-2'	35℃	9.2	0.23 (1/4)	—
P-2''	5℃	9.4	0.24 (1/4)	—



(a) No. P-1



(b) No. P-2

図-7.75 応力-ひずみ曲線 (ポリマーセメントモルタル)

エポキシ樹脂モルタル

表-7.51 にエポキシ樹脂モルタルの静弾性係数およびポアソン比の結果を、図-7.76 に応力-ひずみ曲線を示す。

エポキシ樹脂モルタルの静弾性係数は、環境温度が 23℃ではコンクリートの 1/10、環境温度が 35℃ではコンクリートの 1/7 であり、閾値「コンクリートにおける静弾性係数の 1/3～1/10」を満足していることを確認した。

表-7.51 エポキシ樹脂モルタルの静弾性係数およびポアソン比

配合 No.	環境温度	静弾性係数 (kN/mm ²)	コンクリートの 静弾性係数に対する比	ポアソン比
C-1	23℃	39.3	1	
E-2	23℃	3.8	0.1 (1/10)	0.41
	35℃	5.4	0.14 (1/7)	0.36

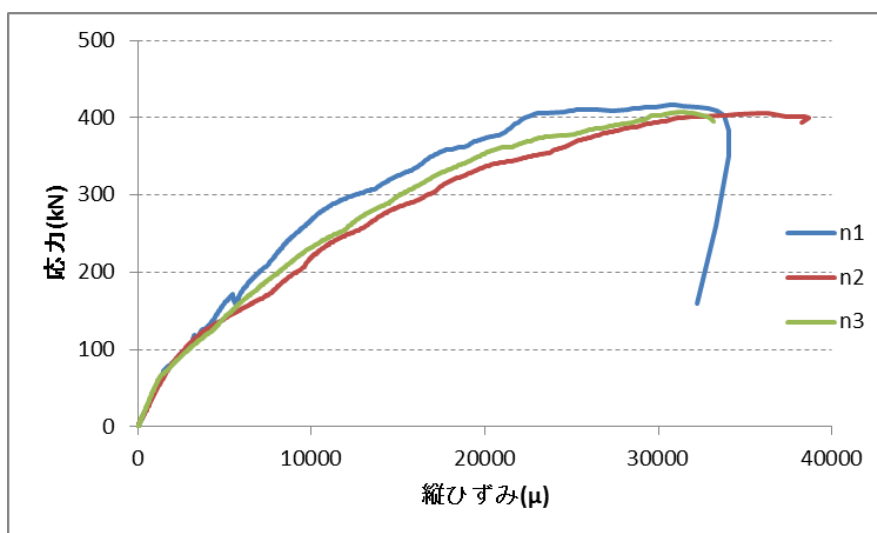


図-7.76 応力-ひずみ曲線 (エポキシ樹脂モルタル)

第8章 結言

本論文では、プレキャスト PC 床版の新形式継手として、充填材のみによる継手を提案し、その安全性・耐久性（疲労・材料）に関して設計検証を行った。

設計検証では、そもそも道路橋床版において新しい半剛接合構造であることから、まず充填材料に要求される性能を数値解析で限定し、適用可能性があり、かつ土木材料として実績のある市販の材料を数種類ピックアップして要素試験を行った。また、本構造は弱点が明らかであり継手部に作用する交番曲げ・交番せん断力に対して十分な強度・耐久性があるかを確認する継手部交番載荷試験を、通常、床版構造の検証に行われる押抜きせん断試験、輪荷重走行試験に先立って行った。次に、構造試験の最終試験である輪荷重走行試験では従来構造と直接比較ができる試験方法で行ったほか、連続桁中間支点部の負曲げ区間への適用性や維持管理性能の確認も行った。さらに、断面修復やひび割れ注入の補修材料として実績があるとはいえ、適用箇所や量、配合などを変えているため、各種材料耐久性試験も行った。

結果として、スチレンブタジエンゴムを主材料としたポリマーセメントモルタルと、エポキシ樹脂モルタルの2つの材料について、安全性、耐久性で要求性能を満足することを見出した。しかし、双方とも使用に当たって留意事項を有している。

ポリマーセメントモルタルは配合を変えてもそれほど軟化はせず、版の押抜きせん断耐力を発揮する前に継手のせん断で終局状態となる、充填性にやや難があり、充填不良などがあると疲労耐久性も劣ることなどがあった。他方、エポキシ樹脂モルタルは、充填性も良く、十分なせん断耐力を有しており、疲労耐久性も鉄筋系継手を上回ることが期待されたが、高い応力での疲労の場合は現状の輪荷重走行試験では従来継手に劣る結果となった。

以下、本論文内容の概要と得られた知見をまとめる。

第2章 基礎解析

概要

プレキャスト PC 床版の継手構造としてループ継手があるが、床版厚の薄い場合に適用できず、また継手部施工に時間と技能工を要するといった課題がある。床版用継手としてこれらの課題を解消した、セメント系充填材のみを用いる構造を新たに考案した。この構造に対して、充填剤の剛性及びプレキャスト床版との界面の状態をパラメータとして輪荷重または地震荷重による挙動について解析的な検討を行い、安全性・耐久性・走行性の点で実現可能であることを確認した。

得られた知見

- ① 半連続プレキャスト床版構造を考案し、継手充填材として床版本体より弾性係数が $1/10 \sim 1/100$ 程度低い材料を用いれば、床版支間方向は従来構造に比べ2割程度の応力度比上昇に抑えられ、鉄筋量の若干増で構成できる。
- ② 床版本体より弾性係数が $1/10 \sim 1/100$ 程度低く、界面剥離を生じさせない程度に引張せん断力を有する継手充填材を用いた場合は、防水性や舗装に有害な変形は生じない。
- ③ 上記のような継手充填材を用いた場合、橋梁鈹桁に発生する変位は従来構造に比べ最大1割程度であり、有害な変形は生じない。

第3章 要素試験

概要

充填材のみを用いた半剛接合継手を実現するにあたって、候補となる材料を選定するために純ねじり試験を行い、引張せん断性能を確認し、セメント材料としてはスチレンブタジエンゴムを主材料とするポリマーセメントと繊維補強コンクリートを選定した。また、継手部の形状を確認するとともに、数値解析とのキャリブレーションを図るため、小型梁試験を行い、繊維補強コンクリートは不適であること、エポキシ樹脂モルタルは有望であることを確認した。

得られた知見

「純ねじり試験」

- ① ポリマーセメントモルタルは十分な引張せん断強度を有しており、適用可能性大きい。
- ② 高靱性繊維補強セメントモルタルは、引張せん断強度は小さいものの、脆性が低く適用可能性がある。

- ③ 安定した引張せん断力を得るためには、界面の目粗らしは必須である。

「小型梁試験」

- ④ 充填材の付着強度が被着体のコンクリート引張強度を下回ると界面で剥離破壊する。また、上回ると被着体で引張破壊するが、界面付近の鉄筋補強により継手強度は上昇する。
- ⑤ COM3D をもちいた再現解析では、継手界面を精緻にモデル化しない解析であってもコンクリート、充填材の引張強度を適切に設定することで破壊形態、最大耐力を再現できる。
- ⑥ 鉄筋補強を行うと、短い継手長でも、提案構造における界面の脆弱性を補うことで耐力を向上させることができる。静的破壊後においても設計荷重の2倍以上の耐力を維持できる。

第4章 継手部交番載荷試験

概要

輪荷重の通過に伴い発生する橋軸曲げモーメントと交番するせん断力を、継手部近傍に与える交番載荷実験を行った。荷重を漸増させながら繰返し載荷した結果、法定輪荷重レベル(70kN(衝撃を含む))の繰返し載荷に対しては、版としての機能を失わないことを確認した。さらに床版本体継手下端部を面取りした形状の場合は、法定輪荷重の2.8倍(196kN)程度までは版としての機能を保持できる。

得られた知見

- ① 平行界面タイプでは、荷重および繰返し数の増加に伴い、まず継手部界面の引張付着力が徐々に減少して、充填材によるコンクリート床版間における橋軸方向の曲げモーメントの伝達機能が低下する。しかし、設計荷重の1.75倍(122.5kN)までは圧縮部分の充填材により、せん断力の伝達機能が維持されることで床版としての機能を維持して、橋軸直角方向の曲げひずみは微増にとどまる。
- ② 下端拡張タイプでは、設計荷重の2.2倍(157kN)までは継手部界面下端における引張付着力の低下を遅延させることができる。これにより、道路橋示方書の設計荷重レベルの繰返し載荷においては、充填材は橋軸方向の曲げモーメントの伝達機能を維持する。また、設計荷重の2.8倍(196kN)までは曲げモーメントの伝達機能は低下するものの、せん断力の伝達により床版として機能する。しかし荷重が4.2倍になると充填材の剥離破壊範囲が繰返し荷重により拡大して、破壊面が交番載荷の際に閉じなくなり、充填材の剥落を伴って接合部は脆性的に破壊され、継手としての機能が低下する。

第5章 静的耐力試験

概要

複数のプレキャストPC床版を、充填材のみで接合した一体化構造の静的載荷試験を実施した。適切な物性値を有する充填材料で接合することで、道路橋示方書に示す設計荷重に対して、十分な耐力を有する床版が構成できることを示した。さらに、耐荷機構の解明を目的とした再現解析を行い、影響因子が構造耐力等に及ぼす感度の分析から、継手のない床版の押抜きせん断破壊と同等の耐荷性能を発現させるに足る、充填材のヤング係数と強度の閾値を得た。すなわち、提案構造を実現させるための定量的な材料開発目標を、構造工学の観点から提示した。

得られた知見

- ① 提案継手構造においても適切な充填材料を選定することで、設計荷重に対して十分な耐力を有した床版を構成することができる。
- ② FEM解析においてプレストレスおよび継手部界面や充填材料の物性値を適切に設定することで、静的載荷試験の結果を良好に再現できる。
- ③ 感度分析を行うことで、提案継手構造を有する床版構造において破壊モードが押抜きせん断破壊となる場合の充填材料のヤング係数、圧縮強度、引張強度の閾値を得ることができる。
- ④ PCMの材料特性から配合変更による最大耐力の向上には限界があり、破壊モードは界面近傍のせん断破壊に留まると考えられる。ERMではヤング係数が小さく強度が高いことから、配合変更により破壊モードを押抜きせん断破壊へ移行できると考えられる。

第6章 輪荷重走行試験

概要

構造性能の最終確認として、2度の輪荷重走行試験および数値解析検討を行った。

最初の輪荷重走行試験（以下、土研方式）では、過去に土木研究所で行われたPC床版^{8.1)}と相対比較できるような床版支間、床版厚として行い、提案構造に関して充填材の種類や界面の状態を変えた継手とループ継手を同時に道路橋示方書（以下、道示）に示される方法で行った。結果として、どの充填材料でも平成8年版道示で設計したRC床版以上の疲労耐久性を確認した。

2回目の輪荷重走行試験（以下、NEXCO方式）では、高速道路総合技術研究所が提案している取替床版の輪荷重走行試験方法に則り、かつ連続桁中間支点への適用を考慮して試験体の橋軸方向に引張応力を与えた試験体で行った。また、所定の回数の試験後、継手部を補修して補修後に性能回復することを確認した。

また、これらの輪荷重走行試験の前後に数値解析検討を行い、充填材料を用いた新形式継手の疲労性能を検証した。

得られた知見

- ① 提案構造に関する輪荷重走行試験での継手相対比較では、提案構造は従来継手（ループ継手）に劣るものの100年の供用には十分耐えうる。
- ② 提案構造の界面に鉄筋などの補強を行うと、終局状態では大きな段差防止につながるが、初期のひび割れを誘発し、提案構造の長所を減ずる結果となる。
- ③ 常時引張力作用下の輪荷重走行試験では、大きな荷重では早期に疲労破壊する。
- ④ 界面に疲労構成則を実装した有限要素解析で、輪荷重走行試験の同定を行い、設計荷重の繰返しでは、連続桁中間支点部のような常時引張力作用下以外では、供用期間に疲労破壊は起きないことを確認した。

第7章 材料耐久性試験

概要

ポリマーセメントモルタル、エポキシ樹脂モルタルとも、NEXCOの構造物施工管理要領の中で、それぞれ断面修復材やひび割れ注入材として試験方法が明記しており、実績のある材料であるが、提案構造に適用するにあたって配合を見直したりしているため、あらためて材料試験を行った。また、断面修復やひび割れ注入材と異なった使用方法をしているので、沈降性など独自の品質管理方法を定めて試験を行った。

得られた知見

- ① 今回一連の検証を行ったERMは初期強度の発現が遅いため、夜間通行止め・翌朝解放などの工事においては配合の見直しが必要である。
- ② 充填性の良いERMであっても、完全充填を図るためには、継手最小幅は20mm程度必要であり、設計値は30mm程度以上とする。
- ③ PCMの静弾性係数を下げるときには、W/Cの上昇に注意が必要である。

謝辞

本論文は、筆者がおよそ5年前に自社の研究所に在籍していた際に自主研究テーマとして企画し、その後、新事業開発の組織に異動後も継続して研究した課題についてまとめたものである。

まず、学位論文としてご審査頂いた主査の藤野陽三教授（横浜国立大学）、副査の前川宏一教授（横浜国立大学）、二羽淳一郎教授（東京工業大学）、細田暁教授（横浜国立大学）、藤山知加子准教授（横浜国立大学）、田村洋准教授（横浜国立大学）におかれましては、きわめて多忙の中お骨折り頂きまして心より感謝いたしております。特に、藤野先生には、審査だけでなく、アドバイスや審査の調整など、先生のご尽力がなければ学位申請はなかったものと思っています。また、前川先生には、この研究の初期の要素試験の頃から、主に解析的研究においてご指導を頂き、輪荷重走行試験のシミュレーションに関しては、昼夜を問わずプログラム改良を行って頂くなど、研究開発そのものにも多大なご協力を頂きまして感謝に堪えません。

次に、本研究を企画した段階からその構想に賛同いただき、実験的研究のほぼ全般にわたって、試験条件の設定や結果の考察などについて継続的に技術指導を頂いた松井繁之教授（大阪工業大学）には、本研究だけでなく、それ以前の合成桁や合成床版に関する研究などを含め十数年にわたってご指導を頂きまして、床版構造に関する筆者の知見が深まり、本研究がきわめて多岐にわたる実験を手戻りなく進められたのは先生のおかげと思っています。

また、本研究を実施するにわたり、長年にわたってお時間を割いて、要求性能の提示や、結果についてコメントを頂きました猪熊康夫様（現中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京）、本間淳史様（現東日本高速道路）はじめ高速道路各社の皆様には、様々なご意見があったればこそ、緻密に種々の研究を行うことができたものと感謝しています。

研究開発の初期段階から、長年にわたって、材料の改良・提供に関して多大なご支援を頂きました太平洋マテリアルの大久保藤和様、佐竹紳也様をはじめ関係の方々、アルファ工業の大井川幸彦様、谷口晋二郎様をはじめ関係の方々、終盤に実現に向けてご協力いただき、供試体の製造などにもお世話になった極東興和の山根隆志様、三本竜彦様をはじめ関係の方々にはお世話になり、ありがとうございました。

最後に、筆者が所属する日鉄エンジニアリングの曾我部徳久氏、内田親司朗氏、鈴木隆氏、織田和之氏、竹中堅二氏の歴代の上司の方々には本研究開発の実行継続を援助して頂きありがとうございました。また、実験的検討に関しては、ほぼすべての詳細な計画と結果の一次整理を一貫して行った中山逸人氏、解析検討や学術論文の投稿を担当した北慎一郎氏には、厳しい要求と納期の中、ご苦勞をおかけしました。

本論文は一連の研究の一区切りではありますが、実橋適用にむけては更なる製品改良や、施工要領・品質保証のあり方などのハードルがあり、むしろこれまで以上の努力が必要かとも思います。また、これまでの実験・解析などの知見を、次なる開発研究や後進の指導に活用し、土木技術者として貢献していきたいと考えています。

2020年2月 櫻井信彰