

プレストレストコンクリート舗装の
衝撃加振による健全性把握に関する
研究

岡本 信也

目次

第1章 緒論	1
1.1 はじめに	1
1.2 社会資本整備を取り巻く背景	1
1.3 これまでの研究事例	2
1.4 研究の目的	9
1.5 本研究の構成	9
参考文献	11
第2章 既往の研究	14
2.1 プレストレスコンクリート舗装の研究	14
2.1.1 プレストレスコンクリート舗装の構造特性	14
2.1.2 長所および短所	15
2.2 トンネル内に設置されたプレストレストコンクリート舗装の設計 ..	16
2.2.1 トンネルの概要	16
2.2.2 設計の概要	16
2.2.3 設計荷重応力とプレストレス	20
2.3 PC舗装版の損傷	21
2.3.1 路面調査	21
2.3.2 空洞調査	25
2.3.3 PC鋼材の破断	26
2.3.4 たわみ測定調査	28
2.3.5 地下水状況の確認	29
2.4 既往の研究の未解明点と本研究の取り組み	30
参考文献	30
第3章 ひび割れ発生メカニズムの推定	32
3.1 緒言	32
3.2 実験方法	32
3.2.1 プレストレス量	32
3.2.2 空洞の大きさ	33
3.2.3 供試体の定義	33
3.3 供試体の作製	33

3. 3. 1	供試体の形状・寸法	33
3. 3. 2	使用材料およびコンクリートの示方配合	34
3. 3. 3	コンクリートの打込み, 脱型および養生	35
3. 3. 4	ひずみゲージの貼付け	35
3. 3. 5	プレストレスの導入	36
3. 3. 6	グラウト注入	37
3. 4	載荷実験	38
3. 4. 1	載荷実験方法	38
3. 4. 2	測定項目	39
3. 5	載荷実験条件のモデル化による計算値の算出	41
3. 5. 1	曲げモーメントの算出	41
3. 5. 2	曲げひび割れ発生荷重の導出	44
3. 5. 3	曲げ終局荷重の導出	45
3. 6	載荷実験結果	47
3. 6. 1	コンクリートの力学特性	47
3. 6. 2	ひび割れ性状	47
3. 6. 3	ひび割れ発生荷重	51
3. 6. 4	荷重-ひずみ関係	51
3. 6. 5	荷重-変位関係	54
3. 6. 6	PC 鋼棒ひずみ	55
3. 6. 7	荷重-端部水平変位関係	56
3. 7	ひび割れ発生荷重に関する考察	57
3. 7. 1	空洞の幅	57
3. 7. 2	プレストレス量	57
3. 8	ひび割れ発生荷重時のスパン中央の変位に関する考察	58
3. 8. 1	空洞幅	58
3. 8. 2	プレストレス量	59
3. 9	荷重-変位関係の傾きに関する考察	60
3. 10	載荷実験条件のモデル化による計算値との比較	60
3. 11	3次元 FEM による実験再現解析との比較	62
3. 11. 1	3次元 FEM モデルの概要	62

3. 1 1. 2	FEM 結果	64
3. 1 2	舗装構造の 3 次元非線形 FEM.....	68
3. 1 2. 1	解析モデル	68
3. 1 2. 2	解析モデルの妥当性	70
3. 1 2. 3	解析ケース	71
3. 1 2. 4	FWD 荷重による解析結果	71
3. 1 2. 5	荷重漸増による解析結果	74
3. 1 2. 6	考察	77
3. 1 3	結言	78
	参考文献	79
第 4 章	衝撃加振試験による RC 版の挙動の確認	81
4. 1	緒言	81
4. 2	固有振動数計測	82
4. 2. 1	実験計画	82
4. 2. 2	固有振動数の計測結果	87
4. 3	小型 FWD による荷重, たわみ、加速度の計測	90
4. 3. 1	実験計画	90
4. 3. 2	測定の結果	93
4. 4	考察	99
4. 4. 1	固有振動数の変化	99
4. 4. 2	小型 FWD の計測結果	99
4. 4. 3	加速度センサによるピーク時間差	99
4. 5	結言	100
	参考文献	100
第 5 章	コンクリートの健全性を確認する指標の検討	102
5. 1	緒言	102
5. 2	RC 供試体実験による粘性定数の算出	103
5. 2. 1	運動方程式による粘性定数の算出	103
5. 2. 2	みなし等価粘性減衰定数の算出	109
5. 3	PC 供試体によるみなし等価粘性減衰定数の算出	113
5. 3. 1	実験に用いた PC 供試体	113

5. 3. 2	重錘落下による衝撃加振試験方法	116
5. 3. 3	みなし等価粘性減衰定数の算出	116
5. 4	考察	119
5. 4. 1	RC 供試体によるばね定数と粘性定数	119
5. 4. 2	RC 供試体による等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数 ..	120
5. 4. 3	PC 供試体による等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数 ..	121
5. 5	結言	122
	参考文献	123
第 6 章	実路 FWD データによるみなし等価粘性減衰定数の算出と検証	124
6. 1	緒言	124
6. 2	PC 舗装の抽出調査	124
6. 3	実路 FWD データによる算出と検証	126
6. 3. 1	実路データによる等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数	126
6. 3. 2	空洞を有する場合の検証	127
6. 3. 3	ひび割れを有する場合の検証	128
6. 3. 4	PC 鋼材破断の場合の検証	130
6. 4	抽出調査を考慮した補修判定の提案	131
6. 5	閾値の実路データへの適用	132
6. 6	考察	134
6. 7	結言	135
	参考文献	135
第 7 章	結論	136
7. 1	はじめに	136
7. 2	本研究により得られた結論	136
7. 3	今後の課題	139
	謝辞	141

第 1 章 緒論

1. 1 はじめに

現在，わが国の社会インフラの老朽化が進行している．橋梁の架け替えや床版の更新に代表される大規模なインフラ更新事業が進められている．2013年11月に「インフラ長寿命化基本計画」を政府が取りまとめた．高速道路各社においてもインフラ長寿命計画の行動計画が策定された．その中では，老朽化した構造物の維持管理・更新などを着実に推進するための中長期的な取り組む方向性を明らかにしている．一方，人口減少，少子高齢化，巨大災害の切迫，気候危機の深刻化にも直面している．さらに，国連サミットで採択されているSDGs持続可能な開発への貢献も，道路分野からの対応が期待されている．持続可能を前提とし，将来にわたるインフラの機能維持が求められる状況になっている．すなわち，使えるインフラは，品質を保ち，使い続けることが求められる．

以下に，社会資本整備を取り巻く背景を概説し，本研究の目的，論文の構成を述べる．

1. 2 社会資本整備を取り巻く背景

わが国においては，高度経済成長期以降に集中的に整備されたインフラの老朽化が深刻である．今後，建設から50年以上経過する施設の割合が加速的な進行が予測されている¹⁾．道路橋は，2020年3月時点で，建設後50年以上経過する割合が約30%，2030年3月時点で，約55%，2040年時点で，約75%に達するとされている²⁾．そのため，2013年11月に「インフラ長寿命化基本計画」が取りまとめられ，これに基づいた行動計画が，2014年5月に策定されている．さらに，2021年6月に第2次行動計画が策定された．予防保全に基づくインフラメンテナンスへの本格転換，新技術等の普及促進による生産性の向上の推進などにより，持続可能なインフラメンテナンスの実現を目指していくとされている³⁾．

高速道路各社においても，長寿命化の行動計画の策定がなされている．長期の通行止めを実施しながらの橋梁架け替えや床版更新工事など，大規模な修繕，更新工事の計画が予定されている．整備された道路ネットワークを活用し，代替路を設け，通行止めによる交通影響を小さくする配慮をしながら，事業の実施が始まっている．

持続可能な形でネットワークを維持していくためには、品質が確保されたインフラを構築する必要がある。さらに、健全に維持していくための新技術の導入や、担い手を含めた体制の確保を図り、持続可能なメンテナンスサイクルを構築していくことが重要であるとされている。

道路は、高度経済成長期以降に、拡幅、改良や舗装化などの道路整備が重点的に行われた。高速道路のネットワーク整備もなされてきた。現在、道路延長は、約 1,220,138.5km に至り、主要な道路の舗装率は、100%となっている。道路面の種別は、アスファルト系舗装がほとんどであり、セメント系舗装は、4.5%とされている⁴⁾。セメント系舗装は、1950年には、約3割⁵⁾であった。しかし、高度経済成長期の舗装化率の向上の際、初期費用が安いアスファルト系舗装が採用された。セメント系舗装は、主流とならなかったが、耐久性は、アスファルト系よりも優れている。なお、温度変化が少なく、明色性を必要とされるトンネル部や発進停止を繰り返す料金所部での舗装として使用されている。

1.3 これまでの研究事例

コンクリート系舗装には、無筋コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装、プレストレストコンクリート舗装（以下、PC舗装と呼ぶ）がある。なかでも、PC舗装は、重荷重に耐え、耐油性を有する特徴を活かし、研究がなされた。プレストレストコンクリートの長所を活かして、高い耐久性を期待して設計されたコンクリート舗装の一つである。

プレストレストコンクリートの技術は、1928年にフランスのフレッシューによって研究され、技術的、工学的に確立された⁶⁾。以降、ドイツ、フランス、アメリカにおいても、研究がなされた。舗装への適用も研究が進められ、1946年に世界最初のPC舗装がフランスで橋梁の取り付け道路部に施工された⁷⁾。日本でも、1950年代後半から、PC舗装に関する研究^{8)、9)}が行われた。わが国で初めてのPC舗装の施工は、1958年に大阪で行われた¹⁰⁾。

わが国でのPC舗装に関する最初の研究記録は、1957年に近藤らによって行われた実験的研究⁸⁾である。内容には、必要プレストレス量の計算方法や、プレストレス導入によるひずみの計測、理論値との比較、路盤摩擦への考察がなされている。導入するプレストレスの大きさの決定には、温度変化および硬化収縮に伴う応力、版の表裏の温度差による応力、輪荷重による応力が考えられる。輪荷重

による応力については，荷重が版の隅角にある場合，中央にある場合，縁にある場合で考えられている．縦断方向にプレストレスを導入した幅 3m，長さ 12m，厚さ 10cm の大きさの試験床版を大学構内に設置し，動荷重 2.5tf による載荷実験が行われている．必要プレストレスの大きさの決定には，輪荷重と温度変化，収縮あるいは，床版上下面の温度差の組み合わせにより生じる最大引張応力から算出されている．実験から，理論的に計算された応力に近いプレストレスが導入されたことの確認や，路盤摩擦を減少させる工夫の必要性が指摘されている．コンクリートのクリープ，収縮によるプレストレスの減少についても継続して検討されることとなっている．

1963 年に福田らが行った実験的研究⁹⁾では，導入するプレストレスを変化させた実験を行っている．路盤摩擦係数と変位の関係から，PC 舗装の路盤摩擦拘束による損失を理論値と実測値で比較している．さらに，静荷重，および繰り返し荷重によって載荷試験を行い，PC 舗装の設計に基礎的なデータが取得されている．加えて，PC 舗装の有効プレストレスは，版にひび割れを全く発生させない設計とする必要はないと提案している．1964 年に福田らが行った実験的研究¹¹⁾では，低プレストレスによる PC 舗装の実験がなされている．PC 舗装版の中央部に 30tf まで静荷重を載荷しても，版表面のひび割れは確認されなかった．縁部に載荷の場合のみ，表面ひび割れの発生が確認されている．PC 舗装版縁部の底面ひび割れ発生と表面ひび割れ発生荷重には，一定の関係が確認された．舗装版の底面にひび割れを発生させても，PC 舗装版の弾性的性質はほとんど失われない．したがって，PC 舗装版の破壊は，舗装版のひび割れ発生時と定義できると述べている．加えて，底面ひび割れ荷重はプレストレス量との関係も示された．そのため，プレストレス量の設計は，表面ひび割れに対しては安全に決定できるとの提案がなされている．

実験的研究を経て，日本で最初の PC 舗装について，1958 年に大阪市で，プレストレスの導入方法，施工，舗装版の工学的性質の検討を目的とした試験施工が行われている¹²⁾．長さ 60m，幅 5.47m と長さ 40.8m，幅 10.94m，それぞれの厚さは，15cm で，2 箇所での施工が行われた．プレストレスの導入方法は，両側からジャッキにより押す方法と PC 鋼材による緊張による方法があるが，導入プレストレスの減少の少ない後者が採用された．舗装版に生じるひび割れを完全に防止するために，発生する引張応力を完全に打ち消すプレストレスの導入は，理想的

であるが、経済的ではなく、実施が難しい。導入プレストレスは、輪荷重によるひび割れを許容し、荷重がなくなるとプレストレスによりひび割れが閉じる量とされた。施工の長さは、当時のプレストレスを導入するジャッキの能力から、60mとされた。路盤と舗装版との摩擦拘束を低減するために、防水紙と2～3cmの砂層の設置がなされている。載荷試験からたわみと応力が計測され、アメリカでの先行の実験結果と対比し、ひび割れ発生荷重は、設計荷重の2～2.5倍と推察されている。また、20km/h程度の走行荷重による動的ひずみは、静荷重載荷とほとんど同じであると報告されている。

三浦ら¹³⁾によって、名神高速道路での試験舗装工事報告がなされている。ここでは、土木研究所でのPC舗装の実験結果を基に、実用化の際の課題を加味した施工をし、その供用性を確認するものとされている。施工範囲は、延長320m、幅員4.5～6.0m、厚さ12cm、ポストテンション方式が採用されている。プレストレス量は、土木研究所の実験結果から得られた緊張直後のプレストレスと舗装縁部載荷による表面ひび割れとの関係を参考に決定されている。延長は、長スパン化の可能性、安全性を確認するため、想定される最大延長として、320mとされている。また、施工費がコンクリート舗装の工費を超えないように配慮がなされている。プレストレス導入時に、コンクリート版のひずみや変位、PC鋼より線の測定が行われている。ひずみ計によると、当初の設計値と一致が見られ、プレストレスの分布に関する計算法の妥当性が確認されている。100～300mのPC舗装の場合は、温度降下によるプレストレスの損失を考慮する必要があるとされている。また、経済的に実用化するには、低コストでのプレストレス導入工法、目地構造の開発の必要性も述べられている。施工の能力、歩掛についても、確認されている。コストについては、規模が大きくなれば、低減される可能性があるとされている。

鵜沢ら¹⁴⁾によって、千葉県の埋立地の軟弱地盤で施工されたPC舗装工事について報告されている。ここでは、軟弱地盤の地区で、ポストテンション方式の延長2kmの区間とプレテンション方式の延長6kmの箇所が施工されている。構造設計は、土木研究所で行われた試験データに基づき行われている。PC舗装版の厚さは、12cm、設計輪荷重は、8tfとされている。縦断方向のプレストレス量は、輪荷重と温度変化による外力を考慮している。輪荷重による発生応力は、縁部載荷時のWestergaard式より求められている。また、輪荷重は、繰り返しの動荷重であ

ることから、安全率 2 を乗じた 16tf として設定されている。その結果、導入するプレストレスは、 $23.5\text{kg}/\text{cm}^2$ とされている。横断方向のプレストレスには、温度変化は、考慮されていない。輪荷重に対する安全率を 1.5 として、 $18\text{kg}/\text{cm}^2$ とされている。プレテンションには、500m 間隔に設置されたアバット部を利用して、PC 鋼材を緊張している。緊張時、アバット部の 1mm 以上のすべりは生じず、ケーブル切断時までの路盤のクリープによる移動も生じなかったとされている。輪荷重によって PC 舗装版に大きな応力が発生する軟弱地盤の場合には、横断方向にもプレストレスを導入する必要があると述べられている。また、プレテンション方式を導入することで、経済的に有利であることも述べられている。

近松¹⁵⁾によって、極軟弱地盤における PC 舗装について報告されている。北九州市に位置する裏門司臨海工業地帯の埋め立て造成地において、延長 525m に施工されている。車道部に、厚さ 12cm のポストテンション方式による PC 舗装、歩道部には、プレテンション方式による PC 舗装がされている。軟弱地盤の改良を最小限とし、PC 舗装を採用することにより、コスト縮減が目指されている。設計は、土木研究所が行った試験データを基に行われている。輪荷重は、8tf とされている。プレストレス量は、輪荷重と温度変化による外力を考慮されている。輪荷重による正の曲げモーメントにより発生する応力は、縁部載荷時の Westergaard の式より求められている。輪荷重の計算は、割増率 2 を考慮し、16tf の静荷重を使用している。舗装表面にひび割れを生じさせる負の曲げモーメントは、正の曲げモーメントの 1/5 とされ、付加するプレストレス量を決定している。導入プレストレス量は、土木研究所の実験結果を参考にして、 $23\text{kg}/\text{cm}^2$ とされている。緊張後、シーにグラウトを注入するが、当時の土木学会の指針案に準拠してアルミ粉を含む配合となっていた。アルミ粉の混入により、硫化水素が発生し、鋼材が腐食し、切断することが報告されていたため、この点についての指摘がなされている。また、版長が長い場合、季節変化による温度応力の影響も指摘されている。さらに、適切な伸縮目地材の開発や、緊張方法の効率化、軟弱地盤が圧密、振動した場合の影響が指摘されている。

櫛ら¹⁶⁾によって、横方向にプレストレスを与えない PC 舗装について報告されている。720m の PC 舗装区間のうち、半分は、横方向に $\phi 14$ の PC 鋼棒で横締めによるプレストレスを導入した PC 舗装、残りの半分に D10 の鉄筋で横方向にプレストレスを導入しない PC 舗装とされている。PC 舗装版の厚さは、15cm とさ

れて、PC 舗装版と砕石路盤の間にアスファルト中間層 4cm を設けている。プレストレスは、プレテンション方式により導入されている。設計に当たっては、輪荷重、路盤の摩擦拘束、そり拘束による応力度に対して、導入プレストレス力が決定されている。輪荷重による応力度の算出には、Westergaard の縁部載荷修正式により算出されている。昭和 39 年のコンクリート舗装要綱から用いられている式である。輪荷重は、8tf とされている。施工区間に、R=1500m の曲線部が含まれている。曲線部の PC 鋼より線の配置には、縦断と横断方向の PC 鋼より線の摩擦を低減させるために、滑車付き横取り装置が設置されている。施工後に、静的載荷試験、走行荷重試験が行われている。8tf, 16tf の静的載荷試験から、路盤、路床の沈下量、鉛直土圧の実測値は、理論値よりも小さくなったと述べられている。プレテンション方式で、曲線部での施工が可能であると述べられている。また、横方向にプレストレスが導入されていない場合でも、横方向にプレストレスが加えられる場合に比べ劣るものでなく、重交通に耐えられると述べられている。

橋詰¹⁷⁾によって、トンネル内に施工された PC 舗装について報告されている。約 7km の道路トンネルに厚さ 15cm で設計、施工された内容が報告されている。プレストレスの導入は、縦断方向は、ポストテンション方式、横断方向は、プレテンション方式とされている。プレストレス量は、舗装版の底面における応力が、パーシャルプレストレスとなるように決定されており、輪荷重については、Westergaard 公式の修正式が用いられている。また別に、施工後の試験が中心に報告され¹⁸⁾、理論と実際の比較検討が行われ、数値的に大きな差異がないことが報告されている。その際、片側施工で行われる場合には、ほかの構造物の接する摩擦損失も考量する必要があると述べている。

福手ら¹⁹⁾によって、ひび割れの発生を許す第Ⅲ種 PC 舗装の設計法の研究がなされている。ひび割れを許さない第Ⅱ種設計法に比較して、プレストレス量を減らすことができるため、経済的で、合理的な設計が可能と述べられている。3 種類の路盤上に、18cm の第Ⅲ種の PC 舗装版を設置し、載荷試験を実施している。静的載荷試験から、スラブ下面に、予測されたひび割れが発生したが、その後 1 万回の載荷を受けても、ひび割れ場、路面に達することはなく、破壊には至らなかった。スラブ上面のコンクリート圧縮ひずみと PC 鋼材のひずみは徐々に増加した。路盤にも載荷回数の増加により、永久たわみ、不当沈下が生じ、スラブと路盤の間に空隙の発生が確認された。

柳下²⁰⁾によれば、PC舗装が飛躍的に拡大しなかった理由が述べられている。一方で、道路舗装の耐久性に着目した維持管理費を含むトータルコストでの重要性が述べられている。また、新たなPC舗装工法として、取替えが容易な舗装として、プレキャストPC版工法についても言及され、交差点道路での事例を紹介している。

西林²¹⁾によって、大学で行われた初期の研究と1958年に大阪で行われた試験施工に関してまとめられている。初期の課題は、解決されていると述べている一方で、維持管理が容易に行えるプレキャストPC床版の普及についての提案がなされている。

江口²²⁾によって、PC舗装の設計概要、構造理論解析について、紹介されている。また、新たな構造としてのポーラスPC舗装版が紹介されている。静的載荷試験や疲労載荷試験により、設計耐用期間において十分な疲労耐力を持つことを有していると述べられている。

一方、海外では例えば、TAYABJI, S. D.ら²³⁾は、版の曲げ応力解析から版の下縁に発生する横断方向ひびわれを制御することを基本とし、コンピュータを活用し供用期間中無補修を前提としたプレストレストコンクリート舗装版の設計法を示した。計算を行うための入力項目は、軸重、累積軸数、軸重通過位置、交通量の日変化、気温、版相互の荷重伝達効果、版中央の有効プレストレスト力である。計算結果は想定した舗装構造や上記条件のもとでのコンクリート版の疲労度として求めることができる。設計計算例として、イリノイ州の地方部の4車線道路を想定した検討結果が示されている。

また、1983年テキサス州道路局は、特にオーバイレイに使用する研究をテキサス大に委託した。その結果、7つの新概念を定義し特徴が比較検討された。1)移動型枠を連続して使用する場合に、床版の両端でなく中心部をプレストレスし目地をなくしたもの、2)継手部分をプレキャスト化し従来の両端をプレストレス、3)継手部分をプレキャスト化し、中心部をプレストレス、4)上記の組合せ3種、5)目地なしの連続RC舗装である。これらは一長一短があり状況によってどの方法が最善かは結論が出ず、各種の追加テストが必要であると述べている²⁴⁾。

さらに、道路のプレキャストコンクリート舗装工法の適用事例として、MERRITT, D. K. らはテキサス州ジョージタウンの州間道路35号線におけるプレキャストコンクリート舗装パイロットプロジェクトの概要について報告している

25). ここでは、このプロジェクトにおける全幅および部分幅プレキャスト・パネルの敷設、ポストテンショニングの手順について述べられている。

重荷重による耐荷性、燃料への耐油性、目地減少による走行性向上の特徴から、空港での使用実績が増加した。山家らによって、PC舗装の設計方法に関する調査研究²⁶⁾が行われた。空港舗装にプレストレストコンクリートを適用した国内外の施工例と実験研究、現場観測の資料の調査がなされた。さらに、適用する場合の構造形式、設計理論、構造細目の検討がされている。プレストレストコンクリート版の空港舗装への適用性も福手らによって研究²⁷⁾がなされた。下面ひび割れは、PC舗装には致命的ではなく、表面のひび割れやPC鋼材の降伏を限界状態とする設計法の適用は可能とされた。空港で使用する場合には、地盤の弱い海上の埋め立て部分もあり、軟弱地盤による不等沈下が課題となった。対策が、八谷らによって研究²⁸⁾された。場所打ちPC舗装版をジャッキで持ち上げ、隙間にセメントグラウトを充填させて復旧させるリフトアップ工法が開発された。

また、ホーンジョイントと呼ばれる特殊な継手形式が開発の研究²⁹⁾がなされ、プレキャストPC舗装が導入された。ポリエチレン製の中空管に、結合鉄筋を挿入し、隙間をグラウト材で充填する。形状の特徴から、ホーンジョイントと名付けられている。このジョイントを用いることにより、プレキャスト版の中の一部の版だけの取替が容易であるとされている。背景に、航空機の大型化に伴い、滑走路、エプロンの舗装の損傷が大きくなり、補修工事の増加があった。しかし、長時間の施設閉鎖が出来ないため、短時間で補修可能なコンクリート舗装が求められたことが述べられている。さらに、ホーンジョイントの隙間から侵入する水の影響で、ジョイント部の路盤部に、空洞が生じる現象が確認された。改善するための圧縮ジョイント、水平ジョイントの形式も開発されている。

ホーンジョイントの後埋め部の損傷と補修に関して、内圧充填接合補強工法による補修効果が、若山らが報告している³⁰⁾。空港舗装に使用されているPC舗装に関しては、これまで、多くの研究がなされている。

空港舗装用の基準には、PC舗装研究会によってまとめられた設計施工マニュアル³¹⁾があり、Ⅱ種とⅢ種の設計法による構造設計が記述されている。道路用舗装の基準には、(社)日本道路建設業協会によってとりまとめられた設計施工要領³²⁾があり、同様に、Ⅱ種とⅢ種の設計法の記載がある。

1. 4 研究の目的

高速道路として管理されているトンネル内に、45年以上供用されているPC舗装があり、多数のひび割れ、空洞、PC鋼材腐食の損傷が確認された³³⁾。この舗装は、1970年代に建設された延長7.8kmと長いトンネルに走行性、耐久性向上を目的に、施工された。コンクリート舗装の維持管理に関するマニュアル³⁴⁾は、整備されている。しかし、PC舗装に関しては、導入実績³⁵⁾が、日本国内において、非常に少ないため、維持管理事例も少ない。そのため、維持管理の手法が十分に確立されているとは言えない状況にある。

調査点検の結果からのみでは、ひび割れ損傷の発生の原因の特定が十分にできない。損傷原因の特定は、補修方法の選定にも影響を及ぼす。さらに、ひび割れが発生している部分の今後の使用可能性の判断も必要となってくる。そこで、本研究では、PC舗装に生じた損傷の発生メカニズムを推定し、補修計画立案のための健全性の把握を目的とした。

1. 5 本研究の構成

本研究の構成は、図-1に示すように、全7章で構成される。第1章では、本研究の背景および目的と論文の構成を述べる。第2章でPC舗装の概要とトンネル内のPC舗装に生じている損傷を概説する。第3章で損傷の中で多数確認されたひび割れの発生メカニズムの推定を、実験と解析の結果に基づき、述べる。第4章で健全性把握のための挙動の確認を実験の結果に基づき述べる。第5章で健全性を把握するための指標の検討を述べる。第6章でPC舗装の点検から得た実路のデータから、健全性を推定する閾値の検討を述べる。最後の第7章で本研究において得た結果の総括と今後の課題を示す。以下に、各章の概要を示す。

「第1章 緒論」では、社会資本整備を取り巻く背景を概説し、本研究の目的、論文の構成を示した。

「第2章 既往の研究」では、PC舗装の設計方法の研究内容とトンネル内のPC舗装の設計と生じた損傷を示した。

「第3章 ひび割れ発生メカニズムの推定」では、トンネル内のPC舗装で確認された縦断方向のひび割れの発生メカニズムを実験的、および解析的に検証した。

「第4章 衝撃加振試験によるRC版の挙動の確認」では、PC舗装で確認され

た空洞やひび割れの損傷把握のため、衝撃加振から得る指標の有意性を検証した。コンクリートに損傷がある場合、重錘の最大落下時と供試体の最大変位時の時間差が大きくなった。

「第5章 コンクリートの健全性を確認する指標の検討」では、コンクリートの損傷による時間差が増加する理由が、粘性によると仮定し、粘性による指標から、健全性の評価を試みた。重錘落下の挙動をばねとダッシュポットを考慮した運動方程式で表した。衝撃加振試験の加速度センサにより取得されたデータから、ばね定数と粘性定数を求めた。また、エネルギーの観点からのアプローチとして、みなし等価粘性減衰定数を求める方法にも着目し、変化の把握を試みた。

「第6章 実路FWDデータによるみなし等価粘性減衰定数の算出と検証」では、実路で計測したFWDデータから、みなし等価粘性減衰定数を算出した。さらに、現地調査結果から、損傷原因が分類できる可能性を示した。

「第7章 結論」では、各章で得た知見を総括し、今後の課題を示した。

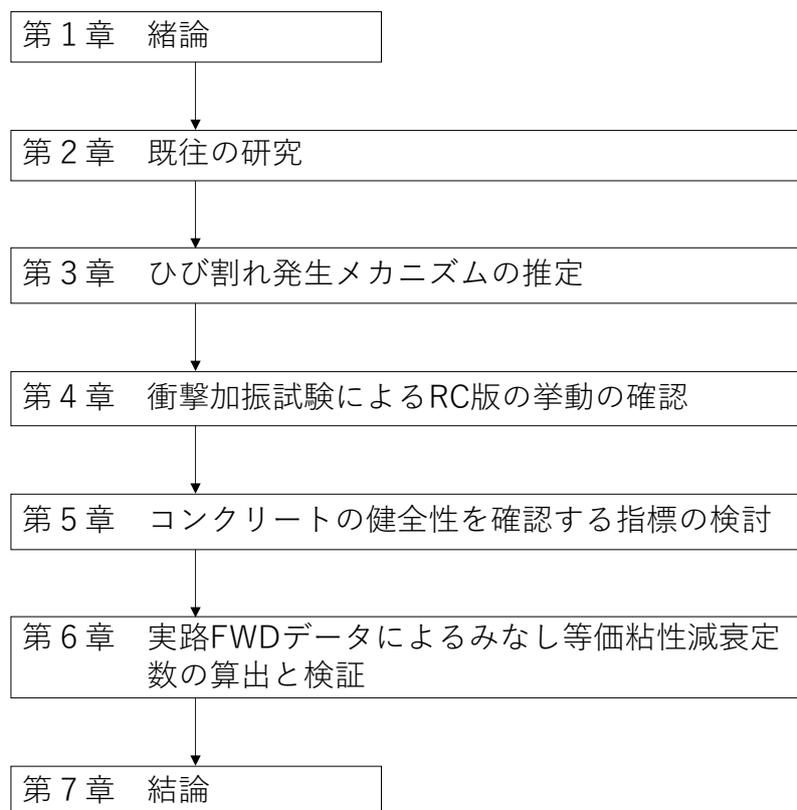


図-1 研究の構成

参考文献

- 1) 令和 5 年版 国土交通白書 2023, pp.121, 国土交通省 2023
- 2) 社会資本の老朽化の現状, 国土交通省
https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/_pdf/roukyuukanogenjou.pdf 2023
年 12 月 3 日閲覧
- 3) 高規格道路ネットワークのあり方 中間とりまとめ, pp.31, 社会資本整備審議会道路分科会国土幹線道路部会, 2023.10
- 4) 道路統計年報 2022 概況 (令和 3 年 3 月 31 日時点) 国土交通省 HP
<https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/index.html> 2023 年 11 月 13 日閲覧
- 5) 松田和香, 久保和幸, 堀内智司, コンクリート舗装の整備の変遷とその背景, 建設マネジメント技術, 経済調査会, P32-34, 2013.2
- 6) コンクリート構造診断技術, pp.323, (公社)プレストレストレストコンクリート工学会, 2021
- 7) 森口拓, 空港舗装に関する調査研究 (第 1 報) -空港における PC 舗装の文献調査-, 港湾技研資料, No.40, pp.4, 運輸省港湾技術研究所, 1967
- 8) 近藤泰夫, 岡田清, 武田昭彦, 坂村杲, プレストレストコンクリート舗装に関する実験的研究, 土木学会論文集第 49 号, pp.1-8, 土木学会, 1957
- 9) 福田正, プレストレストコンクリート舗装に関する実験的研究 (1), 土木研究所報告第 117 号, 建設省土木研究所, pp.125-153, 1964
- 10) 岡田清, プレストレストコンクリート舗装の一考察, 土木学会誌 43-9, pp25-31, 土木学会, 1958
- 11) 福田正, プレストレストコンクリート舗装に関する実験的研究 (2), 土木研究所報告第 123 号, pp.23-52 建設省土木研究所, 1965
- 12) 岡田清, PC の舗装床版への応用, pp.106-110, 材料試験 第 8 巻第 69 号, 1969
- 13) 三浦進, 山内恒夫, 福田正, 柳下肇, 名神高速道路 PC 試験舗装工事報告, pp.8-18, プレストレストコンクリート, Vol. 6, No.5, 1964
- 14) 鶴沢晃, 林保雄, 柳下肇, 鎌田太, 千葉県姉ヶ崎地区の PC 舗装について, pp.40-47, プレストレストコンクリート, Vol. 8, No.4, 1966
- 15) 近松重雄, 北九州市裏門司地区の PC 舗装について, pp.44-52, プレストレストコンクリート, Vol. 9, No.4, 1967

- 16) 櫛正明, 吉野豪男, 太田稔, 久野公德, 福井バイパス PC 舗装工事について, pp.62-72, プレストレストコンクリート, Vol. 16, No.2, 1974
- 17) 橋詰義男, 新神戸(第2六甲山)トンネル内の PC 舗装, pp.11-18, 舗装, Vo.11, No.3 1976
- 18) 橋詰義男, 峯村伸夫, 新神戸トンネル有料道路の PC 舗装—主として試験について—, pp.1-12, プレストレストコンクリート, Vol. 18, No.5, 1976
- 19) 福手勤, 佐藤勝久, 山崎英男, 第Ⅲ種設計法による PC スラブの空港舗装への適用性に関する研究, pp.37-64, 港湾技術研究所報告, Vol.18, No.3 1979, 運輸省港湾技術研究所
- 20) 柳下肇, PC 舗装の将来展望, pp.17-20, プレストレストコンクリート, Vol. 29, No.5, 1987
- 21) 西林新蔵, プレストレストコンクリート舗装, pp.1-13, 第8回シンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, 1998
- 22) 江口逸雄, PC 舗装の設計・施工, pp.34-40, プレストレストコンクリート, Vol 46, No.6 2004
- 23) TAYABJI, S. D., COLLEY, B.E. NUSSBAUM, P.J., Prestressed Pavement Thickness Design, Transportation Research Record, 888, pp.11-22,1982
- 24) CABLE, N. D., FRANK, B.M, Burns, N.H., New Concepts in Prestressed Concrete Pavement, Transportation Research Record, 1099, pp.1-12, 1986
- 25) Merritt, D. K, McCullough, B.F, Burns, N.H, Precast Prestressed Concrete Pavement Pilot Project near Georgetown, Texas, Transportation Research Record, 1823, pp.11-17, 2003
- 26) 山家馨, 赤塚雄三, 川口昌宏, プレストレストコンクリート舗装の設計方法に関する調査研究—空港舗装に関する調査研究(第4報)—, 港湾技研資料 No.51, pp3-48, 運輸省港湾技術研究所, 1968
- 27) 福手勤, 佐藤勝久, 犬飼晴雄, 下面ひび割れを許すプレレストレストコンクリート版の空港舗装への適用性, 土木学会論文報告集第343号, pp199-207, 1984
- 28) 八谷好高, 佐藤勝久, 犬飼晴雄, 沈下したプレレストレストコンクリート舗装版のリフトアップ工法の開発, 土木学会論文集第421号VI-13, pp.145-154,190
- 29) 佐藤勝久, ホーンジョイントによる PC プレキャスト版舗装の開発, 土木学会論文集, 1984 卷 349 号, pp.128-129,土木学会, 1984

- 30) 若山裕泰，波岡雅昭，名古屋空港におけるプレキャスト舗装版の補修対策と追跡調査について，第20回空港技術研究会発表論文，国土交通省，2019
- 31) プレキャスト PC 版舗装設計・施工マニュアル（案），pp.5-9，PC 舗装専門研究会，2000
- 32) プレキャスト PC 版舗装設計施工要領（案），pp.9-16，(社)日本道路建設業協会北陸支部，1986
- 33) 最新の知見を踏まえた更新事業等の必要性，pp20-22，技術審議会長期維持管理技術委員会，阪神高速道路（株），2022.2
- 34) コンクリート舗装ガイドブック 2016，pp.260-300，舗装委員会 舗装設計施工小委員，(公社)日本道路協会，平成28年3月
- 35) PC 舗装専門研究会 HP http://www.pc-hosou.jp/05_02.html 2023年11月13日閲覧

第2章 既往の研究

2.1 プレストレスコンクリート舗装の研究

2.1.1 プレストレストコンクリート舗装の構造特性

PC舗装版はコンクリート舗装版のうち、引張の作用する部位のコンクリートに圧縮応力を加えることによって、曲げに対するひび割れおよび変形抵抗性を向上させる。プレストレスの導入にはプレテンション方式、ポストテンション方式の他にプレキャスト PC 桁を格子状に組み上げる方式がある。

プレレスト構造が舗装として適しているのは、単にプレストレスによってひび割れ発生荷重が大きくなるためだけではない。ポストテンション方式の PC 舗装版は、橋詰の報文¹⁾によると、PC 舗装版の耐荷能力は単に引張力が発生しづらいとされている。さらに、版底面に発生したひび割れは、塑性ヒンジの形成による構造系の変化により、耐荷能力が大となるとされている。版に加わる載荷重は、プレストレスによる抵抗を上回ると版底面にクラックを生じさせるが、クラックは中立軸に挿入された PC 鋼材で止まり表面に進展しない。そして、クラックが塑性ヒンジの役割を果たすために、曲げモーメントがそれ以上大きくならない。載荷点中心から約 1.0~1.5m 離れた点に負の曲げモーメントとそれによる表面のクラックが発生する。負の曲げモーメントは正の曲げモーメントの 1/5 程度であると確認されている。正、負の曲げモーメントにより発生したクラックは載荷重が除かれるとプレストレスによって閉合する。したがって、実用上は問題が発生しない。これらの理由により、PC 舗装版は通常のコンクリート舗装版と比較して約 5 倍程度の耐荷能力があるとされる。版に作用すると想定されている力を図 2-1 に示す。

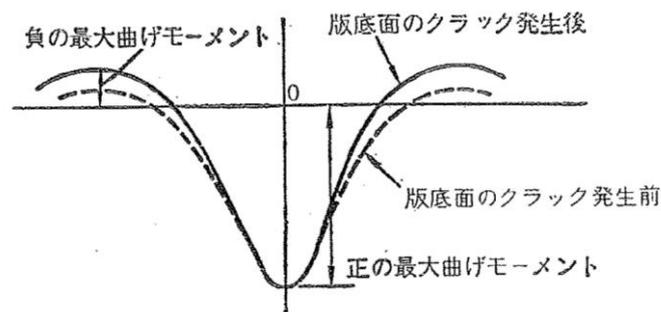


図 2-1 版に作用する力¹⁾

2. 1. 2 長所および短所

PC 舗装版に関して、空港舗装で採用されている実績をまとめた空港舗装に関する調査研究²⁾では、PC 舗装の長所と短所を以下のようにまとめている。

(長所)

1. 目地数の減少

通常のコングリート舗装に比べて、1つの舗装版の版長を長くできるため、舗装版を接続部である目地数を削減できる。目地は舗装版の構造的弱点であり、この削減により走行性の向上だけでなく保守に必要な費用の減少が見込める。

2. 版厚の縮小

曲げ応力および引張応力をプレストレスによって打ち消す PC 舗装版では、設計荷重作用時に全断面を有効に利用できるため、版厚を小さくできる。これにより、表面と裏面の温度差によって発生する曲げ応力を小さくし、コングリート量の減少による経済性を高める。

3. 基礎地盤に対する所要条件の緩和

PC 舗装版は他のコングリート舗装と比較してひび割れ抵抗性が大きく弾性域が大きい。基礎地盤が不等沈下を起こしてもたわみが大きくなることなく対処できる。そのため、支持力の小さい基礎地盤であっても施工が可能である。

4. 支持力の向上

プレストレスが導入されていること、および破壊機構が負の最大曲げモーメントによって発生することから、より大きな荷重に対しても支持ができる。また、耐振動性にも優れるために動的な応力を受ける構造物にも適している。

5. たわみ性の大きさ

通常のコングリート舗装と比較して、大きいたわみまで破壊することなく抵抗できるために、地盤の支持力を十分に利用できるとされている。

(短所)

1. 施工の困難

構造や施工手順が複雑であるため、施工にかかる費用も概して割高である。

2. 補修の困難

PC 舗装に穴を空けて、版下の路盤や配管、地下埋設物の修理を行うのは困難である。設備によっては余分の工事が必要となる場合がある。

3. 曲線部への応用の困難

適用例は存在しているが，適用にあたっては，設計や施工が煩雑になることが多い。

4. 経済性

良好な地盤で普通の交通荷重に対しては，不経済となるが，軟弱地盤かつ非常に大きい交通荷重の状況では，通常のコンクリート舗装と比べて経済的となる場合もある。

2. 2 トンネル内に設置されたプレストレストコンクリート舗装の設計

2. 2. 1 トンネルの概要

1976年に竣工したトンネルAと1988年に竣工したトンネルBにPC舗装が適用されている。建設時の記録³⁾によれば，トンネルAでは，矢板を使った在来工法によりトンネルが施工された。舗装には，延長7.8kmのうち，6.9kmの区間にPC舗装が採用されている。トンネルBでは⁴⁾，NATM工法により，トンネルが施工された。舗装には，鋼繊維補強コンクリート舗装(SFRC舗装)との併用で，PC舗装は，2,750m施工されている。2つのトンネルは，同じ地点間を結んでいるが，上り線，下り線に分けられ，それぞれ2車線で供用されている。トンネルAが供用された初期の頃は，上下方向1車線の対面通行で供用されている時期もあった。

2. 2. 2 設計の概要

PC舗装には，横断方向と縦断方向ともにプレストレスが加えられ，輪荷重による曲げ変形に対し，高い抵抗性能を有している。PC舗装版は，厚さ15cmである。横断方向にPC鋼材，縦断方向にPC鋼より線が配置され，2方向からプレストレスを加えている。舗装全体の横断構成は，表層PC舗装版15cm，砂層5mm，上層路盤15cm，下層路盤となっている。PC鋼材は，横断方向には，Φ13mmのPC鋼棒が800mmピッチで配置されている。縦断方向には，Φ12.7mmの11本PC鋼より線が300mmピッチで配置されている。プレストレス力は，それぞれ， 1.09N/mm^2 ， 1.12N/mm^2 を加えている。プレストレスの導入方法には，ポストテンション方式が採用されている。トンネル内で限られた空間での施工，舗装版1枚の長さ起因する収縮クラック発生の抑制，コンクリート打設後，2日程度での導入を理由としている。1枚のPC版の長さは，100~130m，版幅は，3.25mを走行，追越車線

で分割して施工されている。PC 舗装版の厚みは、通常のコンクリート舗装の場合の 25~30cm に比べて、薄く設定されている。5mm の砂層が、縦断方向の PC 鋼より線の緊張時に PC 舗装版と路盤との間の摩擦を減少させる目的で、設置されている。

A) 舗装の構造形式

PC 版長	100~130 m
PC 版幅	3.25 m
PC 版厚	0.150 m
設計輪荷重	P = 8.0 t
路盤支持力係数	$K_{75}=7.6 \text{ kg/cm}^3$
路盤摩擦係数	f = 1.0

(コンクリート)

設計基準強度 (圧縮)	$350 \text{ kg/cm}^2 (34.3 \text{ kN/mm}^2)$
設計基準強度 (曲げ)	$45 \text{ kg/cm}^2 (4.41 \text{ kN/mm}^2)$
弾性係数	$325000 \text{ kg/cm}^2 (31360 \text{ kN/mm}^2)$
クリープ係数	2.0
乾燥収縮度	0.00015
ポアソン比	1/6

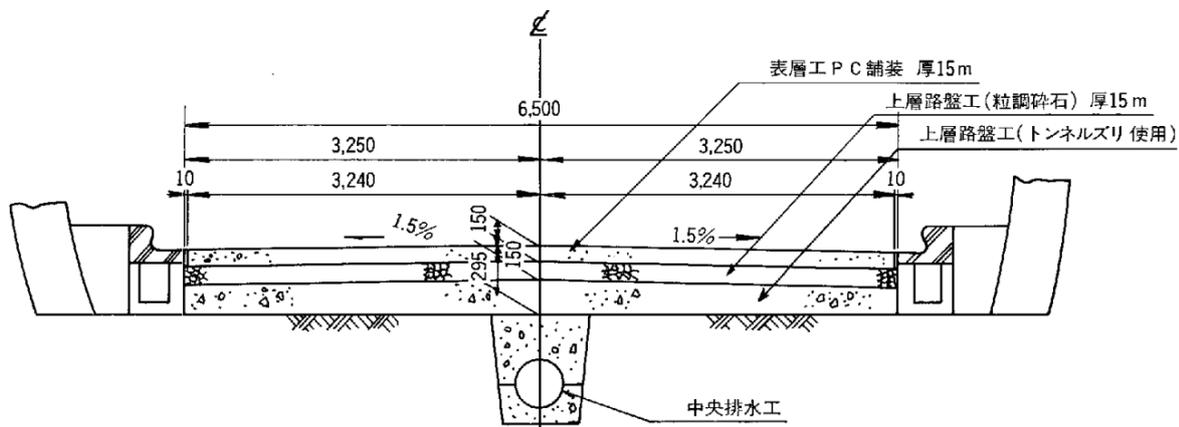


図 2-2 舗装構造図³⁾

使用された配合を表 2-1 に示す。投入孔からの搬入を行うためにスランプ 12cm

まで流動性を高める必要がある。一方で，通常の配合では単位水量が増加するため乾燥収縮ひび割れが発生しやすくなる。そのため，当時広く用いられた流動化剤を設計スランプ 5cm のベースコンクリートに加えている。

表 2-1 トンネル B における配合設計表

σ_{bk}	スランプ	W/C	W	C	S	G	AE 剤	流動化剤
(kg/cm ²)	(cm)	(%)	(kg/m ³)					
45	6	41	157	383	609	1182	0.957	4.02

(PC 鋼より線)

種別	JISG3536SWPRB7 本より $\phi 12.7\text{mm}$
引張強度	18,700 kg
降伏点強度	1,5900 kg
弾性係数	200,000 kg/cm ²
リラクセーション率	6 %
シースの摩擦係数	0.003

(PC 鋼棒)

種別	NPWD-3, 145/160 $\phi 13\text{mm}$
引張強度	145 kg/mm ²
降伏点強度	130 kg/mm ²
弾性係数	2000000 kg/cm ²
リラクセーション率	4 %
シースの摩擦係数	0.003

施工は，版長方向では鋼より線，版幅方向では鋼棒を用いてプレストレスが導入されている。形式はいずれもポストテンション方式である。版長方向については 100m と長く，路盤拘束による乾燥収縮ひび割れが発生しやすいと考えられるなどの理由から 3 段階に分けての緊張が行われている。版幅方向は，トンネル A

では、片車線ずつ二度の緊張，トンネル B では，一度の緊張で設計プレストレスを導入している． 図 2-3 に工事誌に示された配筋-配線図を示す．

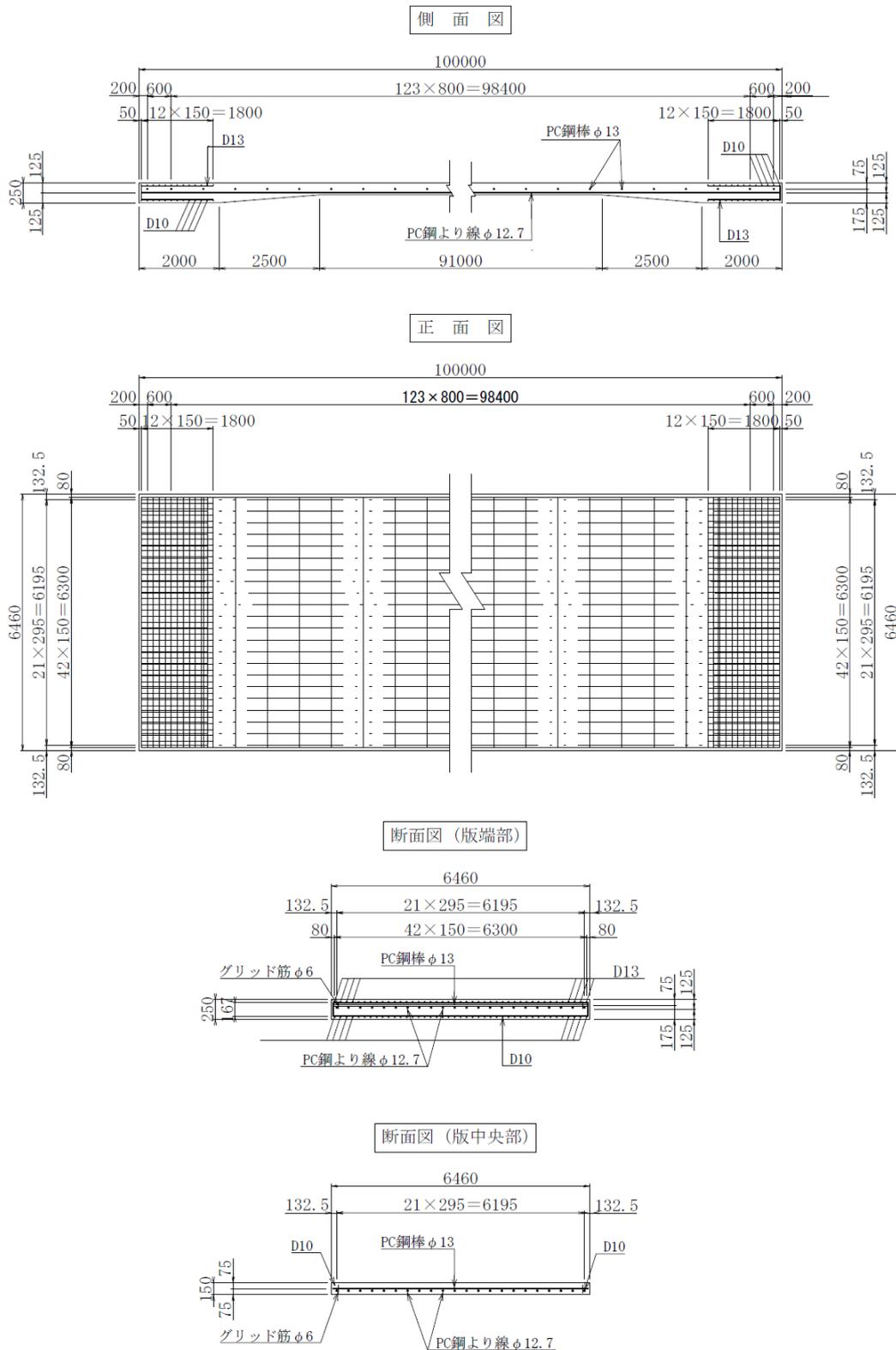


図 2-3 PC 舗装版の配線，配筋図

2. 2. 3 設計荷重応力とプレストレス

PC 舗装版の設計にあたっては、①輪荷重、②路盤拘束応力③そり拘束力の3つの荷重を考慮している。②と③が同時に発生しない。①と、②と③のうち大きくなる組合せによって発生する引張応力度から導入するプレストレスが決定されている。

①は以下の Westergaard 公式の修正式により算出されている。Westergaard 公式はコンクリート版を支える路盤および路床をバネのような弾性体としてモデル化した公式である。下の2つの式は Teller & Sutherland の修正応力公式を国内のコンクリート舗装載荷実験結果により修正した、岩間の式である。⁵⁾

(版縁部)

$$\sigma = (1 + 0.54\nu) \cdot 1.59(P/h^2)(\log_{10}l - 0.75\log_{10}b - 0.18)$$

(版中央部)

$$\sigma = 0.0547(P/h^2)\{(b/l)^2 - 10.184\log(b/l) + 3.714\}$$

ここに、

P : 輪荷重 (kg)

a : タイヤの接地半径 = $12 + P/1000$ (cm)

h : 版長 (cm)

ν : コンクリートのポアソン比

l : 版の剛比半径 = $\sqrt[4]{\frac{E_c \cdot h^3}{12(1-\nu^2) \cdot K_{75}}}$ (cm)

E_c : コンクリートの弾性係数 (kg/cm^2)

b : $a < 1.724h$ のとき $b = \sqrt{1.6a^2 - h^2} - 0.675h$

$a \geq 1.724h$ のとき $b = a$

②の路盤拘束応力は次式で算出されている。

$$\sigma = f \cdot w \cdot L/2$$

ここに、

f : 版と路盤との摩擦係数

w : 版の単位重量

L : 版の長さ

③のそり拘束応力は次式で算出されている。

$$\sigma = \frac{E_c \cdot a \cdot \theta}{2(1-\nu)}$$

ここに、

a ：舗装版の線膨張係数(1.0×10^{-5})

θ ：版上下面の温度差(3°C と仮定)

上記の式で計算された引張応力に対して、プレストレスはパーシャルプレストレスとなるように設計された。パーシャルプレストレスは引張応力を発生させないのではなく引張応力をひび割れの発生しない範囲にとどめる。クリープや乾燥収縮等種々の要因によってプレストレスが減少した後の有効プレストレスを設定している。コンクリート応力度で版長方向 11.4 kg/cm^2 (1.12 N/mm^2), 版幅方向 11.1 kg/cm^2 (1.09 N/mm^2)のプレストレスが加えられた。

2. 3 PC 舗装版の損傷

トンネル A の PC 舗装は、供用 45 年以上経過し、舗装版の表面に縦断、横断方向のひび割れの発生が多数報告⁶⁾されている。PC 舗装は、プレストレスを加えることで、ひび割れの発生抑制を考えた舗装である。損傷の原因を推定するために、点検された結果がいくつか報告⁷⁾として、まとめられている。

2. 3. 1 路面調査

(1)ひび割れ調査

PC 舗装表面に縦断方向、横断方向のひび割れが多数確認され、縦断方向のひび割れが卓越して発生していた。ひび割れの発生状況は、写真 2-1 に示す。ひび割れ発生のをまとめを図 2-4 に示す。

ひび割れは、ほぼ PC 鋼材配置位置の直上に発生している。ひび割れ幅は、 $0.5 \sim 2.0 \text{ mm}$ の範囲であり、一部は、シールにより補修されていた。縦断方向のひび割れ位置は、車輪通過のみではなく、車輪間に発生していた場合もあった。



写真 2-1 PC 舗装版のひび割れの状況

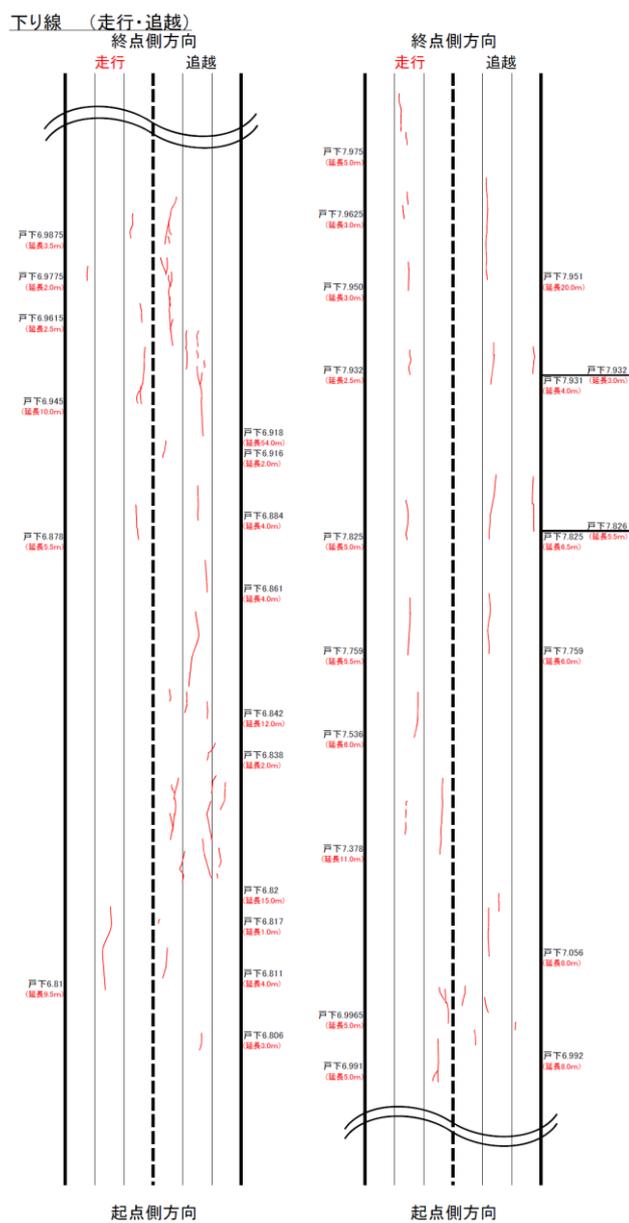


図 2-4 ひび割れ状況図

PC 鋼材のシースにまで至っているひび割れも確認された(写真 2-2)。コア調査時のコアを抜き取った後の孔を利用して、ひび割れの進展状況を確認している。下り線のひび割れ部の 8 箇所を調査されたうち、ひび割れがシースにまで到達していたのは、5 箇所、未到達は、3 箇所であった。さらに、シースに到達している箇所のうち、4 箇所、シースの腐食が確認されている。

表 2-2 ひび割れ深さ調査結果（下り線）

車線 区分	キロポ スト	ひび割 れ方向	シース の状態	ひび割 れ深さ*	状況
走行	6.8951	縦断	腐食	到達	・シース欠損部でグラウトを確認 ・PC 鋼材の腐食を確認
走行	6.8951	横断	腐食	到達	・シース欠損部でグラウトを確認
走行	7.6761	縦断	健全	未到達	
走行	7.6761	横断	健全	未到達	
追越	6.7041	縦断	腐食	到達	・シース欠損部でグラウトを確認
追越	6.7042	横断	腐食	到達	・シース欠損部でグラウトを確認
追越	6.7660	縦断	未確認	到達	
追越	6.7659	横断	未確認	未到達	

*ひび割れ深さは、シースまで到達か未到達を記載



写真 2-2 コア孔から観察されたシースに到達したひび割れ

(2)コア調査

静弾性係数は、低い傾向を示す箇所が部分的に確認された。トンネル A のトンネル区間、計 20 箇所においてコアを採取し、圧縮強度、静弾性係数、ポアソン比が確認されている。圧縮強度は 3 箇所、設計値の 35N/mm^2 を下回る状況であった。静弾性係数は、1 箇所において設計値よりも大きく低い値であった。他は、設計値よりも少し低いか、設計値よりも高い値であった。ポアソン比も設計値に対し、少し低いか、高い値であった。全体的に見ると、一部において、静弾性係数が低い値を示す箇所があったが、圧縮強度とポアソン比は、問題のない状況であった。

コンクリートの塩分総量規制前に施工されたトンネル A は、内部の塩分量が高くなっていた。PC 舗装の施工時期から勘案すると、コンクリート材料への規制が一部、現在とは異なっている。塩分総量規制の前の施工であったため、塩分量調査が行われている。コンクリートの含塩分量は、トンネル B の走行車線で、表層が $1.5\sim 8.0\text{kg/m}^3$ で、中央部が 0.2kg/m^3 であった。トンネル A の走行車線で、表層が $1.0\sim 6.2\text{kg/m}^3$ 、中央部が $1.2\sim 2.1\text{kg/m}^3$ であった。追越車線では、表層が $2.2\sim 2.3\text{kg/m}^3$ 、中央部が $1.4\sim 2.7\text{kg/m}^3$ の範囲、下層が $1.4\sim 3.5\text{kg/m}^3$ であった。トンネル A の方が、トンネル B よりも高い傾向を示した。トンネル A の施工が、昭和 61 年の塩分総量規制よりも前であったことが理由と考えられている。

(3)路盤の支持力

地盤反力係数は、測定された全ての箇所において、設計値よりも高い値を確認された。路盤の支持力は舗装への与える影響も大きいため、路盤の地盤反力係数が調査されている。調査は、開削し計測する方法であった。PC 舗装版を縦 700mm、横 200mm の大きさではつり、開削して、路盤を露出している。小型 FWD により地盤反力係数(K75 換算値)を計測している。小型 FWD による地盤反力係数の算出方法は、文献による⁸⁾。上、下方向別、走行、追越車線別に FWD 調査結果から、支持力の測定箇所を選定している。健全と考えられる箇所と劣化が疑われる箇所をそれぞれ 2 箇所ずつとしている。計測結果は、 $102\sim 449\text{MN/m}^3$ の範囲にあった。設計値は、 74.5MN/m^3 とされており、現状においても、地盤反力係数は、設計値を上回っている状況が確認された。路盤状態は、一部を除き湿潤状態であり、差異は見られない。

2.3.2 空洞調査

(1)多配列電磁波レーダを使った非破壊調査⁷⁾

大きな空洞は，確認されなかった．PC 舗装版の下面と路盤との間のわずかな空洞の確認も困難であったため，多配列電磁波レーダを使い，空洞の発生状況の面的な把握を試みている．PC 舗装版や路盤の健全部，劣化部，シースの反射信号は，確認された．しかし，前述された直接目視により確認された PC 舗装版下面と路盤の境界付近での空洞の判定では反応は，確認されなかった．したがって，大きな空洞はないと確認された一方で，厚みの薄い空洞の確認は難しいことが分かった．

(2)コア削孔を使った直接目視調査

PC 舗装版の下面と路盤との間に空洞の発生が確認された．コア削孔した後の孔にファイバースコープで，PC 舗装版の下面の状況を目視で確認した(写真 2-3)．調査の行われた 30 箇所中の 14 箇所では，空洞が確認された．空洞がない箇所には，PC 舗装版と路盤の間に施工されている敷き砂層が確認された．一方，空洞がある箇所には，敷き砂層が確認されなかった．敷き砂層が消失し，空洞が発生したと考えられる．



空洞あり

空洞なし

写真 2-3 直接目視による空洞の確認

空洞の発生要因は，PC 舗装と路盤の間に設置されている砂層が，地下水の影響により，流出したと推察される．歩道用のインターロッキングは，使用される目地砂，敷砂が通水により粒子が移動すると耐久性に影響される．目地砂，敷砂の

安定性の検討が、林ら⁹⁾によってなされている。本トンネルも山岳部であり、多数の断層を通過しており、地下水の影響を受けやすいと考える。砂層は長い年月の地下水の流れにより消失したと推察される。

2.3.3 PC鋼材の破断

(1)非破壊によるPC鋼材の破断調査

磁気法による非破壊調査では、磁束密度分布から破断と判定されたが、一部では破断していない箇所も確認された。磁気法とは、鉄筋が強磁性体である性質を利用する方法である。コンクリート表面から磁石で鉄筋を着磁し、破断箇所での磁束密度の乱れを磁気センサで検出して、破断の有無を診断する。調査箇所は、縦断方向ひび割れが卓越する箇所と外観上健全な箇所とを選んで選定されている。破断の判定は、磁束密度分布に明確に変曲点がある形状を選定した。選定箇所のうち、6箇所を破断と判定された。しかし、はつり調査の結果と見比べると、破断していなかった箇所も含まれる結果となった。

(2)はつりによるPC鋼材の腐食状況調査

はつり調査から、PC鋼材の破断、腐食、シースの腐食、グラウト未充填が確認された(写真2-4)。はつり箇所の選定は、PC舗装版のひび割れの状況と、磁束密度分布の形状から、破断の可能性が高い箇所を選定されている。シールの腐食やグラウトの未充填、PC鋼材の腐食・破断は、13箇所を確認された。横断方向の損傷が若干多い傾向であった。縦断方向PC鋼材は、シースの腐食の外表面変状が主体であった。横断方向のPC鋼材は、シースの腐食に加えて、グラウトの未充填、PC鋼材の破断、腐食も多く発生していた。横断方向の方が、劣化が進行している状況であった。損傷の著しい箇所では、PC鋼材の一部欠損、PC鋼より線の一部の破断が確認された。シースが健全でも、内部のグラウトがない場合、PC鋼材の腐食が確認された。グラウトが充填されていた場合では、シースが腐食し、PC鋼材も腐食、破断している箇所も確認されている。



写真 2-4 PC 鋼材の破断の状況

表 2-3 PC 鋼材の変状結果（下り線）

車線	路面損傷	Kp	縦断方向			横断方向		
			シー ス	グラウト	PC 鋼材	シー ス	グラウト	PC 鋼材
走行	健全部	6.8492	健全	健全	健全	健全	健全	健全
	ひび割れ	6.8951	腐食	不明	腐食・部分破断	腐食	不明	腐食・破断
	ひび割れ	7.6761	健全	健全	健全	腐食	未充填	腐食
	ひび割れ	7.7414	健全	健全	健全	腐食	未充填	腐食
	ひび割れ	7.8468	腐食	健全	健全	腐食	未充填	腐食
	健全部	7.8600	健全	未充填	腐食	健全	健全	健全
追越	ひび割れ	6.7403	腐食	健全	健全	腐食	健全	腐食・破断
	ひび割れ	6.7659	腐食	未充填	腐食・破断	—	—	—
	ひび割れ	6.9229	腐食	健全	健全	腐食	未充填	腐食
	健全部	6.9168	健全	健全	健全	健全	健全	健全
	ひび割れ	6.7740	腐食	健全	健全	腐食	未充填	腐食
	ひび割れ	7.8836	腐食	健全	健全	腐食	未充填	腐食

2.3.4 たわみ測定調査

FWD による非破壊調査から計測されるたわみ量やたわみ形状から、PC 舗装版と路盤の間の空洞による影響を把握するための調査が行われている。車載型 FWD による重錘落下試験を実施し舗装の健全性を確認する方法は、多数の研究がなされている。たわみ指標から荷重分散や路盤支持力を算出して評価する方法や、逆解析から舗装、路盤、路床の弾性係数を評価する方法がある¹⁰⁾。調査は、10m ピッチで、荷重を 98kN に設定し、計測が行われた。重錘落下の直下部である D0 たわみと各種の損傷状況との関係性が確認されている(図 2-5)。

空洞の可能性がある場合や PC 鋼材の破断がある場合は、D0 たわみが大きくなる傾向である。D0 たわみは、ばらつきが大きい状況であった。計測値は、0.1～1.3 mm であり、傾向を把握するのは難しい状況であった。区間毎で見ると、1.4～2.9kP 付近までは全体的に D0 たわみは小さく、かつ安定していた。2.9kP から 6.9kP 付近までは、D0 たわみの大きい箇所が多く、1mm 以上発生している箇所も確認された。6.9kP 以降では全体的に D0 たわみは大きかった。区間毎では、D0 たわみの小さい区間や大きな区間が確認された。次に、PC 舗装版の下面に空洞のある可能性がある箇所は、D0 たわみが大きな箇所と一致した。PC 鋼材の破断箇所も、D0 たわみ量の大きな箇所と一致した。一方、地盤反力係数の大小と、D0 たわみの大小とは一致しなかった。D0 たわみの大小は、PC 舗装版の状態が影響している可能性が大きいと推察される。PC 舗装が劣化し、PC 鋼材の破断やひび割れ、空洞発生による損傷を有する場合は、D0 たわみが大きくなる傾向が分かった。

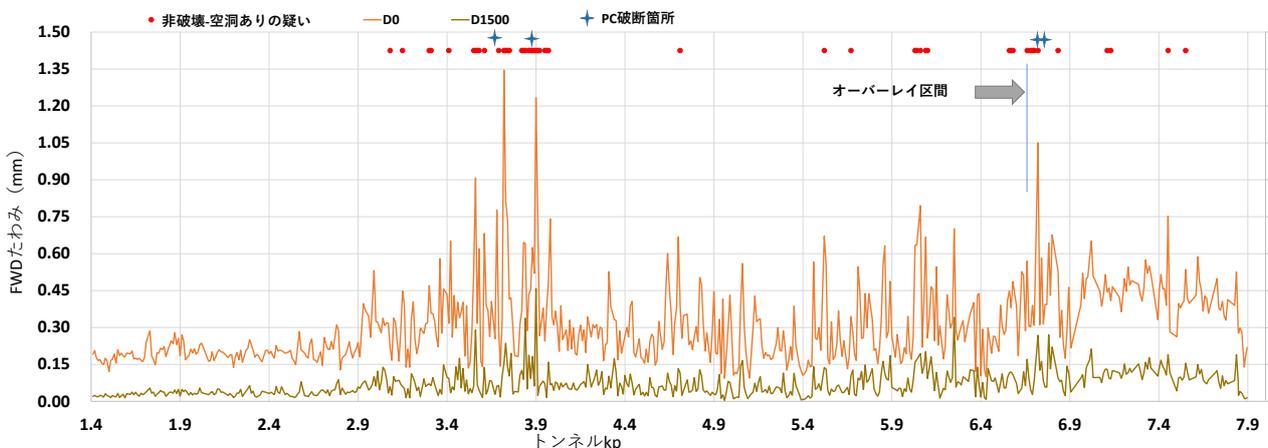


図 2-5 FWD によるたわみ量と空洞疑い、PC 破断箇所の状況

2.3.5 地下水状況の確認

(1)トンネル漏水箇所の調査

トンネル内部において，覆工からの漏水が確認されている．施工時の湧水量記録から見ても，湧水は少なくない状況であった．漏水は，トンネル2次覆工の構造上の問題により，路面から3mの高さにある水平打ち継ぎ目部から発生している状況が多い．発生している湧水は，壁面を伝って，路肩に設置されている排水溝へ導かれている状況である（写真 2-5）．湧水量が多い場合には，舗装路面へも流れ出ている状況が確認されている．地山状況を確認すると，複数の断層破碎帯をトンネルが通過している．延長が長い条件を考慮しても，当該トンネルは，地山からの湧水の影響を大きく受ける状況である．

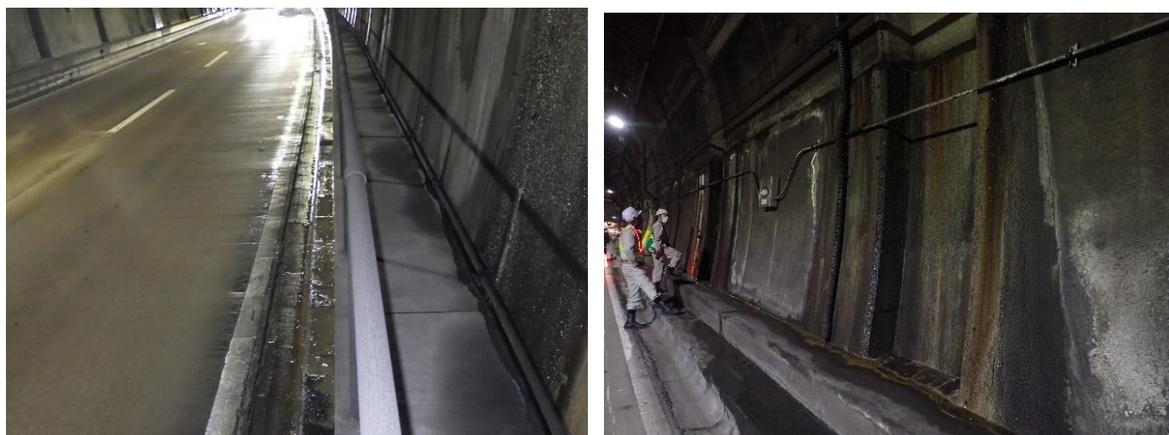


写真 2-5 トンネル内部からの漏水状況

(2)地下水位調査

地下水位の状況は，平均的には，路盤辺りの高さに位置している．トンネル内部から，4箇所地下水計を設置し，水位の変動を確認している．水位の状況は路盤の高さに位置していることが確認されているが，一部では，水位が動く状況であることが確認されている．降雨のデータが収集されていないため，降雨との関係性は，明確ではなかった．

降雨量が非常に多い場合には，路面からの多量の湧水も確認された事例がある．2022年7月に激しい降雨があった際には，走行車線と追越車線の隙間から，湧水が多量に発生した．路面が一時水浸しになる状況も報告されている．希少な事象であるが，降雨により地下水が変動し，湧水への影響が分かる事例である．

2. 4 既往の研究の未解明点と本研究の取り組み

報告されている調査結果は以下のようにまとめられている。

- ・ PC 舗装版のひび割れ発生箇所には PC 鋼材の破断や腐食，グラウトの未充填の箇所があり，ひび割れと PC 鋼材の損傷は関係性が高い。
- ・ 車載型 FWD で計測される D0 たわみは 1.4~2.9kp では比較的小さいが，2.9kp 以降では，極端に D0 たわみが大きくなる箇所が確認された。
- ・ PC 鋼材の破断箇所はたわみ量が大きくなっており，PC 舗装版の状態がたわみ量の増大に影響していると推察される。
- ・ たわみ量が大きい箇所と PC 舗装版背面の空洞疑い箇所が概ね一致することから，たわみ量の増大は空洞が影響していると推察される。
- ・ 路盤の地盤反力係数は全て設計値以上で比較的健全な値を示したことから，本調査箇所のたわみの増大には，路盤の状態の影響は小さい。
- ・ PC 舗装版の物性値はいずれも比較的健全な値を示したことから，コンクリートの物性値が損傷に影響を与えているとは考えにくい。

以上から，PC 舗装版の損傷は，PC 鋼材の損傷と舗装版背面の空洞とが主な原因と考えられると結論付けされている。

しかし，課題としては，ひび割れの発生のメカニズムが未解明であること，また，空洞や PC 鋼材の破断とひび割れの関連性も不明確であることが挙げられる。

参考文献

- 1) 橋詰義男，新神戸（第 2 六甲山）トンネル内の PC 舗装，舗装 Vo.11, No.3, pp.11-18, 建設図書，1976
- 2) 森口拓，空港舗装に関する調査研究(第 1 報)，港湾技研研究資料 No.40, pp.4-5, 運輸省港湾技術研究所，1967
- 3) 新神戸トンネル工事誌，pp.139-148, 神戸市道路公社，昭和 56 年 3 月
- 4) 第 2 新神戸トンネル工事誌，pp.61, 神戸市道路公社，平成 4 年 12 月
- 5) 阿部長門：アスファルト舗装とコンクリート舗装の構造設計，pp52~66, 2007
- 6) 前川敬彦，植田拓磨，伊藤全次郎，阪神高速道路の山岳トンネルにおける PC 舗装調査，土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会，V-287,土木学会，2020.
- 7) 齋藤佑太，岡本信也，新里良輔，プレストレストコンクリート舗装版の非破壊調査事例，舗装,Vol.58,No.9,建設図書，2023

- 8) FWD および小型 FWD 運用の手引き, 舗装工学ライブラリー2, pp.69-79, 土木学会, 2003
- 9) 林寛親, 青柳義雄, 竹内康, 岡澤宏, 菅谷博明, ILブロック舗装における目地砂, 敷砂のフィルタースタビリティに関する基礎的検討, 土木学会第66回年次学術講演会,V-357, 土木学会, 2011
- 10) 非破壊試験に舗装のたわみ測定と構造評価, pp.59-78, 舗装工学ライブラリー14, 土木学会, 2015

第3章 ひび割れ発生メカニズムの推定

3.1 緒言

適切な維持管理のためには、損傷の原因推定が不可欠である。前章でまとめているように、トンネル内に設置されている PC 舗装に生じている損傷には、ひび割れ、空洞、PC 鋼材の腐食がある。これらの現地調査の結果からのみでは、原因や関係性の推定が難しい。PC 舗装の維持管理の事例が少ないため、参考となる文献も少ない。

PC 舗装は、プレストレストコンクリート（以下、PC と呼ぶ）の特徴を活かし、ひび割れが発生しても閉じる設計の構造であるが、幅の広いひび割れが発生している。PC の土木構造物では、ひび割れ幅が 0.2mm 以上で、要補修となるが、今回のひび割れは、幅 2mm 程度も発生している。ひび割れ幅が広いと、水が浸入し、PC 鋼材の腐食にも繋がる。

また、ひび割れの方向が、縦断方向に多く発生しているのも特徴的である。発生位置も、輪荷重位置に近い。一般に、舗装構造では、疲労によるひび割れは縦断方向に進展し、さらに進行すると亀甲状のひび割れとなる。一方、乾燥収縮や下層からの影響で、横断的なひび割れが発生する¹⁾。ひび割れの発生原因の推定とメカニズムの把握は、適切な維持管理には重要である。

そこで、縦断方向に卓越した舗装版のひび割れの発生原因を、下部に空洞の発生した状態で PC 舗装版に加わる輪荷重であると考えた。そのため、本章では空洞を模擬した PC はり部材に対して載荷実験を行い、曲げ特性および破壊性状を明らかにすることを目的とした。プレストレスおよび空洞の大きさの異なる複数のケースを載荷実験した。

3.2 実験方法

3.2.1 プレストレス量

PC 舗装版の耐荷性能は、特にひび割れの発生に対しての影響が大きい要因である。本章では、PC 舗装版へのプレストレス量が曲げ挙動に与える影響を確認する。実際の PC 舗装に適用されているプレストレス(1.09N/mm²)によって発生する圧縮応力を基準とした。実験には、プレストレス付加水準を基準値の 0%、50%、100%

に設定した。健全状態である 100%，PC 鋼材が破断し，プレストレスの無い 0%，そして 2 つの中間の 50%とした。

3. 2. 2 空洞の大きさ

舗装版背面に発生する空洞の大きさは，発生するモーメントやひび割れ発生位置をはじめとする曲げ挙動に大きく影響する要因と考えられる。しかし，実際に現場で発生している空洞の大きさに関して詳細な調査は行われていない。今回は，実際の舗装版で生じる可能性があり，曲げ挙動が大きく表れると想定する 900mm，1800mm の 2 つの値を設定した。

3. 2. 3 供試体の定義

以下，供試体の名称を表 3-1 のように定義した。

表 3-1 供試体名称

	プレストレス 0%	プレストレス 50%	プレストレス 100%
空洞 1800mm	1800-0	1800-50	1800-100
空洞 900mm	900-0	900-50	900-100

3. 3 供試体の作製

3. 3. 1 供試体の形状・寸法

供試体は，PC 舗装を横断的に切り出した形状とし，載荷試験機の制約条件から，縮小したサイズとした。供試体の大きさは，幅×高さ×全長 = 400×100×2400mm とした。全長は実験用架台の都合から 2400mm とし，高さはせん断破壊ではなく曲げ破壊が先行する寸法とした。PC 鋼材は再現対象現場と鋼材量を同程度とするために $\phi 9.2\text{mm}$ の鋼棒を用い，幅（奥行き）方向の偏心の影響を小さくするために 2 本設置とした。シースは内径 $\phi 20\text{mm}$ ，外径 $\phi 24\text{mm}$ である。なおシースはグラウト注入前に全て引き抜いた。これはジャッキによる緊張を行う際，シースの余剰部分を緊張に影響しないように切断することが困難であったためである。したがって，グラウトの注入は，シースの内径ではなく外径と同じ範囲となっている。PC 鋼棒の両端部に相当する供試体の両端には，定着域の割裂ひび割れおよび破壊

を防止するための定着補強筋を設けた。

3.3.2 使用材料およびコンクリートの示方配合

使用材料は、実験室で準備可能な材料を基本とし、配合は、建設当時の記録に記載されている資料²⁾を参考にして、極力、当時の配合の再現を目指した示方配合とした。使用材料の一覧を表 3-2 に、コンクリートの示方配合を表 3-3 に、PC 鋼棒の機械的性質を表 3-4 に示す。対象現場にて用いられていた配合には、現在では使用されていない流動化剤が用いられていたため、示方配合の完全な再現は困難であった。そこで、同様の現場での舗装工事を想定し、設計基準強度およびスランプを参考に、それを実現する配合を現在用いられる手法³⁾から計算した。

表 3-2 使用材料

セメント	早強ポルトランドセメント
細骨材	安川産川砂
粗骨材	土山産碎石 ($G_{max}=20\text{mm}$)
練り混ぜ水	水道水
AE 減水剤	AE 減水剤標準型 (I 種) : リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体

表 3-3 コンクリートの配合

スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				混和材 (cc/m^3)
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	AE 減水剤
12	6.0	46.7	42.8	173	370	723	968	926

表 3-4 PC 鋼材の機械的性質

公称直径 (mm)	公称断面積 (mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
9.2	66.48	930	1080	2.00×10^5

3.3.3 コンクリートの打込み，脱型および養生

供試体の作製は木製型枠を用いて行い，コンクリートの打込みの翌日に脱型し，湿布養生を5日間行った．木枠の個数が3つであったため，6つの供試体を3つずつの2回に分けて打設日を1週間前後させて作成した．

3.3.4 ひずみゲージの貼付け

PC鋼材の緊張時および載荷実験時のひずみを測定するために，供試体表面および鋼棒にひずみゲージを貼付けた．供試体表面のひずみゲージの貼付け位置を図3-1および図3-2に示す．貼付けは原則として緊張作業以前に行い，PC鋼棒ひずみの計測により，緊張が正しく加わっているかを確認した．供試体表面には，グラインダーならびにサンドペーパーで研磨し，検長60mmのひずみゲージを貼付けた．鋼棒には，サンドペーパーで研磨した後，検長2mmのひずみゲージを貼付け，コーティング剤で保護した．その後，鋼棒をシース内に配置した．貼付け位置は供試体中央であり，全ての鋼棒に1つずつ貼付けている．

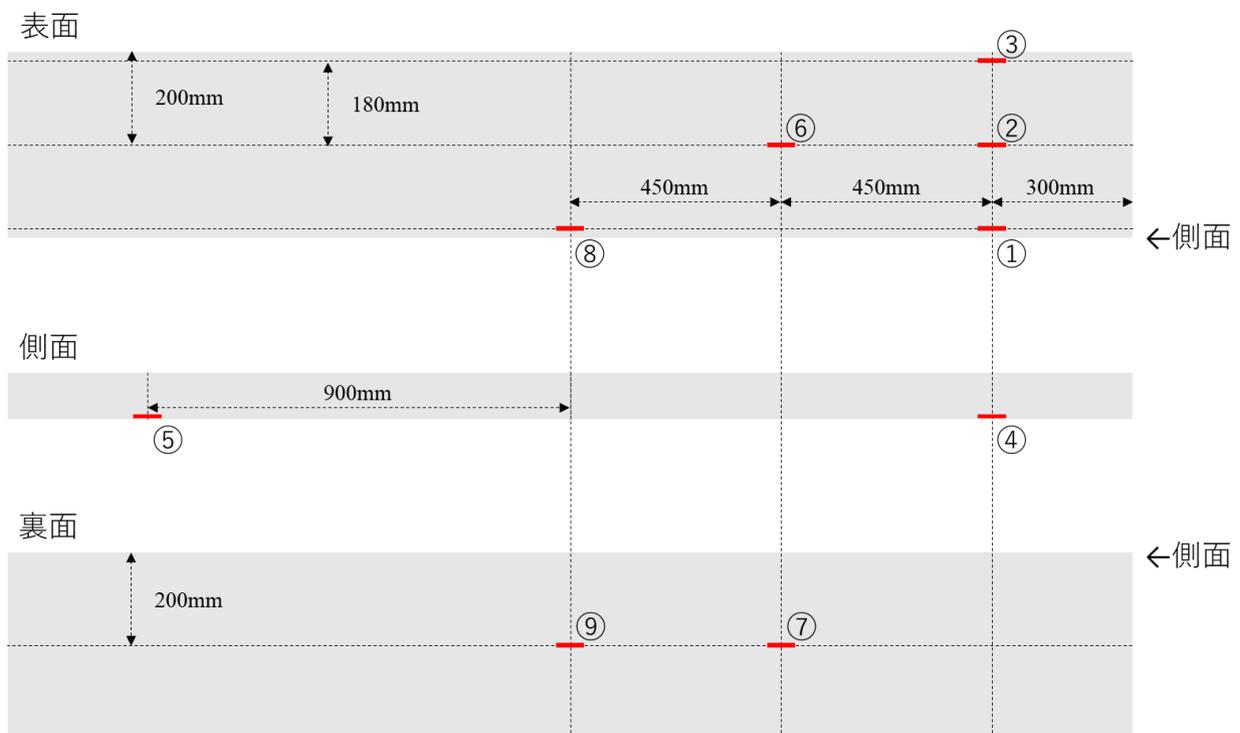


図 3-1 空洞 1800mm 用供試体のひずみゲージ貼付け位置図

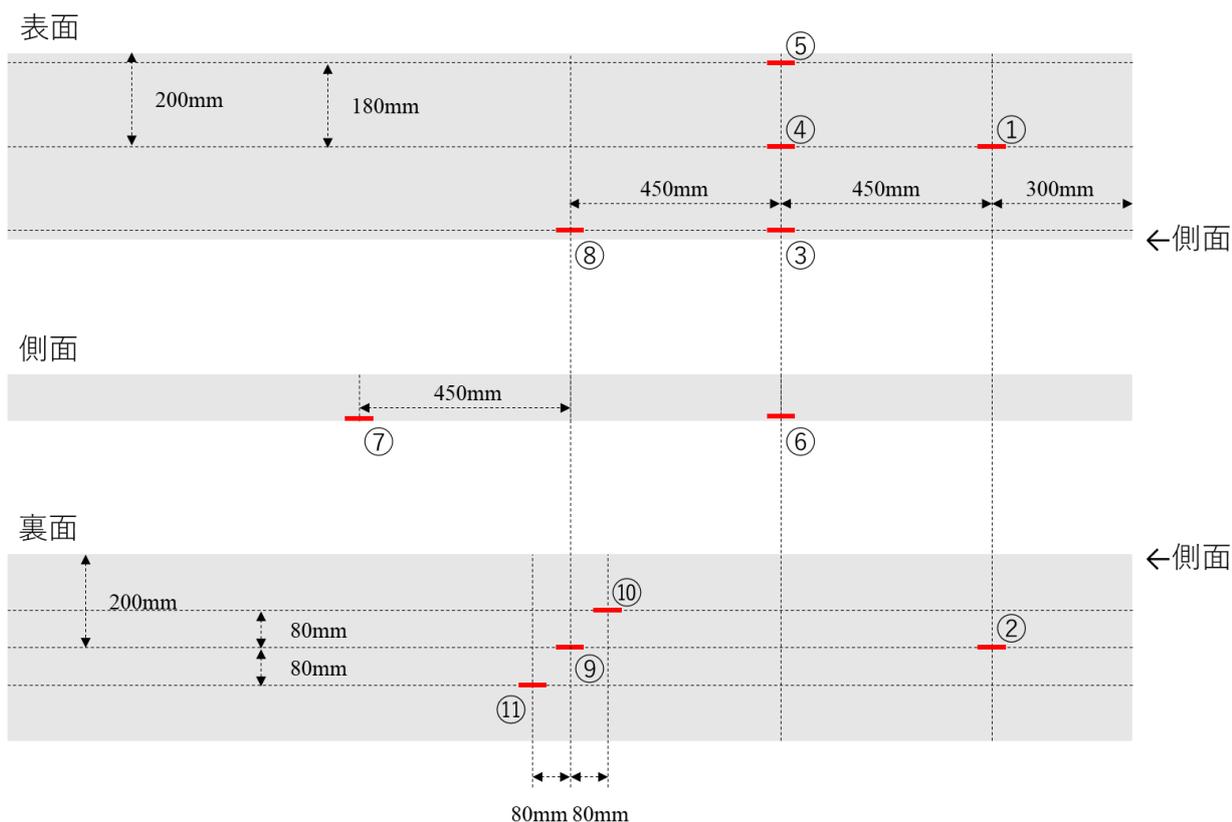


図 3-2 空洞 900mm 用供試体のひずみゲージ貼付け位置図

空洞 900mm 用供試体の⑩および⑪のひずみゲージは供試体 900-0 の実験結果を受けて追加で張り付けた。供試体 900-50，および供試体 900-100 にのみ張り付けられている。

3. 3. 5 プレストレスの導入

プレストレスの導入作業は，プレストレスを導入しない 2 供試体を除く，4 供試体を同日に行った。現場の PC 舗装版に加わっている有効プレストレス量 $11.1\text{kg}/\text{cm}^2$ をもとに，本供試体に同等の応力を付加するに必要な PC 鋼材への緊張力の導入を行った。PC 鋼材への導入緊張力は，1 本あたり 21.8kN であった。10%程度のリラクセーション率を見込み，プレストレス 100%の供試体には 23.9kN ，プレストレス 50%の供試体には 11.9kN の緊張力を導入した。緊張作業は 2 本の鋼棒のうち片方にロードセルを事前に設置した上で，両方の鋼棒に同時に同等の緊張力を加える手法を取った。ロードセルの設置状況を図 3-3 に示す。設置したロードセルの詳細を表 3-5 に示す。

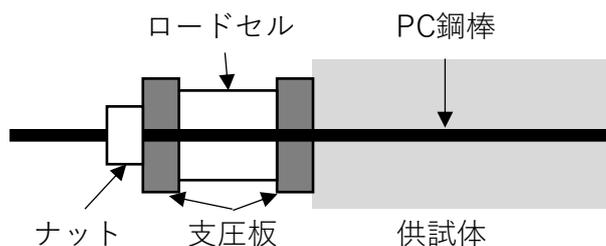


図 3-3 ロードセルの設置部分詳細（緊張完了時）

表 3-5 ロードセル一覧

	容量 (kN)	定格出力 (mV/V)
供試体 1800-100	196	1.595
供試体 1800-50	49	記載なし
供試体 900-100	196	記載なし
供試体 900-50	300	1.5

3.3.6 グラウト注入

緊張作業の翌日にグラウトの注入を行った。使用するグラウトは未充填部分が発生しないよう低粘性タイプを使用した。配合および目標強度を表 3-6 に示す。

表 3-6 グラウト配合および目標強度

水材料比 W/P (%)	水 W (kg/L)	混和材 (ギャップガード PC) (kg/L)	目標強度 (N/mm ²)
33.75	0.501	1.486	30

3.4 載荷実験

3.4.1 載荷実験方法

載荷用架台および装置の概要を図 3-4 および図 3-5 に示す。供試体を架台に固定したうえで、中央に FWD の荷重設置面積 ($\phi 300\text{mm}$) を参考とした載荷面積で載荷を行った。載荷板には、既存の $\phi 260\text{mm}$ の載荷版を用いた。載荷板に下向き荷重を加える形式を模擬しているが、実際には載荷板の位置が固定されている状態で実験用架台が油圧で上昇し、供試体に荷重を加える形となる。

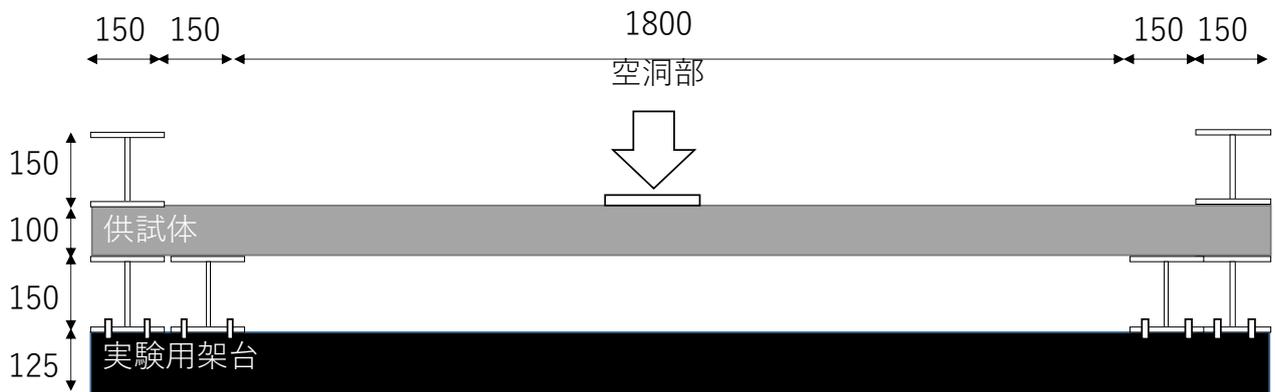


図 3-4 載荷装置概要 (空洞 1800mm 用)

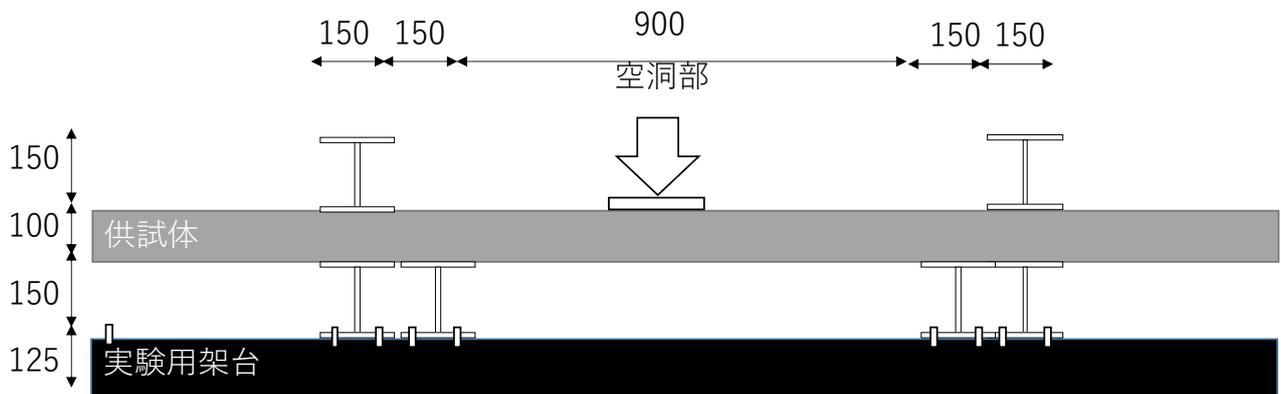


図 3-5 載荷装置概要 (空洞 900mm 用)

空洞の両端は固定端とし、舗装版が空洞発生箇所以外では路盤に拘束されている状況を模擬した。実際の構造においては、舗装版下面は路盤であり、剛に支持されてはならず、弾性的な支持の条件の可能性もある。しかし、本実験においては、まずはプレストレスおよび空洞の要因を考えるため、簡単な支持機構とし

て、鋼材による支持を考えた。

空洞の両端は荷重によるずれ変形を生じさせないために上部にも H 鋼を設置し、供試体の下部の H 鋼と合わせて供試体を挟み、ボルトとナットを用いて固定した。固定部分の断面図を図 3-6 に示す。

荷重は荷重漸増型単調荷重とした。ひび割れ発生ごとに荷重を一時停止して除荷し、プレストレスによるひび割れ性状の確認ならびに変位の戻り方を観測した。

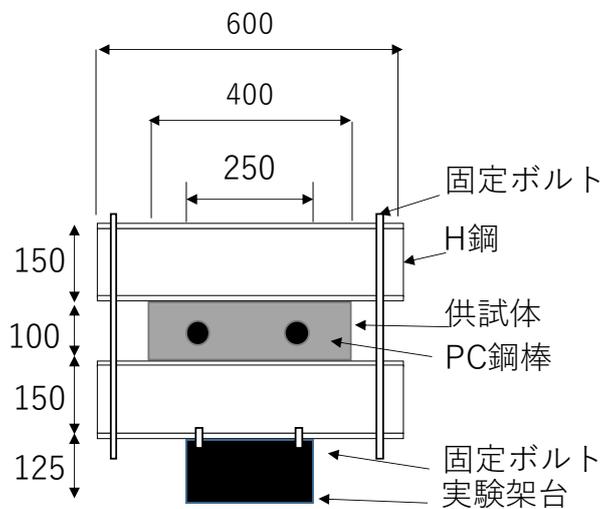


図 3-6 固定部分断面図

3.4.2 測定項目

荷重時の挙動の確認のため、荷重、変位、表面ひずみ、PC 鋼棒ひずみを計測した。なお、図 3-3 に示した位置に設置したロードセルから得る予定であったプレストレス量の荷重に伴う変化は考慮しなかった。理由はグラウト注入時に、センターホール型のロードセル内にグラウトが入り込み、正常な値が計測できなくなったためである。

(1) 荷重

ロードセル（容量 500kN，定格出力 1.25mV/V）により計測した。

(2) 変位

供試体の変位は、表 3-7 に示す高感度測位計 3 種によって測定した。計測点を図 3-7 および図 3-8 に示す。①から④はいずれも鉛直方向の変位を測定している。

⑤は供試体側面の空洞端部の直上となる位置に接着剤で板を取付け、その水平方向の変位を測定している。なお、空洞 900mm の試験においてはこれに加えて架台の上昇量を計測している。

表 3-7 測位計一覧

型名	容量 (mm)	感度 ($\times 10^{-6}$ ひずみ / mm)
DDP-30A	30	100
CDP-100	100	100
CDP-100M	100	100

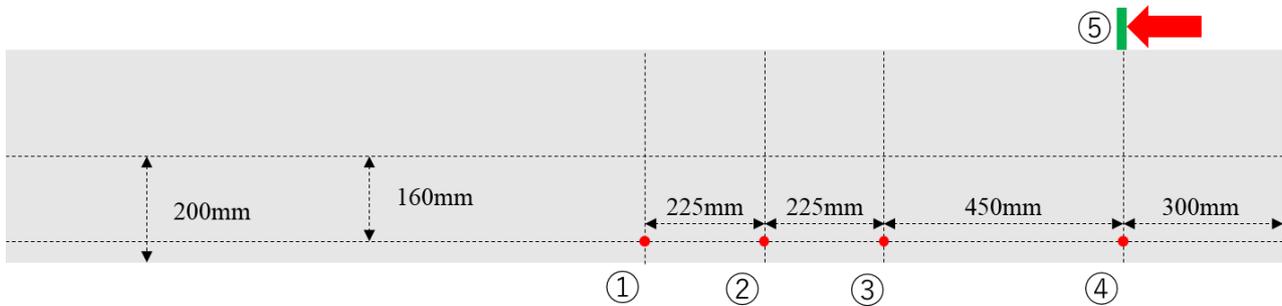


図 3-7 空洞 1800mm 供試体における変位計測位置

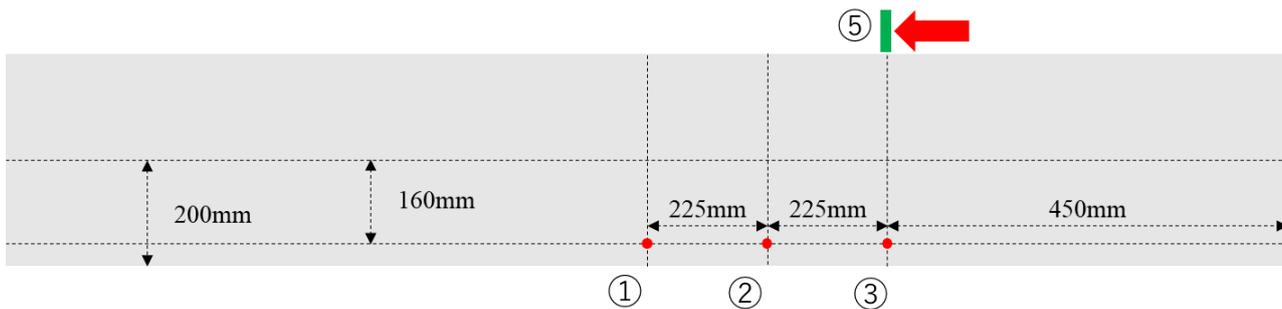


図 3-8 空洞 900mm 供試体における変位計測位置

(3)表面ひずみ

供試体へのひび割れ発生状況を確認するために、ひずみゲージによる計測を行った。図 3-1 および図 3-2 に示した位置に貼付けたひずみゲージで測定した。

(4)PC 鋼棒ひずみ

緊張、载荷の状況において、プレストレスの状況を確認するために、PC 鋼棒に貼り付けたひずみゲージで測定した。

3.5 载荷実験条件のモデル化による計算値の算出

载荷実験の条件をモデル化し、試験で確認したコンクリートの力学特性を使い、ひび割れ発生、および曲げ終局荷重を算出する。曲げ終局荷重とは、今回では、スパン中央断面上縁圧壊時の荷重を示す。モデル化の概要を図 3-9 に示す。計算過程の詳細を以下に示す。

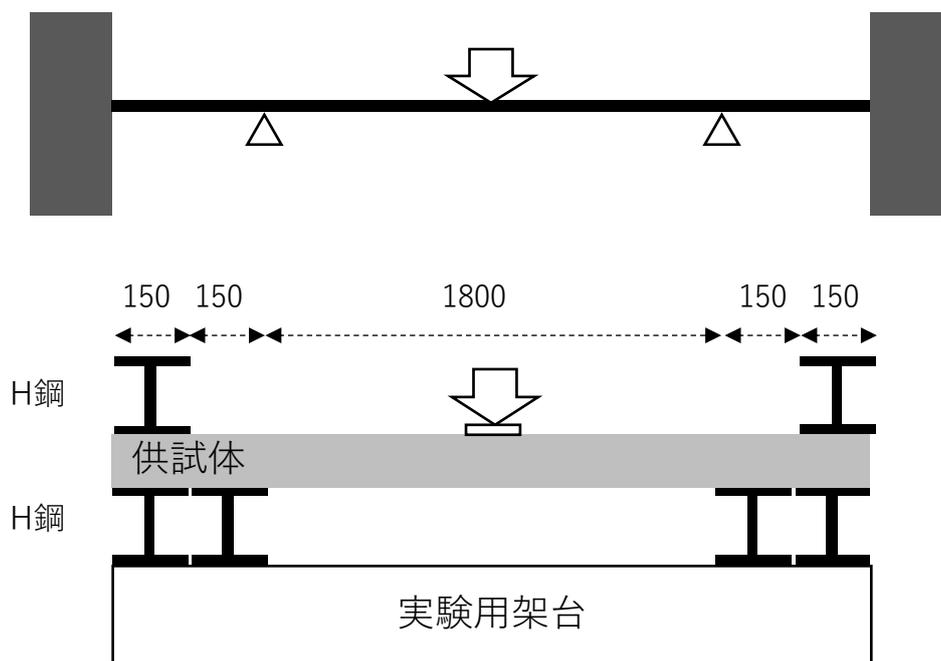


図 3-9 载荷実験条件のモデル化

3.5.1 曲げモーメントの算出

部材を部材 AB，部材 BC，部材 CD に分割し，実用端モーメント式を用いて計算を行う。この際，左右対称であることから $M_A = -M_D$ ， $V_A = V_D$ ， $V_B = V_C$ となる。

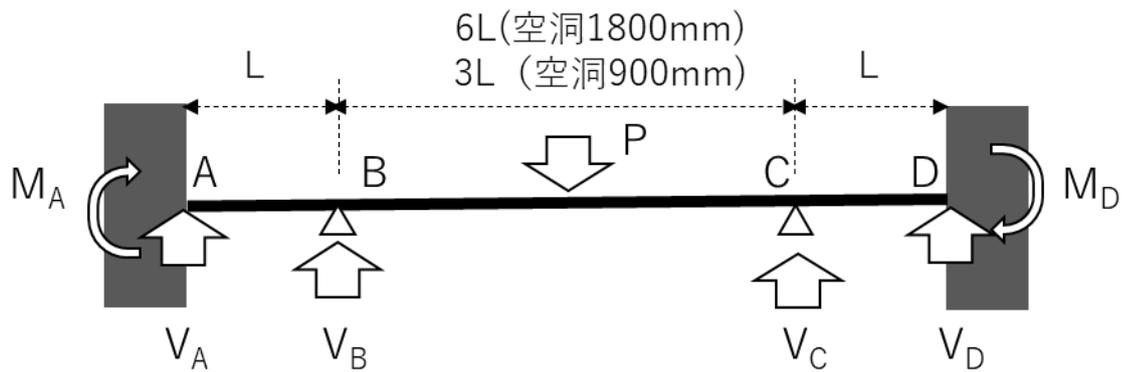


図 3-10 両端固定の場合の曲げモーメントと支点反力図

固定端のため、たわみ角の発生しない点 A と点 D 以外の 2 点について、節点たわみ角をそれぞれ $\varphi_B = \frac{2EI}{L}$, $\varphi_C = \frac{2EI}{L}$ とおく。これを基に実用端モーメント式を書くと、以下のようなになる。

(空洞 1800mm の場合)

$$M_{AB} = \varphi_B$$

$$M_{BA} = 2\varphi_B$$

$$M_{BC} = \frac{1}{6}(2\varphi_B + \varphi_C) - \frac{3}{4}PL$$

$$M_{CB} = \frac{1}{6}(\varphi_B + 2\varphi_C) + \frac{3}{4}PL$$

$$M_{CD} = \varphi_C$$

$$M_{DC} = 2\varphi_C$$

(空洞 900mm の場合)

$$M_{AB} = \varphi_B$$

$$M_{BA} = 2\varphi_B$$

$$M_{BC} = \frac{1}{3}(2\varphi_B + \varphi_C) - \frac{3}{8}PL$$

$$M_{CB} = \frac{1}{3}(\varphi_B + 2\varphi_C) + \frac{3}{8}PL$$

$$M_{CD} = 2\varphi_C$$

$$M_{DC} = \varphi_C$$

節点方程式より,

$$M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$M_{CB} + M_{CD} = 0$$

これを解いて,

(空洞 1800mm の場合)

$$M_{AB} = \varphi_B = \frac{9}{26}PL = M_A$$

$$M_{DC} = \varphi_C = -\frac{9}{26}PL = M_D$$

(空洞 900mm の場合)

$$M_{AB} = \varphi_B = \frac{9}{56}PL = M_A$$

$$M_{DC} = \varphi_C = -\frac{9}{56}PL = M_D$$

ここで部材 AB と部材 CD について, せん断力を図 3-11 のように考えて層方程式を用いると, 固定端部の鉛直反力が表せる.



図 3-11 部材 AB (CD) にはたらく力

(空洞 1800mm の場合)

$$Q_{AB} = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{L} = -\frac{27}{26}PL$$

$$Q_{CD} = -\frac{M_{CD} + M_{DC}}{L} = \frac{27}{26}PL$$

(空洞 900mm の場合)

$$Q_{AB} = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{L} = -\frac{27}{56}PL = V_A$$

$$Q_{CD} = -\frac{M_{CD} + M_{DC}}{L} = \frac{27}{56}PL = -V_D$$

これを用いて鉛直方向のつり合いの式から点 B と点 C の支点反力が以下のよ
うに得られる。

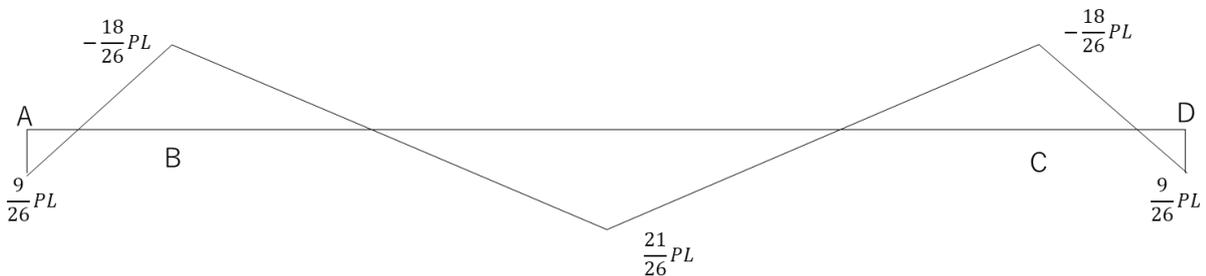
(空洞 1800mm の場合)

$$V_B = V_C = \frac{20}{13}PL$$

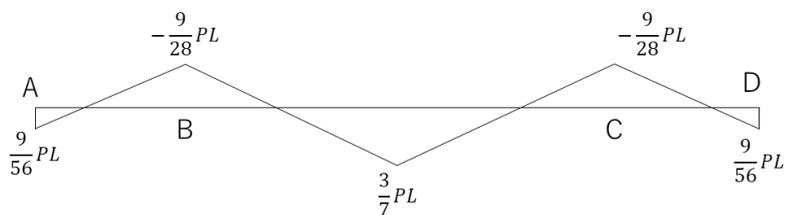
(空洞 900mm の場合)

$$V_B = V_C = \frac{55}{56}PL$$

以上をまとめ、曲げモーメント図は以下の 図 3-12 のようになる。



空洞1800mmの場合の曲げモーメント図



空洞900mmの場合の曲げモーメント図

図 3-12 曲げモーメント図

3. 5. 2 曲げひび割れ発生荷重の導出

曲げひび割れ発生モーメント M_{cr} を以下のように計算する。

$$M_{cr} = (f_{bck} + \sigma_p) \times Z$$

ここで、

f_{bck} : 曲げ強度試験から得られたコンクリートの曲げひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_p : プレストレスによる応力度

Z : 供試体の断面係数

これによって得られた曲げひび割れ発生モーメントが、図 3-12 で得られた曲げモーメント図の数値と一致する荷重が曲げひび割れ発生荷重となる。

3. 5. 3 曲げ終局荷重の導出

曲げ終局荷重は等価応力ブロックを用いた方法で求める。T 形断面 PC 部材の曲げ耐力 M_u の導出に用いられる以下の計算法を、フランジ厚=版厚として適用する。

- 1) PC 鋼材ひずみ ε_p が図 3-13 の領域③ ($\varepsilon_p \geq 0.015$)にあると仮定する。

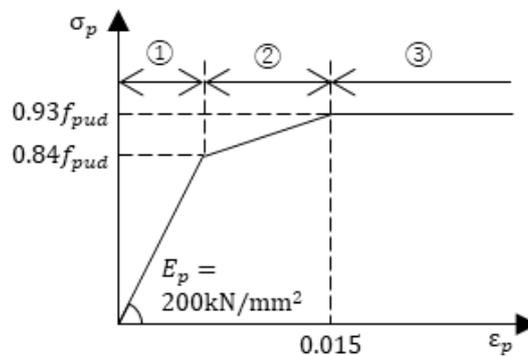


図 3-13 M_u 計算用 PC 鋼材の応力-ひずみ関係

- 2) 等価応力ブロック法を用いて断面応力を簡略化する。コンクリートの応力-ひずみ関係の特性を表す値 k_1 (部材の圧縮強度が円柱供試体の強度よりも小さくなることを考慮する係数), ε'_{cu} と (終局圧縮ひずみ), 破壊時の中立軸部材断面内に存在する場合の等価応力ブロックの高さ係数 β は以下のように表される。

$$k_1 = 1 - 0.003f'_{ck} \quad (f'_{ck} \leq 80\text{N}/\text{mm}^2, \quad k_1 \leq 0.85)$$

$$\varepsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{30000} \quad (f'_{ck} \leq 80\text{N}/\text{mm}^2, \quad \varepsilon'_{cu} \leq 0.0035)$$

$$\beta = 0.52 + 80\varepsilon'_{cu}$$

ここで、

f'_{ck} : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

今回の供試体で得られた f'_{ck} では $k_1 > 0.85$ および $\varepsilon'_{cu} > 0.0035$ となるため、

$$k_1 = 0.85$$

$$\varepsilon'_{cu} = 0.0035$$

とする。

3) 次式より、コンクリート圧縮強力 C と PC 鋼材引張力 T を求める。

$$C = k_1 f'_{cd} b \beta x$$

$$T = 0.93 f_{pud} A_p$$

ここで、

b : 断面幅 (mm)

x : 上端から中立軸までの長さ (mm)

γ_c : コンクリートの材料係数 = 1.3

$$f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{\gamma_c}$$

f_{puk} : PC 鋼材の引張強度の特性値 = 1080 (N/mm²)

γ_p ; PC 鋼材の材料係数 = 1.0

$$f_{pud} = \frac{f_{puk}}{\gamma_p} = 1080 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

4) 力のつり合い条件 $C=T$ より中立軸位置 x を計算する。

$$x = \frac{0.93 f_{pud} A_p}{k_1 f'_{cd} b \beta} = 22.47 \text{ (空洞 1800mm の場合)}, 23.73 \text{ (空洞 900mm の場合)}$$

ここで、

A_p : 部材に含まれる PC 鋼材の総断面積 (mm²)

5) 得られた中立軸に対して、PC 鋼材応力の検討を行う。部材終局時の PC 鋼材ひずみ ε_p は、有効緊張応力 σ_{pe} によるひずみ ε_{pe} を考慮すると、次のように表せる。

$$\varepsilon_p = \frac{d-x}{x} \varepsilon'_{cu} + \varepsilon_{pe}$$

ここで、

d : 上端から鋼材位置までの長さ (mm)

これを計算し、 $\varepsilon_p \geq 0.015$ が成立しない場合は1)の仮定と矛盾するため再検討が必要だが、今回の供試体では成立することが確認できる。

以上を確認した上で、曲げ耐力 $M_u(N \cdot mm)$ は下式で導出できる。これによって得た曲げ耐力 M_u を図3-12に示された曲げモーメント図の中ではじめて発生させる荷重が曲げ終局荷重となる。

$$M_u = 0.93f_{pu}A_p(d - 0.5)$$

3.6 載荷実験結果

3.6.1 コンクリートの力学特性

載荷実験実施時のコンクリートの力学特性を表3-9に示す。

表 3-9 コンクリートの力学特性(N/mm²)

	圧縮強度	引張強度	曲げひび割れ強度	静弾性係数
空洞 1800mm 用	28.4	1.48	3.33	2.35×10^4
空洞 900mm 用	26.9	1.49	3.77	2.93×10^4

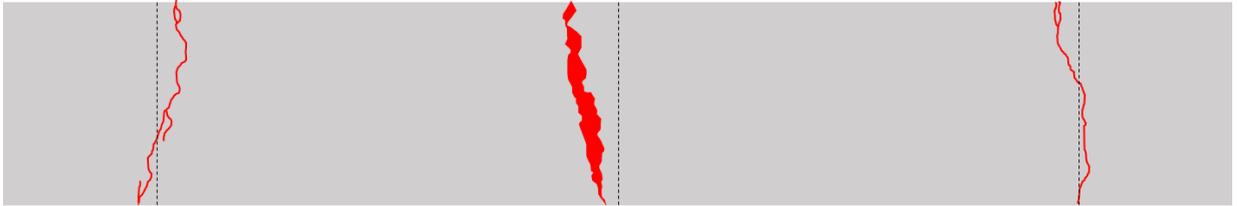
3.6.2 ひび割れ性状

ひび割れの発生位置は、中央下面と端部上面および中央上面の圧縮破壊領域に大別できる。載荷実験終了時に確認できたひび割れ性状を図3-14に示す。中央下面および端部上面のひび割れは、実際のPC舗装版における縦断方向に対応する方向に発生した。これは、報告された損傷状況と一致する。なお、現場での点検結果では、ひび割れのほとんどが、PC鋼線の直上に発生した。実験では、この点は、考慮していない。一般的に考えると、PC鋼材を含む断面ではコンクリートの引張に抵抗する断面積が減少していることから、ひび割れが発生しやすくなると考えられる。また、PC鋼材の腐食から、ひび割れが発生する可能性もある。しかし、下面に空洞ができて曲げひび割れが発生、ひび割れを通じて水などの劣化因子が入り鋼材が腐食、という順序を想定しているため、実験では曲げひび割れ発生メカニズムを明らかにすることに着目した。後発と推察される腐食は反映させていない。ただし、腐食ひび割れの構造的な影響は小さいと考え、プレストレスの低下というところで間接的に取り扱っている。

圧縮破壊領域は上面に大きく表れているが、これと一致する損傷は報告されていないことから、実際の PC 舗装版は圧縮破壊には至っていないと推察される。

1800-0

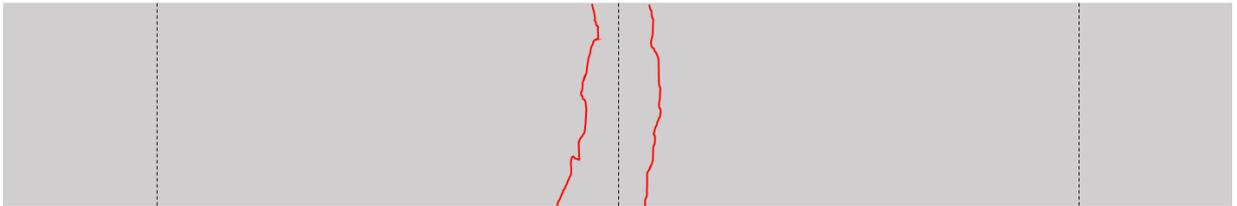
上面



側面

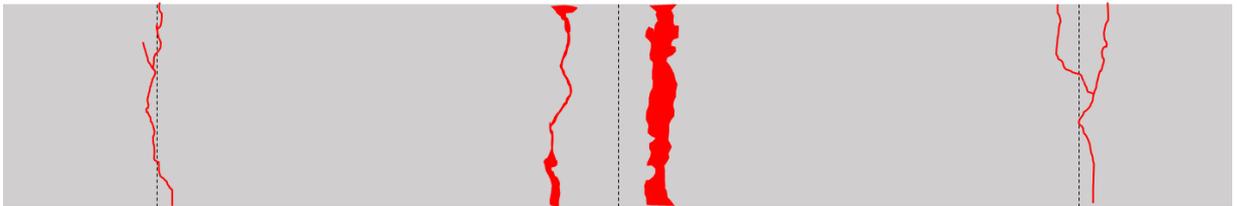


下面



1800-50

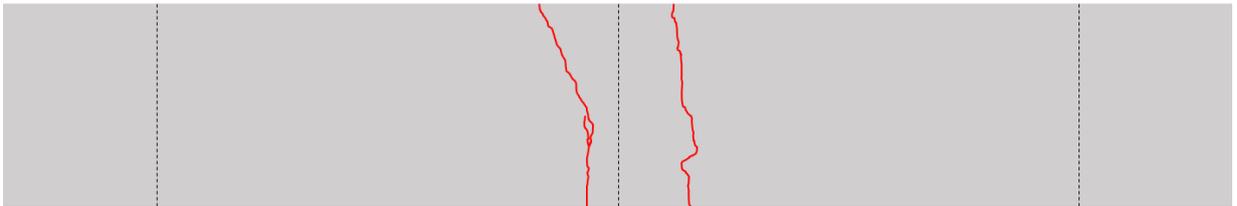
上面



側面

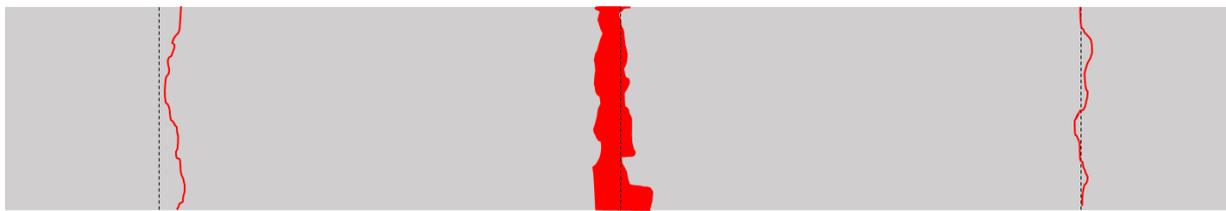


下面

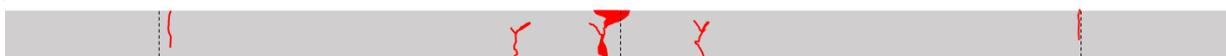


1800-100

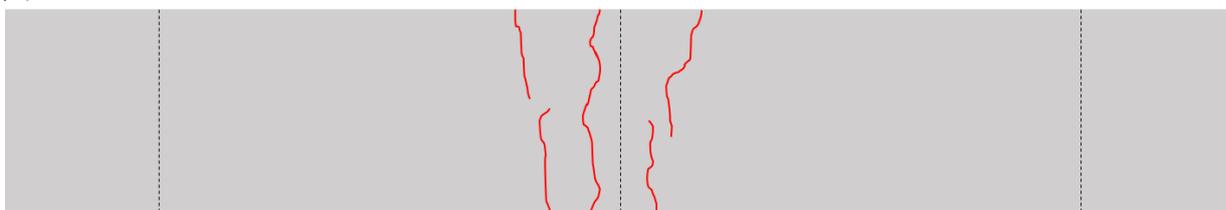
上面



側面

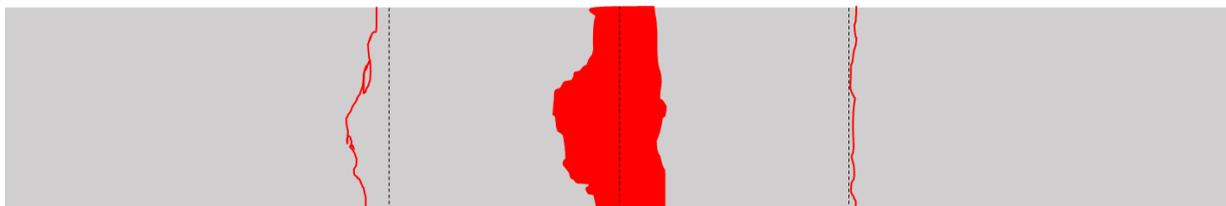


下面



900-0

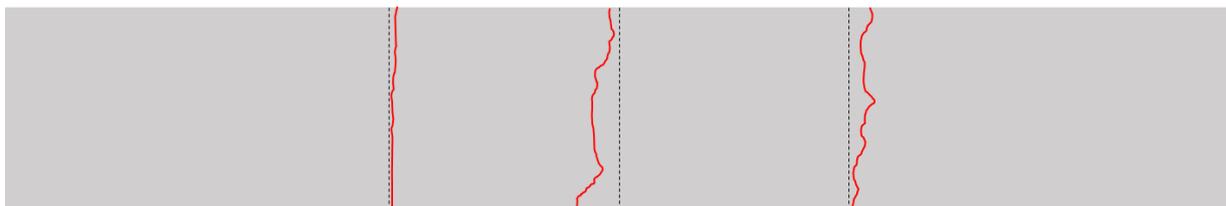
上面



側面

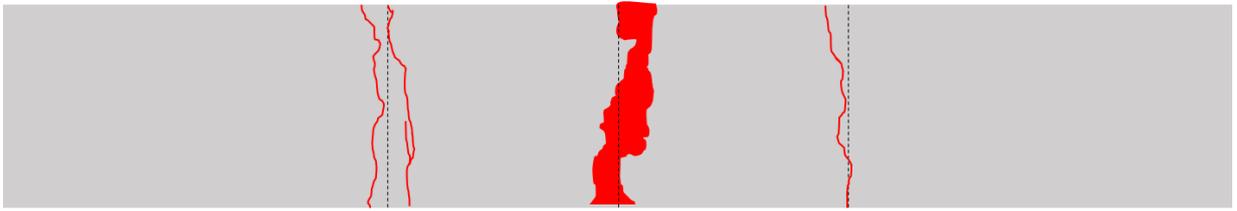


下面

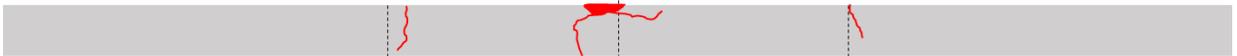


900-50

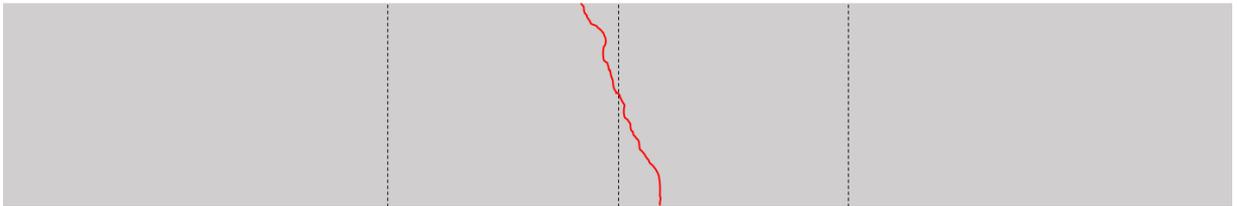
上面



側面

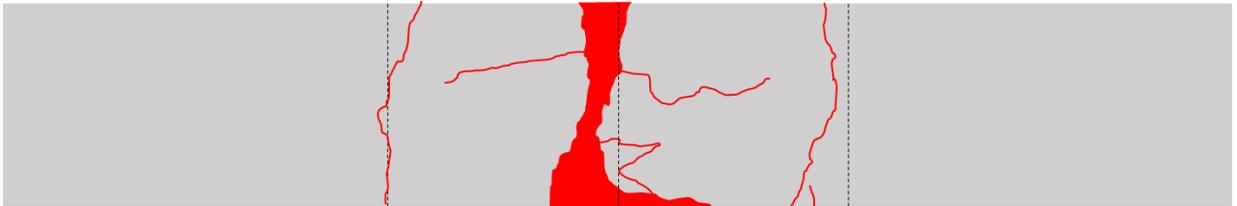


下面



900-100

上面



側面



下面

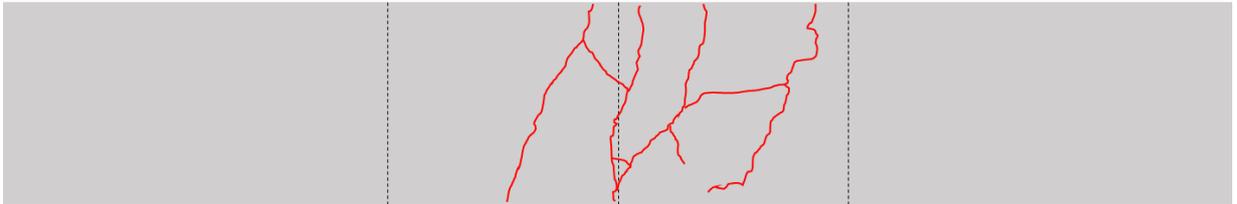


図 3-14 ひび割れ性状

3.6.3 ひび割れ発生荷重

ひび割れ発生荷重は、中央下面ひび割れ発生荷重、端部上面ひび割れ発生荷重、最大荷重の順に大きくなる結果であった。載荷実験によって得たひび割れ発生荷重ならびに最大荷重を表 3-10 に示す。なお、900-0 供試体の載荷は、中央下面ひび割れが発生するまで供試体の固定端部の片方が十分に固定されていなかった。そのため、中央下面に通常より大きな曲げモーメントが発生し、ひび割れ発生荷重が小さくなった可能性がある。

ひび割れの発生箇所の順序は、いずれの供試体において、スパン中央下面、端部上面、中央上面の圧壊の順に発生が確認された。このことから、ひび割れ発生の原因を背面に空洞がある状態で加わる曲げモーメントによると仮定すると、PC 舗装版の上面にひび割れが確認される場合、下面（空洞面）にもひび割れが存在する可能性が高いと推察される。

表 3-10 ひび割れ発生荷重および最大荷重

	中央下面ひび割れ発生荷重(kN)	端部上面ひび割れ発生荷重(kN)	最大荷重(kN)
1800-0	12	12	31.3
1800-50	13	28	36.6
1800-100	15	32	36.4
900-0	12	40	77.4
900-50	33	40	88.1
900-100	39	50	104.6

3.6.4 荷重-ひずみ関係

ひび割れ発生が、必ずしもゲージ位置とならなかったことから、ひび割れ発生荷重の判別は難しい。荷重-ひずみ関係を計測位置ごとに図 3-15、および図 3-16 に示す。図 3-15 の 1800-100①②③④⑤に示されるひずみの急激な増大は、計測位置でのひび割れの発生を示唆すると考えられる。しかし、各々の位置で最初に発生するひび割れが必ずしもひずみゲージの貼付け位置を通過しなかった。その

ため、これらのグラフからひび割れ発生荷重を読み取るのは困難であると判断した。したがって、ひび割れ発生荷重は、目視観察で確認できた時の荷重を採用した。

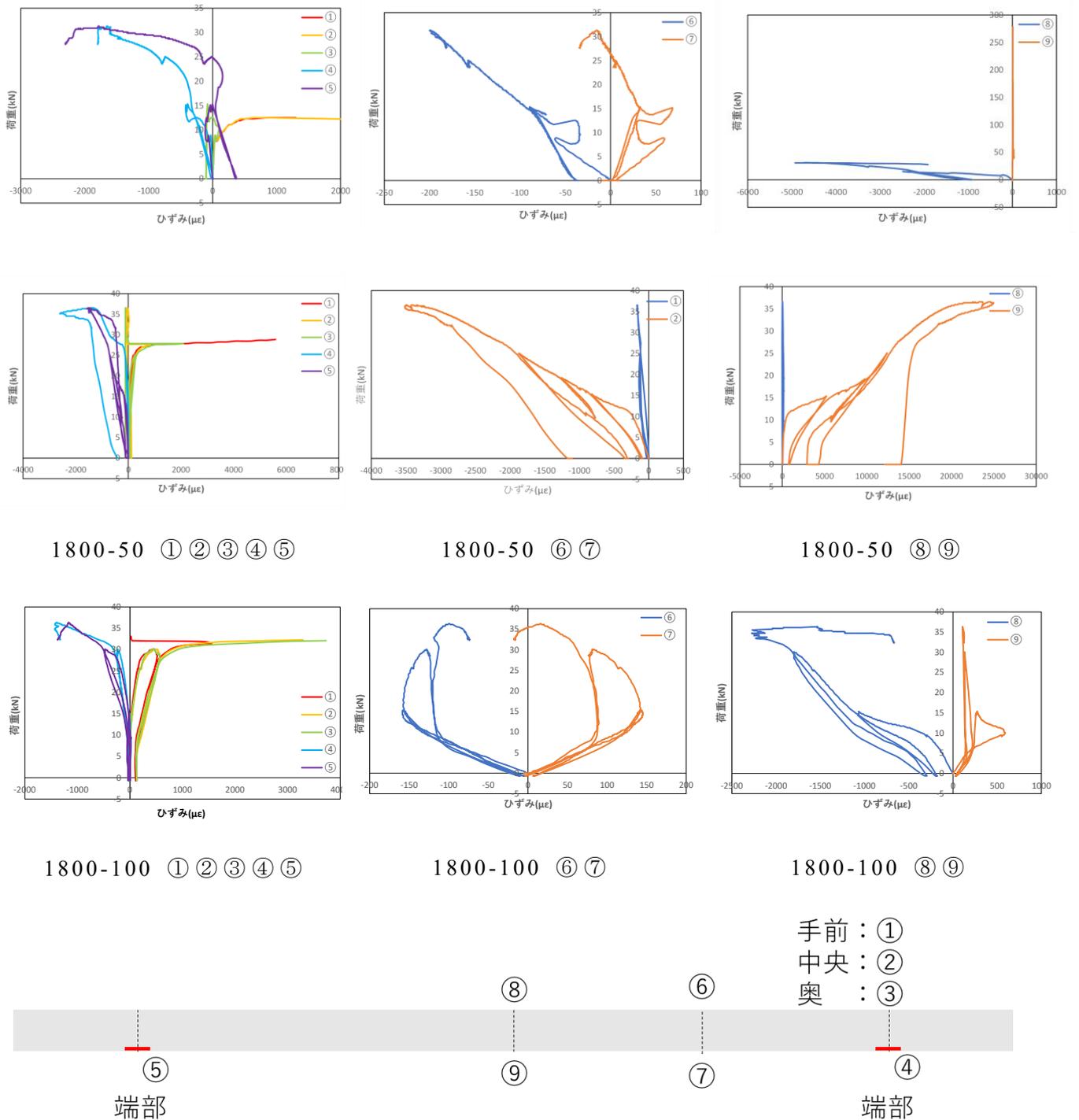
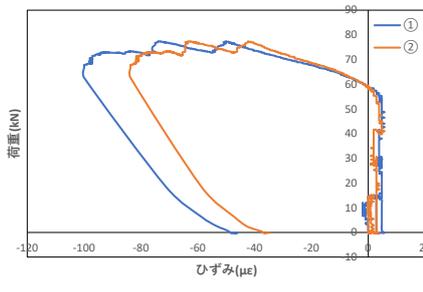
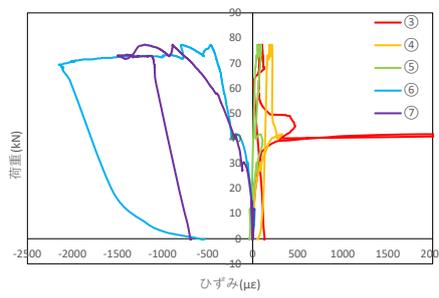


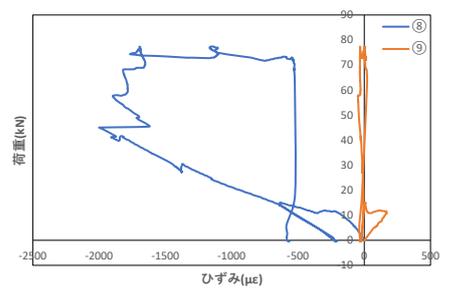
図 3-15 荷重-ひずみ関係 (1800-0, 1800-50, 1800-100)



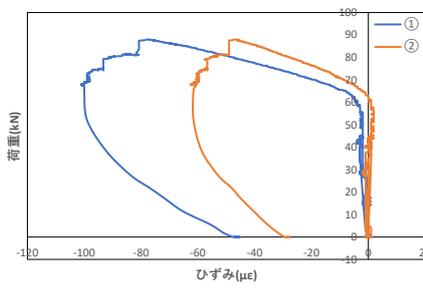
900-0 ① ②



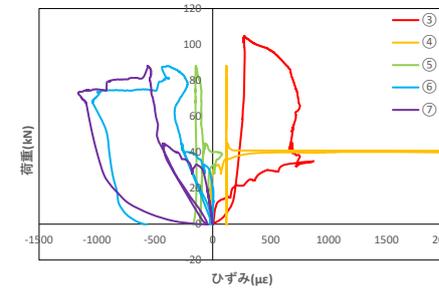
900-0 ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦



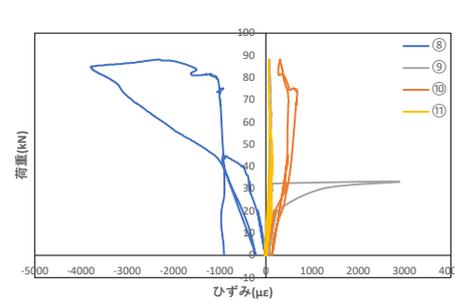
900-0 ⑧ ⑨



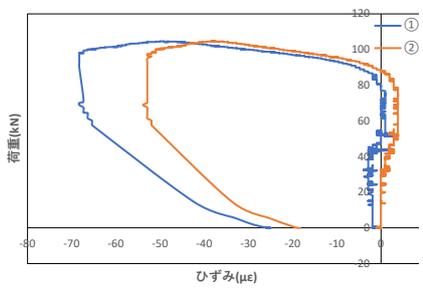
900-50 ① ②



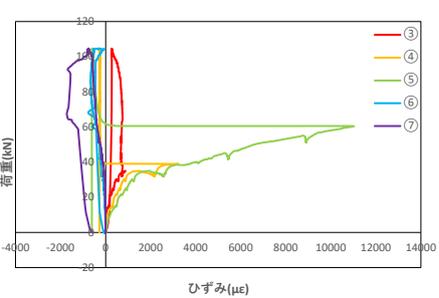
900-50 ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦



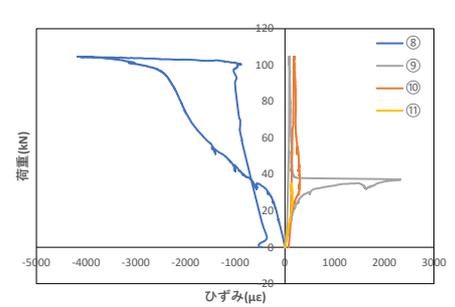
900-50 ⑧ ⑨ ⑩ ⑪



900-100 ① ②



900-100 ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦



900-100 ⑧ ⑨ ⑩ ⑪

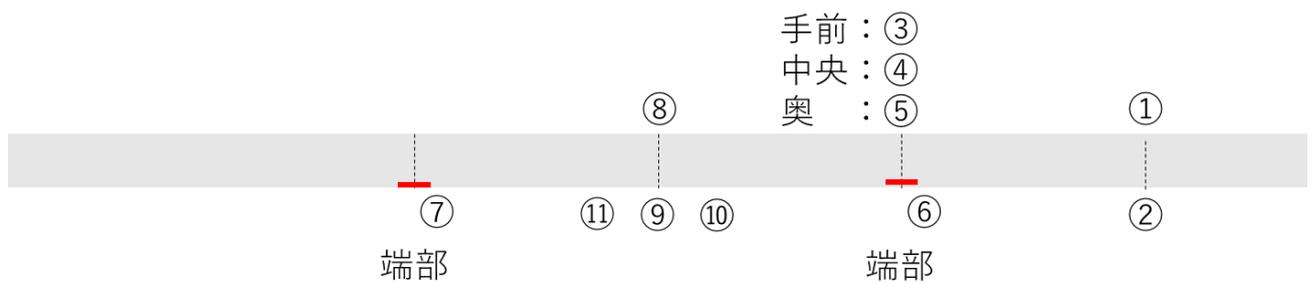


図 3-16 荷重-ひずみ関係 (900-0, 900-50, 900-100)

3.6.5 荷重-変位関係

固定端部の供試体上面を基準とし、鉛直上向きを正とした供試体上面の変位を
 図 3-17 示す. なお, 空洞 1800mm には, 試験機の油圧による架台の上昇量を計測
 できていなかった. そのため, 固定端部の代わりに図 3-7 の④に示される固定端
 部横の変位を基準として用いた.

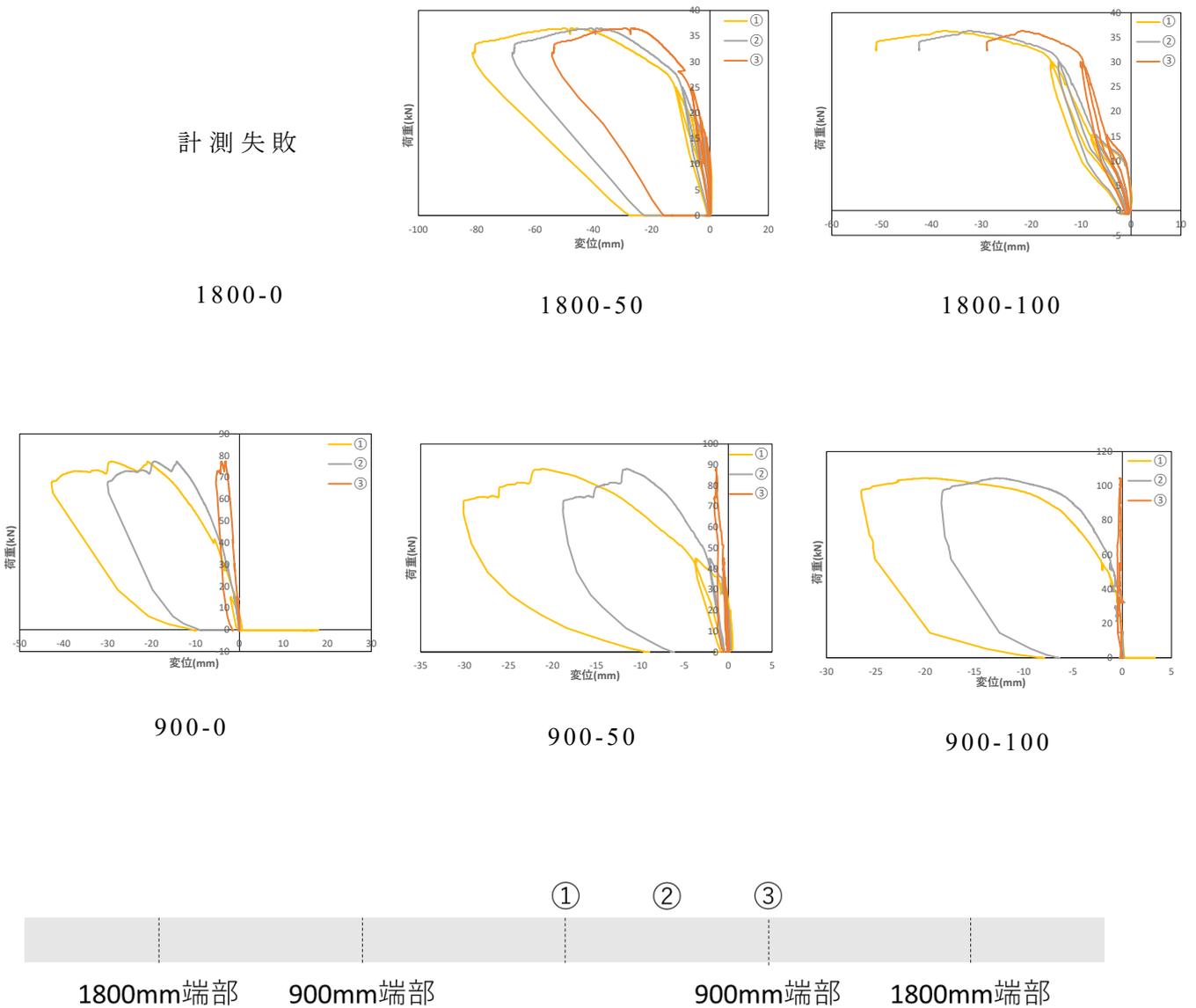


図 3-17 荷重-変位関係 (900-0, 900-50, 900-100)

3.6.6 PC 鋼棒ひずみ

PC 鋼棒ひずみは荷重の増加に伴い増加しており、荷重が最大荷重付近まで到達した際にひずみが急激に増加している。PC 鋼棒に貼付けたひずみゲージから得た荷重-ひずみ関係を図 3-18 に示す。このひずみの急激な増加は、空洞スパン中央部における PC 鋼棒の降伏によると推察される。これは、断面高さ中央に配置した PC 鋼棒であったが、荷重によって供試体に加わる引張力を十分に負担していると考えられる。また、中央上面の圧壊は、PC 鋼棒の降伏と同時に、供試体の変形曲率が急激に大きくなり生じたと推察される。

なお、プレストレス導入時に PC 鋼棒ひずみを計測したのち、長期間データロガーからひずみゲージを取り外した。載荷時に再び接続し、数値を初期化せずに計測を始める形をとった。そのため、載荷開始時の数値が実際のひずみと異なる可能性があり、主にひずみの増減を対象として考察した。

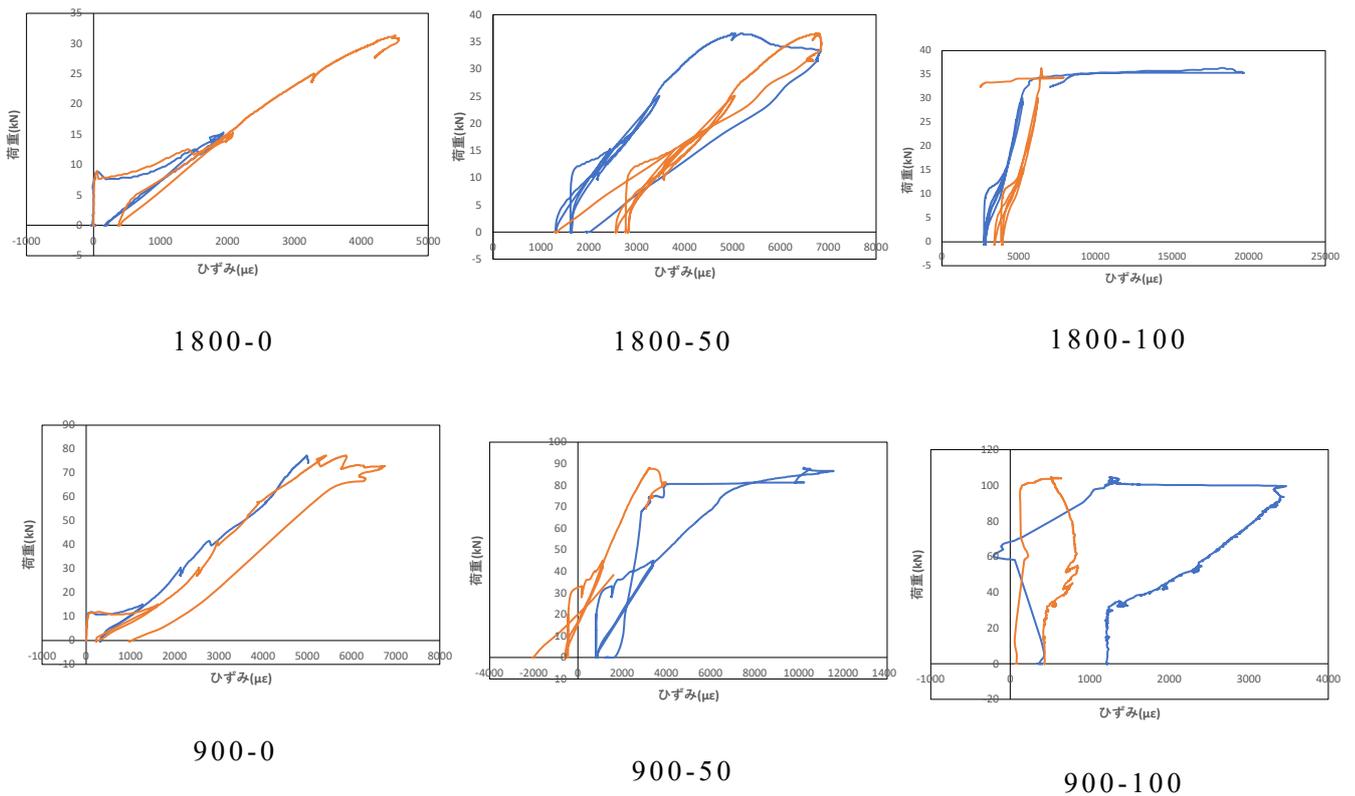
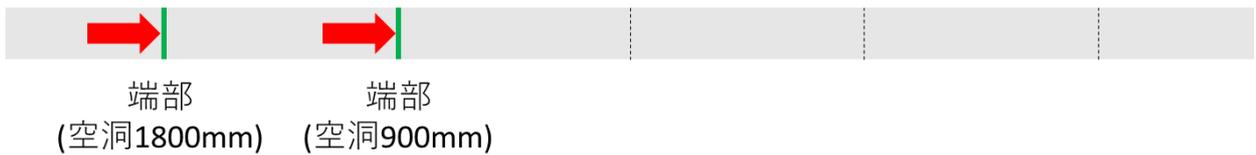


図 3-18 荷重-PC 鋼棒ひずみ関係

3.6.7 荷重-端部水平変位関係

荷重の増加に伴い，端部水平変位は増加する傾向を示した．空洞端部の直上となる位置に取付けた板の水平変位（以下，端部水平変位と呼ぶ）と荷重の関係を図 3-19 に示す．端部水平変位は，載荷前の位置を 0 として載荷点側（スパン中央側）を正とした．端部水平変位は供試体コンクリート部分の軸方向伸縮ならびに固定端からの伸び出しを示す．荷重の増加に伴い増加し，荷重が最大荷重付近まで到達した際には急激に増加する傾向が確認できる．この傾向は図 3-18 に示した PC 鋼棒の降伏荷重段階で生じている．PC 鋼棒の降伏により，より固定端部からの伸び出しが大きくなったようである．

側面



計測失敗

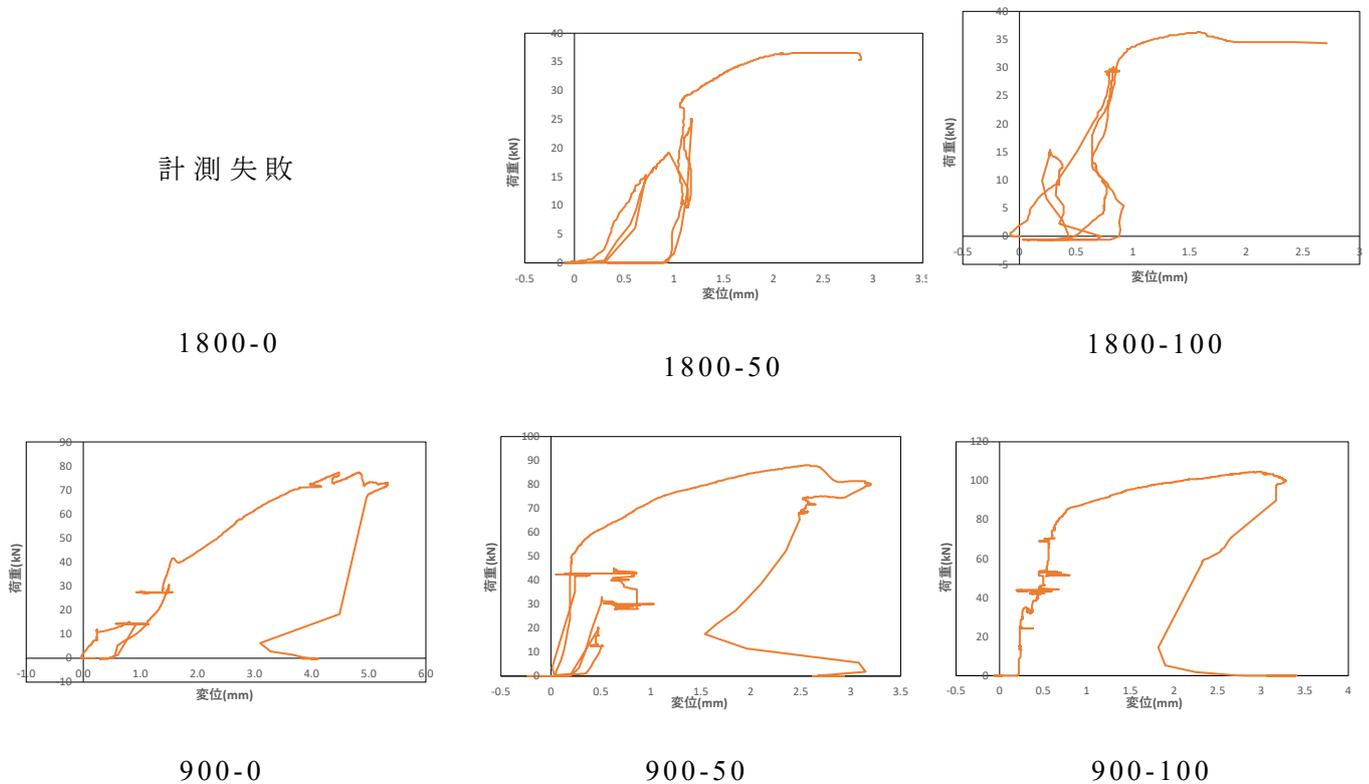


図 3-19 荷重水平変位関係

3.7 ひび割れ発生荷重に関する考察

3.7.1 空洞の幅

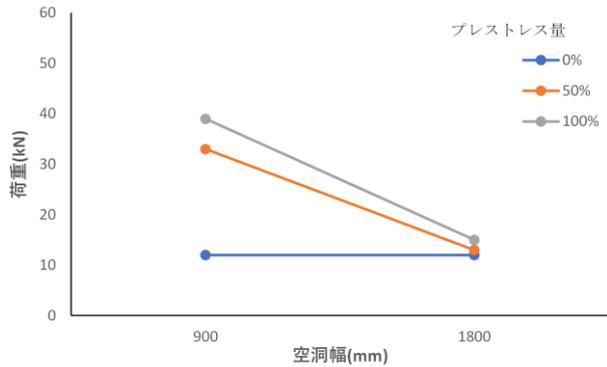


図 3-20 中央下面ひび割れ発生荷重

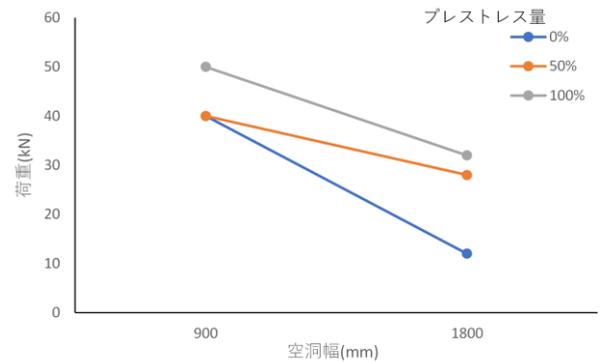


図 3-21 端部上面ひび割れ発生荷重

ひび割れ発生荷重は，中央下面および端部上面の両方ともに，空洞幅の増大に伴って減少する傾向にある．スパン中央下面および端部上面のひび割れ発生荷重と空洞幅の関係を，それぞれ図 3-20 および図 3-21 に示す．同じ荷重がスパン中央に加わる場合，部材の曲げモーメントは中央下面と端部上面のいずれの箇所においても，スパンの大きい方が大きくなる傾向が確認できた．

3.7.2 プレストレス量

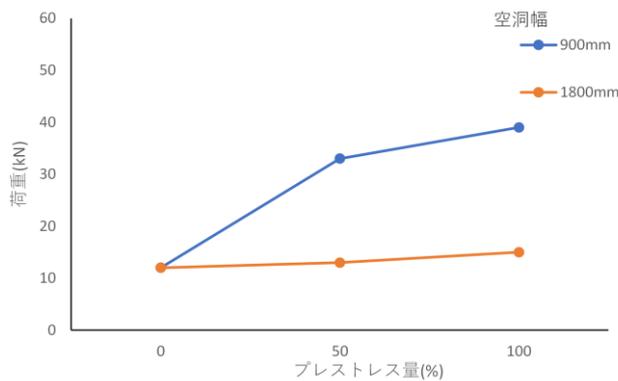


図 3-22 中央下面ひび割れ発生荷重

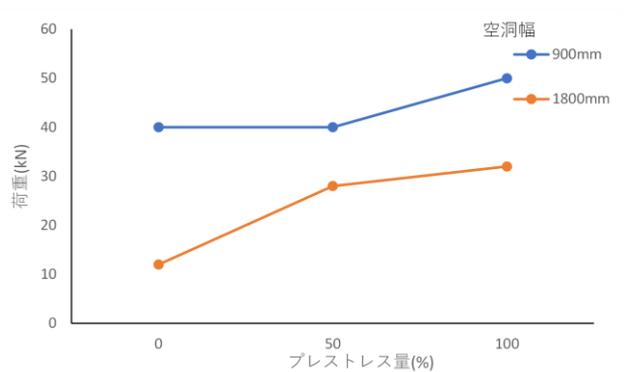


図 3-23 端部上面ひび割れ発生荷重

ひび割れ発生荷重は，中央下面および端部上面の両方ともに，プレストレスの増大に伴って増加する傾向が確認できた．スパン中央下面および端部上面のひび割れ発生荷重とプレストレス量の関係を，それぞれ図 3-22 および図 3-23 に示す．両位置とも，プレストレスによって曲げによる引張力が打ち消され，ひび割れ発

生荷重を増加させる効果を発揮した。空洞 1800mm 供試体の中央下面ひび割れ発生荷重がプレストレスの増加に伴って大きくならなかった。理由は、スパンが大きい場合は荷重の増加量に対する断面下縁の曲げ引張応力の増加量が多い。そのため、ひび割れ抵抗へのプレストレスによる影響度合いが、空洞 900mm の場合と比べて小さかったためと推察される。一方で、同じ空洞 1800mm 供試体でも端部上面ひび割れ発生荷重にはプレストレスの影響が表れている。これは中央下面ひび割れの発生によって曲げモーメントが再分配され、端部の曲げ引張応力の増加が緩やかになったためと推察される。

3. 8 ひび割れ発生荷重時のスパン中央の変位に関する考察

3. 8. 1 空洞幅

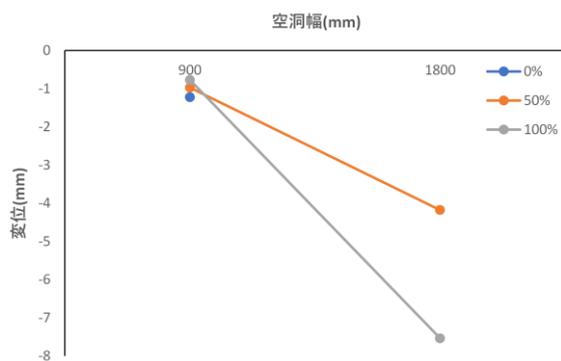


図 3-24 中央下面ひび割れ発生荷重時点でのスパン中央変位

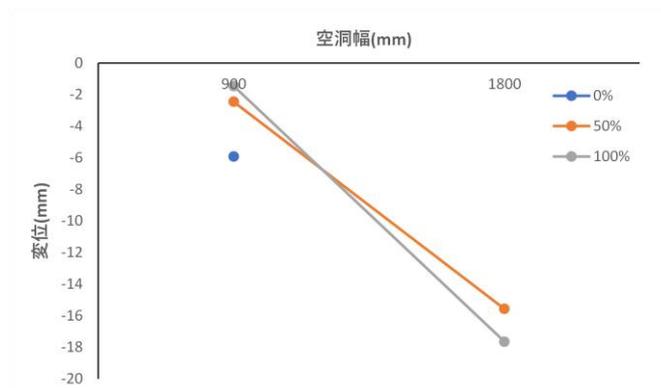


図 3-25 端部上面ひび割れ発生荷重時点での最大の鉛直変位

空洞 900mm の供試体は空洞 1800mm の供試体と比較して小さな変位量であってもひび割れが発生した。プレストレスの影響は小さかった。スパン中央下面、および端部上面ひび割れ発生荷重時のスパン中央変位と空洞幅の関係を、図 3-24 および図 3-25 に示す。ひび割れ発生時の曲げ引張応力はほぼ同一であると考えられる。スパンが小さい分、空洞幅 900mm 供試体の方では変位が小さくなると考えられる。これらから、空洞幅が小さい場合には、プレストレスに関わらず空洞深さが浅くても大きな荷重が作用した際に、スパン中央下面および空洞端部上面にひび割れが発生する可能性がある。

ここで得られた傾向と、3.7.1 で述べた空洞幅と荷重の関係を組み合わせること

によって、荷重と変位の関係から空洞の幅を推定できる可能性がある。すなわち、小さな荷重でも大きな変位があれば空洞幅が大きく、大きな荷重でも変位が小さい場合は空洞幅が小さい傾向にあることが伺える。

3. 8. 2 プレストレス量

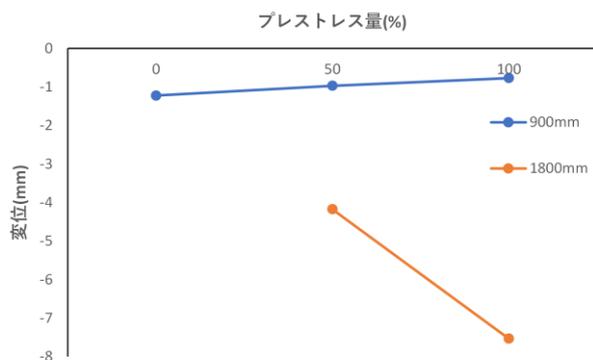


図 3-26 中央下面ひび割れ発生荷重点での最大の鉛直変位

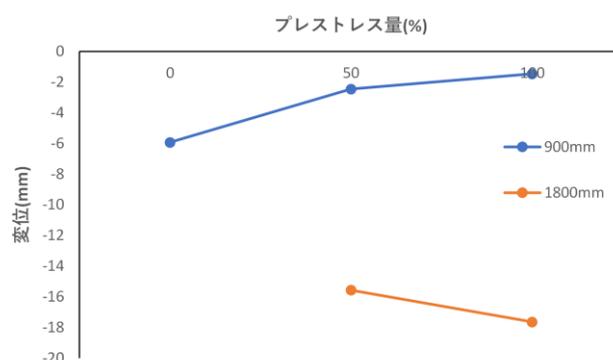


図 3-27 端部上面ひび割れ発生荷重点での最大の鉛直変位

プレストレス量の変化に伴う、ひび割れ発生時のスパン中央変位の変化が減少から増加に転じる空洞幅の判断はできない。スパン中央下面および端部上面ひび割れ発生荷重点時のスパン中央変位と空洞幅の関係を、図 3-26 および図 3-27 に示す。空洞 900mm ではプレストレスが大きくなるとスパン中央変位が若干小さくなる。これに対し、空洞 1800mm ではプレストレスが大きくなるとスパン中央変位が小さくなった。3.7.2 では、空洞幅の拡大によって、プレストレスの影響が小さくなると述べた。前述の違いの要因であるとするれば、ひび割れ発生時の変位はプレストレス量に関わらず大きく変化しない。これらから、空洞幅が小さい場合はプレストレスの増加によってひび割れ発生時の変位は減少する。一方、空洞幅が大きい場合はプレストレスの増加によって変位が増加する傾向が確認された。ただし、今回の結果のみから、プレストレス量の変化に伴うひび割れ発生時のスパン中央変位の変化が、減少から増加に転じる空洞幅を判断することは難しい。また、原因も今回の結果のみでは導き出せない。プレストレス量の増減からひび割れ発生時の変位の増減を推定するためにはさらなる検討が必要である。

3.9 荷重-変位関係の傾きに関する考察

最大荷重に近づくとつれて変位が急激に増大している。荷重-変位関係を図 3-17 に示す。変位の急激な増大が発生する点は、全ての供試体で明確に表れているわけではない。端部上面ひび割れ発生荷重に近い値であり、同時に 3.6.6 から得た PC 鋼棒の降伏が発生した荷重に近い値となっている。その傾向が顕著に表れているケースを図 3-28 に示す。図中の赤い線が端部上面ひび割れ発生荷重を、青い線が PC 鋼棒の発生荷重を、緑の線が PC 鋼棒の降伏荷重を表している。このことから、中央下面にひび割れが発生した時点では大きな変位は発生しない。荷重が増加し、端部上面にひび割れが発生すると変位が急激に増大すると推察される。

要因には、端部上面にひび割れが発生し、固定端での部材の回転能力が大きくなったことに加えて、PC 鋼棒が降伏し、スパン中央の断面の曲率も急増したことが推察される。

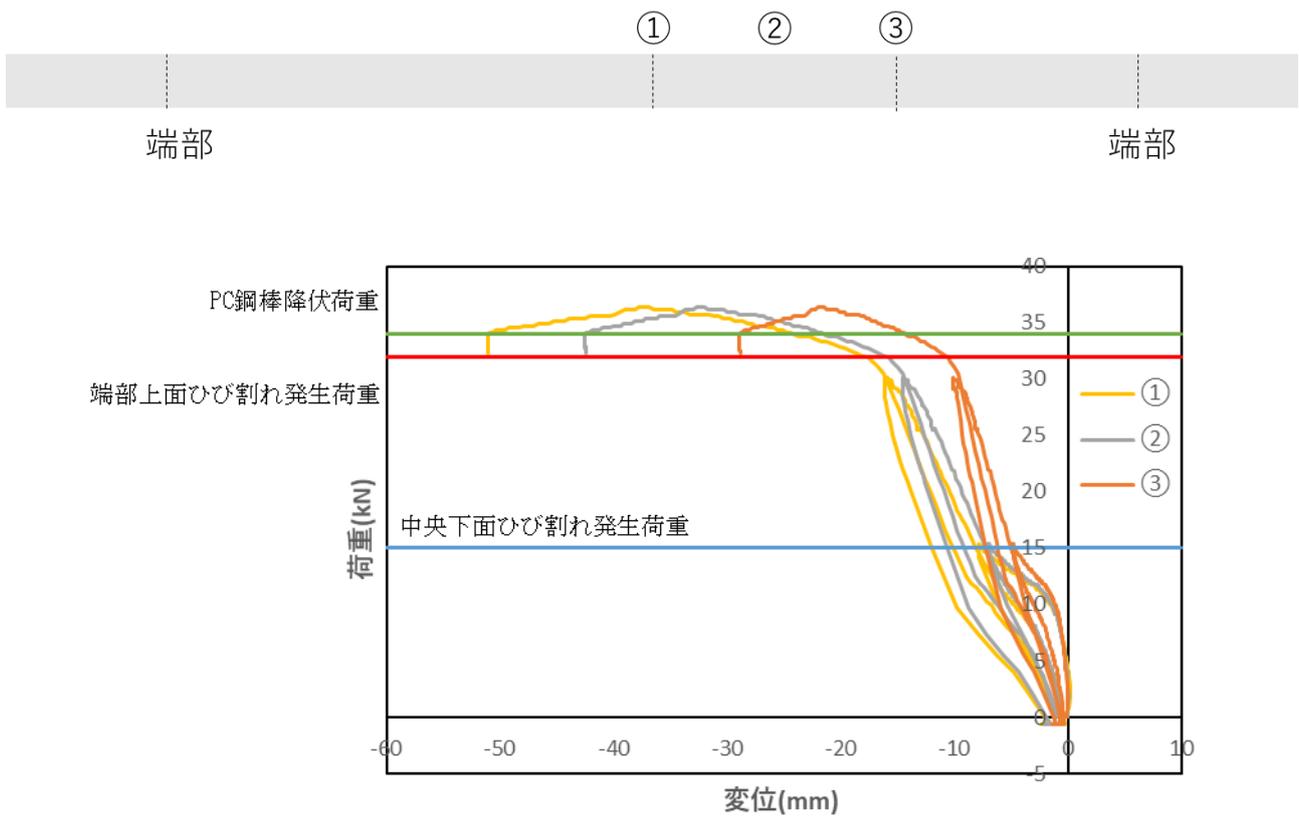


図 3-28 供試体 1800-100 荷重-変位関係

3.10 載荷実験条件のモデル化による計算値との比較

載荷実験の条件をモデル化し、試験で得たコンクリートの力学特性を用いて、

ひび割れ発生荷重および曲げ終局荷重を計算した。曲げ終局荷重は、スパン中央断面上縁圧壊時の荷重を示す。計算結果と実験値を表 3-11 に示す。

表 3-11 ひび割れ発生荷重および曲げ終局荷重計算値 (kN)

		1800-0	1800-50	1800-100	900-0	900-50	900-100
中央下面 ひび割れ	計算値	9.2	10.6	12.1	19.6	22.3	25.1
	実験値	12	13	15	12	33	39
端部上面 ひび割れ	計算値	10.7	12.4	14.1	26.1	29.7	33.4
	実験値	12	28	32	40	40	50
曲げ終局 荷重	計算値	22.0	22.0	22.0	41.5	41.5	41.5
	実験値	31.3	36.6	36.4	77.4	88.1	104.6

実験から、ひび割れ発生荷重の順序とプレストレスによるひび割れ発生荷重の増大の傾向を得た。計算においても、同じ傾向を得た。荷重発生の順序は、中央下面ひび割れ発生荷重、端部上面ひび割れ発生荷重、曲げ終局荷重の順に大きくなった。プレストレスによるひび割れ発生荷重も増大の傾向であった。このモデルによって載荷実験の境界条件および曲げモーメントの分布がある程度再現できている。

しかし、計算値は実験値より小さくなった。安全側に算出されているが、計算からひび割れ発生荷重を予測するには乖離が大きい。端部上面ひび割れ発生荷重の理論値と実験値の差異の原因には、次の 2 つが推察される。1 つ目としては、ひび割れの発生により、PC 鋼棒が RC の引張鉄筋と同じ、引張力を負担する。これは、中央下面からのひび割れの伸展により、中立軸が PC 鋼棒の高さ位置よりも上面側への移動に起因するためと考える。2 つ目として、スパン中央下面のひび割れによる断面性能の変化を考慮できていない。ひび割れ発生によってスパン中央の断面係数が減少する。そのため、断面の回転能が増大し、これによって端部モーメントが発生しにくくなる可能性がある。中央下面ひび割れ発生位置が塑性ヒンジ的な挙動は PC 舗装版を採用する際に期待されていた。上記を考慮できれば、計算値が実験値に近づく可能性があるが、計算が複雑となる。したがって、これらの影響は後述する FEM 解析から検討する。

3. 1. 1 3次元 FEM による実験再現解析との比較

PC 舗装挙動確認実験を 3次元の FEM を用いて、再現解析を実施した。実験の結果から得たひび割れ発生の機構の確認、および荷重-変位関係の確認を目的とした。前節では、載荷条件をモデル化した計算を行ったが、ひび割れ発生、曲げ終局荷重の計算結果と実験値が乖離した。理由は、スパン中央断面あるいは中間支点断面での曲げひび割れ発生や PC 鋼棒の降伏により、その断面での回転能力が増加し、モーメントの再分配が生じる可能性が挙げられた。再現解析から、ひび割れ発生の機構の確認、および荷重-変位関係を確認した。

3. 1. 1. 1 3次元 FEM モデルの概要

ひび割れ後の状況も考慮するために、コンクリートの材料特性を非線形としての FEM を実施した。FEM 解析には、DIANA ver.10.5 を使用した。FEM モデルを図 3-29 に示す。コンクリートの材料特性の非線形の考慮には、ひび割れモデルの全ひずみモデルとした。引張挙動は Hordijk の引張軟化曲線、引張強度は実験から得た値とした。圧縮挙動も放物線の引張軟化曲線とし、圧縮強度も実験から得た値とした。詳細を以下に示す。

プレストレスは、モデルの供試体端部の側面から、作用させて圧縮を与えた。付加したプレストレスは、実験と同じ、 1.09N/mm^2 を 100% として、50%、0% の 3 段階とした。

コンクリート弾性係数	$2.34 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (空洞 1800mm)
	$2.93 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (空洞 900mm)
コンクリートポアソン比	0.2
鋼材弾性係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
鋼材ポアソン比	0.4

(全ひずみひび割れモデル)

引張挙動

引張軟化曲線	Hordijk
引張強度	3.3N/mm^2 (空洞 1800mm)

	3.8N/mm ² (空洞 900mm)
Mode-I 引張破壊エネルギー	0.0909N/mm
<u>圧縮挙動</u>	
引張軟化曲線	放物線
圧縮強度	28.4N/mm ² (空洞 1800mm) 26.9N/mm ² (空洞 900mm)
圧縮破壊エネルギー	48.04N/mm
低減モデル	JSCE 2012(図 2.2.5)
横拘束モデル	Selby and Vecchio
<u>せん断挙動</u>	
せん断伝達モデル	A1-Mahaidi
せん断伝達係数の下限値	0.0
(載荷ステップ)	
載荷重	2.45kN 毎
ステップ数	19 ステップ(空洞 1800mm) 39 ステップ(空洞 900mm)
(プレストレス)	
プレストレス量	1.09 N/mm ² (プレストレス 100%) 0.55 N/mm ² (プレストレス 50%)

なお、解析ケースは実験と同じ 6 ケースを行った。

(モデル寸法と境界条件)

PC 舗装版	2400×400×100
架台 H 鋼	150×150×400
実験架台 H 鋼	2400×250×125
<u>境界条件</u>	
PC 舗装版と架台 H 鋼の間	剛結
実験架台底面	固定
PC 舗装版, 実験架台等の側面	拘束なし

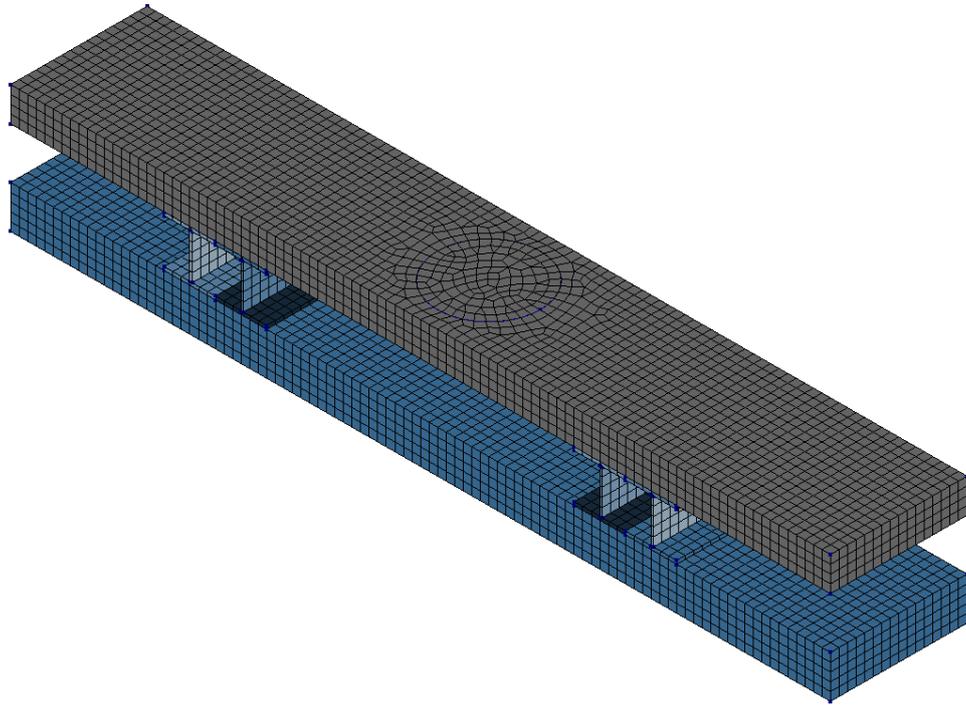


図 3-29 実験再現解析の 3 次元 FEM モデル図

3. 1 1. 2 FEM 結果

空洞 1800mm, 900mm の場合ともに, 載荷荷重により PC 舗装にひび割れの発生が確認された. ひび割れはいずれのケースにおいても, 最初に中央下面にひび割れが発生し, その後端部上面にひび割れが発生した. この傾向は, 実験から得た結果と同じである. 例として供試体 1800-100 のケースのひび割れ発生図を図 3-30 および図 3-31 に示す. それぞれ, 中央下面および端部上面に初めてひび割れが発生した載荷ステップに相当する. 図中の線は, ひび割れ法線方向を示している. ひび割れ発生ひずみの数値によって, コンター表示がなされている. ひび割れの発生は, 最大主応力が引張強度に達した場合に判定される.

PCP exp1
 Load-step 8, Load-factor 1.7500
 Crack Strains Eknn
 min: 4.00e-07 max: 6.49e-05

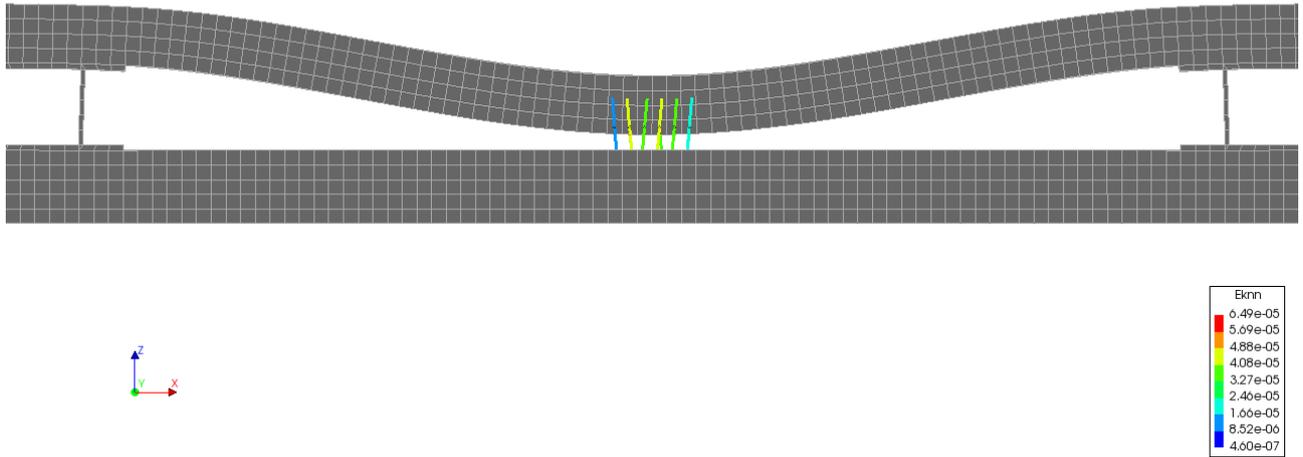


図 3-30 FEM 解析による 1800-100 のひび割れ発生図 (荷重 17.15kN)

PCP exp1
 Load-step 10, Load-factor 2.2500
 Crack Strains Eknn
 min: 1.15e-07 max: 1.58e-03

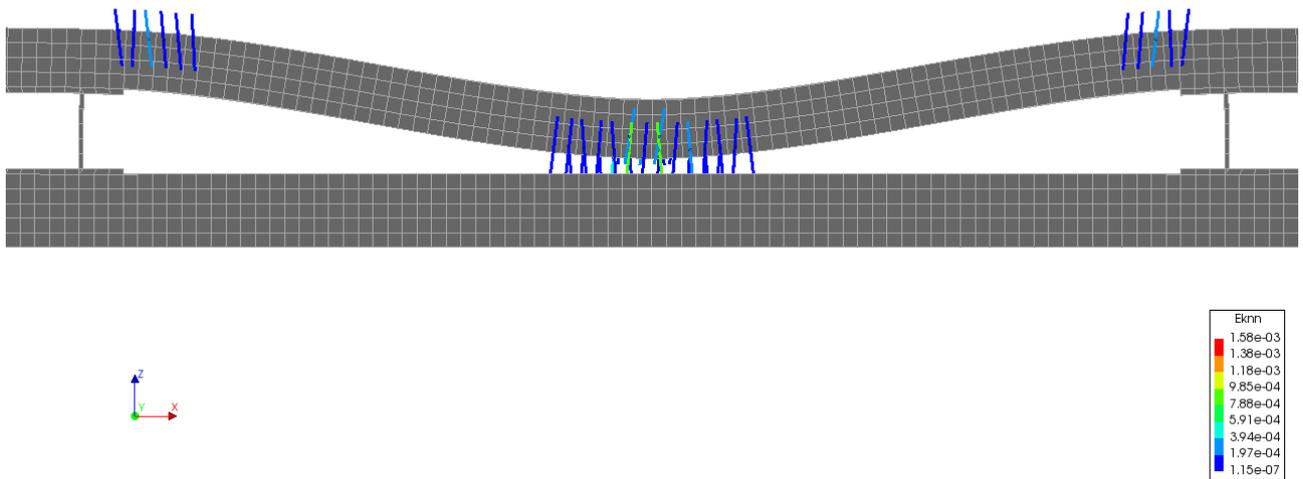
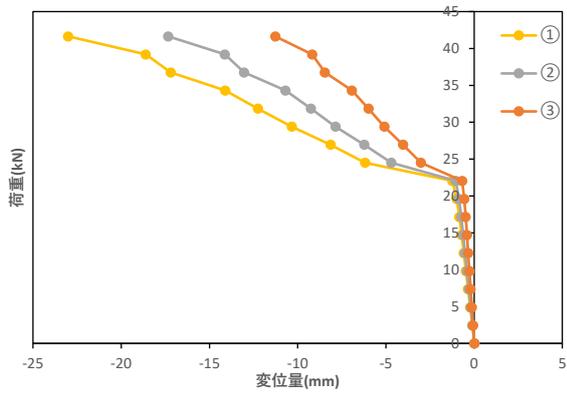


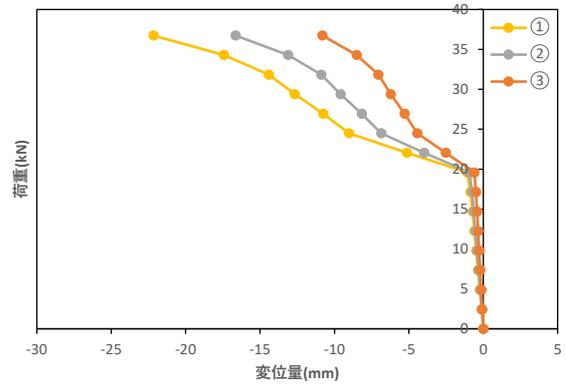
図 3-31 FEM 解析による 1800-100 のひび割れ発生図 (荷重 22.05kN)

荷重と変位の傾向は、実験から得られた傾向と一致した。解析の結果から得た各ケースでの荷重-変位関係を図 3-32 に示す。なお計算が収束せず、大きな変位

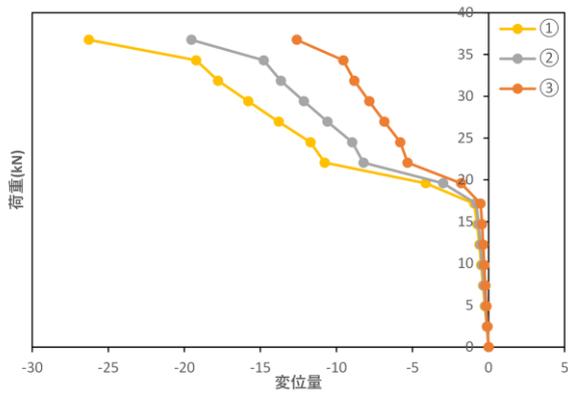
量を示したステップ以降は省略している。



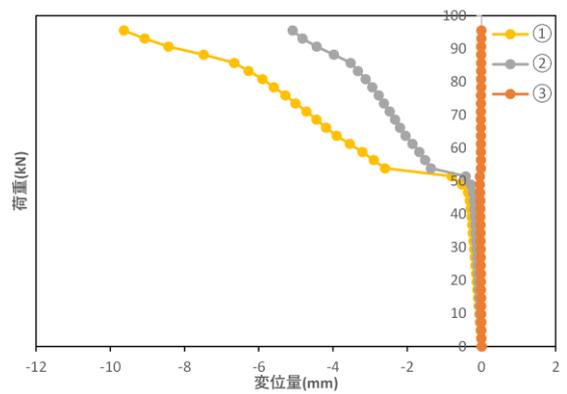
1800-0



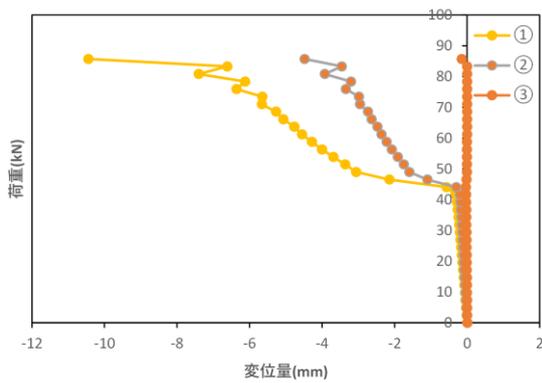
1800-50



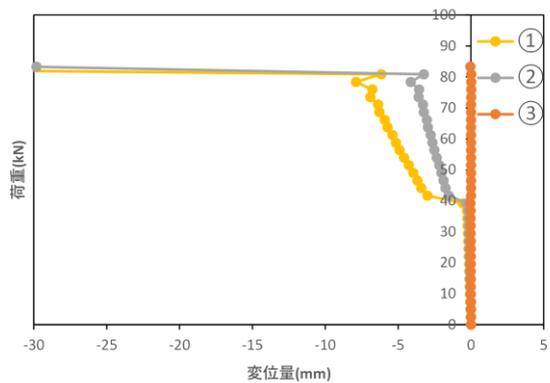
1800-100



900-0



900-50



900-100

① ② ③



1800mm端部

900mm端部

900mm端部

1800mm端部

図 3-32 FEM 解析による荷重-変位図

供試体 1800-100 の荷重-変位関係の FEM 結果を 図 3-33 に示し、同ケースの供試体の実験値を 図 3-34 に示す。プレストレスが大きい方が変形の増加し始める荷重が大きく、空洞が小さい方が変形の増加し始める荷重が大きくなった。また、荷重が曲げ終局荷重に近づくにつれて変位が急激に増大する。空洞幅が小さい場合、それよりも手前から徐々に変位が増加する区間の確認ができる。これらの傾向は実験から得た傾向と一致した。これは空洞端部上面のひび割れの発生によって回転が容易になったと推察される。また、ひび割れ図から確認されるひび割れ発生時の載荷重を表 3-12 に示す。この結果は実験から得た載荷重値と同程度となった。これらから FEM により、実験でも確認されたひび割れ発生の機構と荷重と変位関係は概ね再現された。さらに、その結果も同じ傾向が確認できた。

これらより、FEM 解析から、路盤の影響やひび割れ発生による断面性能の変化を考慮したより正確な曲げ挙動の把握ができた。

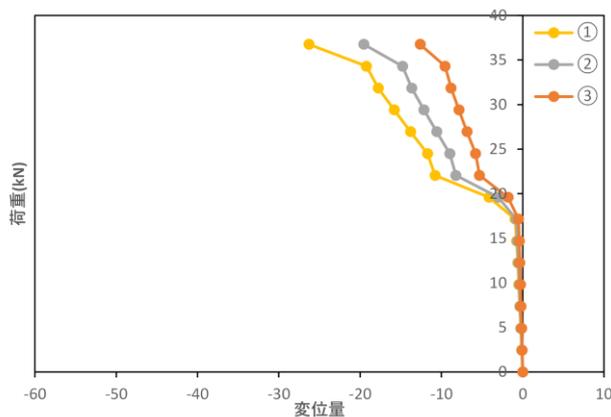


図 3-33 供試体 1800-100
荷重-変位関係 (FEM 解析値)

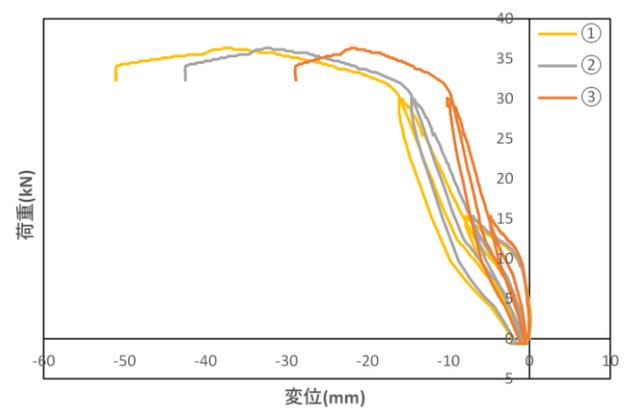


図 3-34 供試体 1800-100
荷重-変位関係 (実験値)

表 3-12 各ケースでの FEM と実験によるひび割れ発生時の載荷重 (kN)

ひび割れ位置		1800-0	1800-50	1800-100	900-0	900-50	900-100
中央	FEM	12.3	14.7	17.2	26.7	31.9	36.8
	実験	12	13	15	12	33	39
端部	FEM	14.7	17.2	19.6	39.2	44.1	49.0
	実験	12	28	32	40	40	50

3. 1 2 舗装構造の 3 次元非線形 FEM

前節までの実験においては、実験を単純化するために、空洞端部の支持条件は、H 鋼を使用し、剛性を持った形とした。しかし、実際には路盤であり、弾性バネの挙動が想定される。そこで、本節においては、路盤を含んだ舗装構造を対象に 3 次元非線形 FEM による解析を行い、支持条件の違いによる影響を検討した。

3. 1 2. 1 解析モデル

解析モデルを PC 舗装、砂層、上層路盤、下層路盤を含む範囲とした(図 3-35)。舗装版の幅員は 3.25m とした。1 枚の PC 舗装版は、100~130m である。延長は、解析に影響を与えないと考える範囲を控除し、荷重載荷位置から左右に幅員の 3 倍として、19.5m とした。舗装版の幅員は 3.25m とした。PC 舗装版のみ材料の非線形性を考慮した。コンクリートのひび割れモデルには回転ひび割れモデルを適用し、引張側の応力-ひずみ曲線は 2017 年制定コンクリート標準示方書に記載の 1/4 モデル⁴⁾を用いた。圧縮側は、圧縮強度まで線形とした。

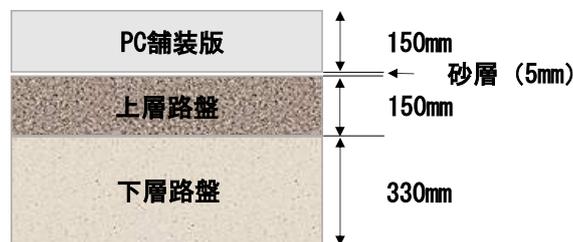


図 3-35 FEM 解析断面

各層の材料条件は表 3-13 に示す。設計基準強度および引張強度は、工事記録にある目標値から、ヤング率、ポアソン比は舗装設計便覧の値を参考とした。また、境界条件は、舗装-砂層間には圧縮に抵抗し、引張およびせん断に自由のインターフェイス要素とした。砂層-上層路盤間、上層路盤-下層路盤間には完全剛結とした。下層路盤下面には、圧縮に抵抗し、せん断に自由、引張にはバネ値を持つインターフェイス要素とした。側面は、実構造物では版端部は排水構造物および隣接する PC 舗装版に固定されている。拘束する条件を X 軸は固定、Y 軸は固定、Z 軸は固定無とした。

プレストレスは、縦断方向と横断方向とで PC 舗装版の側面から圧縮力を作用させる形とした。両方向の設計値を基に、0.99MPa、1.09MPa とした(図 3-36)。載

荷荷重は，FWD 荷重 98kN を FWD の載荷重面積で除し，等分布荷重に換算し与えた．材料の非線形性を考慮するため，PC 舗装版のみ自重を考慮した．解析から計算されるたわみは，自重およびプレストレスを与えた状態をゼロとして，結果を算出した．

表 3-13 各層の材料定数

項目		単位	PC 舗装版	砂層	上層路盤	下層路盤
設計基準強度	f_c	MPa	34.3	-	-	-
ヤング率	E_c	MPa	3.25E+04	1.00E+02 2	6.00E+02	2.00E+02
ポアソン比	ν_c	-	0.2	0.4	0.35	0.35
引張強度	f_t	MPa	4.40	-	-	-
粗骨材の最大寸法	d_{max}	mm	20	-	-	-
引張破壊エネルギー	G_f	MPa	0.0882	-	-	-

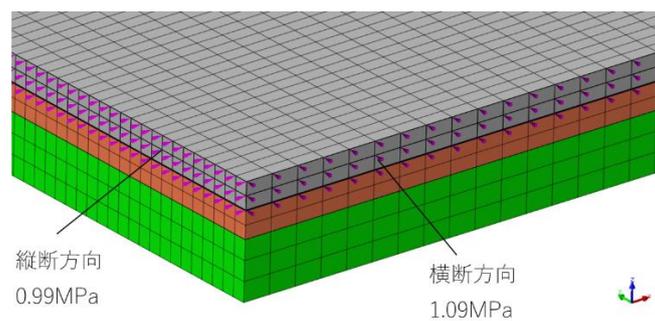


図 3-36 プレストレスの付与方法

3. 1 2. 2 解析モデルの妥当性

解析モデルの妥当性は、FWDによる計測たわみ結果と解析たわみ結果を比較により確認した。空洞なしの条件による解析たわみと FWD により計測された空洞なしの実績たわみを一致させた。ひび割れ発生前の全断面有効および弾性領域での挙動であり、解析モデルで挙動を表せていると考えている。

地盤バネの値を 0.15N/mm^3 とした解析の結果と実績たわみを比較した結果を図 3-37 に示す。実測たわみデータの D0 たわみ量は、 0.355mm であるに対し、解析では、 0.345mm となった。おおむね一致を確認した。バネ値を小さく設定すると D0 たわみは大きくなり、大きく設定すると D0 たわみは、小さくなる傾向であった。

設定したバネ値を平板載荷試験から得た K_{30} と仮定して、式(3.1)による路床の CBR へ換算した。バネ値 0.15N/mm^3 の場合、CBR は、 23.3% であった。路床の CBR としては、妥当な範囲の値であると確認した。

$$CBR = 1.82 \times 100K_{30} - 4.0 \quad (3.1)$$

CBR: %, K_{30} : N/mm^3

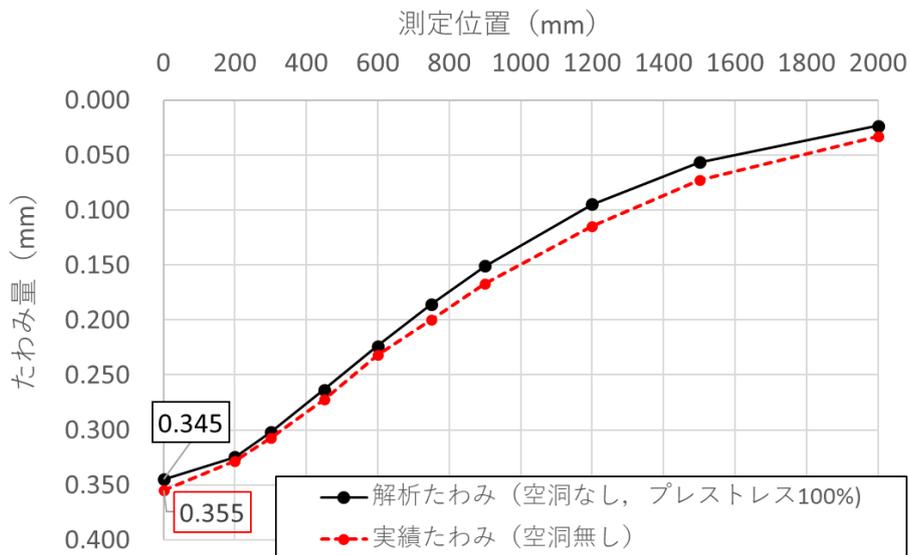


図 3-37 解析と実績たわみの比較

3. 1 2. 3 解析ケース

解析のケースは，次のとおりである．プレストレスは，縦断方向，横断方向ともに 100%，および 0%の状態の 2 ケースとした．現地での空洞の広がり程度の把握はできていない．そのため，空洞の大きさは，1000mm，1500mm，2000mm と危険側と考える大きさを想定した 3 ケースとした．空洞の設定は，図 3-38 に示すとおり，荷重載荷位置を中心とし，縦横を同じ寸法の矩形とした．厚さは，砂層の 5mm の部分を空洞とした．

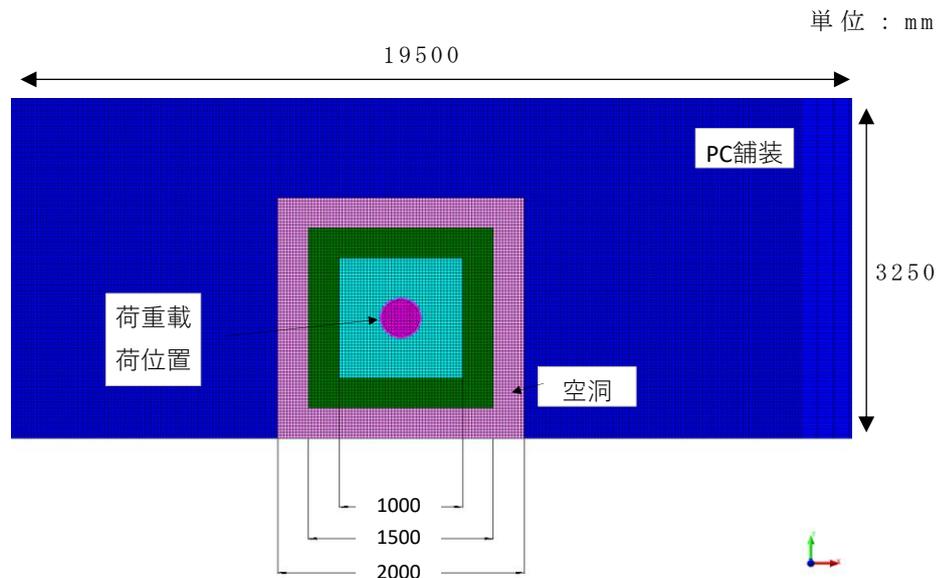


図 3-38 空洞の位置と設定

3. 1 2. 4 FWD 荷重による解析結果

空洞サイズが大きくなると，たわみは大きくなる．また，プレストレスが無くなると，たわみは大きくなったが，その程度は，わずかであった．解析による PC 舗装版上面のたわみを図 3-39 に示す．なお，プレストレス 100%の状態において，空洞なしでは，D0 たわみは 0.345mm であるに対し，空洞 1000mm では，0.392mm，空洞 1500mm では，0.493mm，空洞 2000mm の場合は，0.782mm となった．空洞サイズが大きくなるにつれて，たわみは，増加した．一方，プレストレスの影響は，プレストレス 0%で，空洞 1000mm の場合 0.401mm，空洞 1500mm の場合 0.503mm，空洞 2000mm の場合 0.794mm であった．プレストレスの有無による差は，各々 0.009mm，0.010mm，0.012mm であった．プレストレスの減少により，たわみは，大きくなっているが，その程度は，小さい．

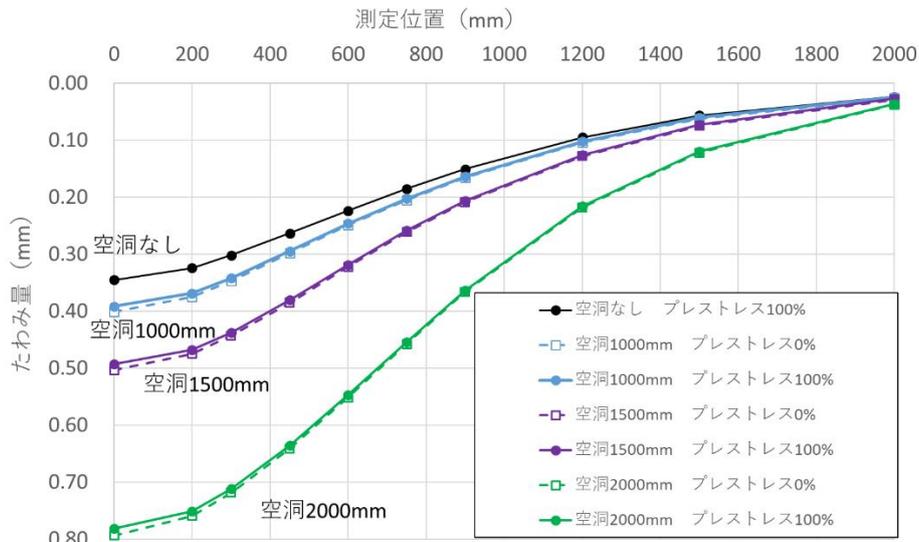


図 3-39 解析たわみ（空洞，プレストレス変化）

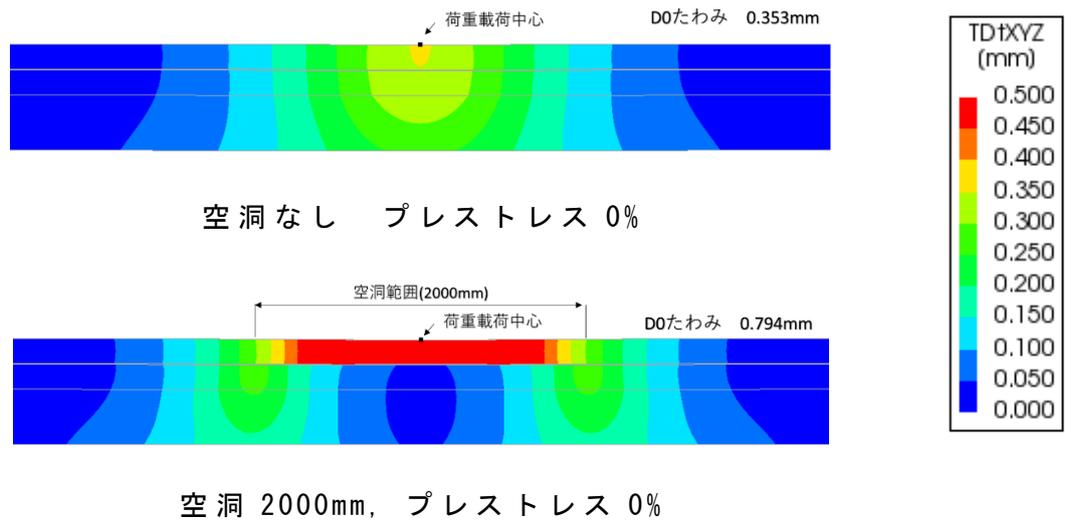


図 3-40 たわみ分布 FEM モデル横断面図

変形の状況は，空洞がある場合には，空洞直上の PC 舗装版のみが変形している．空洞なし，プレストレス 0%の場合と空洞 2000mm，プレストレス 0%場合を抽出して，FEM モデルのたわみ分布の横断面を図 3-40 に示す．2つのケースで発生する D0 たわみは，空洞なしの場合で 0.353mm，空洞 2000mm で，0.794mm であった．空洞の有無に伴い変形量が異なっているが，変形の分散の状況も異なる．空洞なしの場合では，PC 舗装版，上層路盤，下層路盤にまで変形が分散している．しかし，空洞 2000mm の場合では，空洞直上の PC 舗装版のみに変形が

生じている。上層路盤，下層路盤には，変形はほとんど生じていない。一方，空洞よりも外側部分には，上層路盤，下層路盤にも変形が生じている。同じ傾向は他のケースにおいても確認された。

さらに，最大主応力は，プレストレス 100%のほうが小さく，空洞が大きい方が大きくなった。解析により得た各ケースの最大主応力を表 3-14 に示す。これより，プレストレスが 100%の場合では，発生する最大主応力がプレストレス 0%の場合よりも小さい。また，最大主応力は，空洞 1500mm までの場合では，プレストレス 0%，コンクリートの設計曲げ強度 4.4MPa を超える引張応力は発生していない。しかし，空洞 2000mm，プレストレス 0%の場合では，舗装版下面に設計曲げ強度以上の引張応力が発生する。発生する最大主応力の差をみると空洞 2000mm の場合は，他との傾向は異なる。これは，材料の非線形性を考慮した解析を行ったために，設定した引張強度以上の応力が発生し，引張による破壊が生じたと推察される。

表 3-14 3次元非線形 FEM による最大主応力 (MPa)

プレストレス		100%	0%	差
空洞	なし	1.75	3.02	1.27
	1000mm	2.19	3.51	1.32
	1500mm	2.60	3.84	1.24
	2000mm	3.51	4.40	0.89

応力の発生分布状況は，引張応力は，主に PC 舗装下面に生じている。空洞 2000mm，プレストレス 0%の場合には，舗装上面に引張応力の発生が確認された。空洞なし，および空洞 2000mm の場合の舗装上面，下面の最大主応力コンターを図 3-41 に示す。引張応力は，主に PC 舗装下面に生じている。空洞サイズが大きくなるに伴い，PC 舗装下面に発生する引張応力は大きくなり，引張応力の発生する範囲も大きくなる。さらに，空洞 2000mm，プレストレス 0%の場合には，舗装上面に引張応力の発生が確認された。その他のケースでは，確認されなかった。

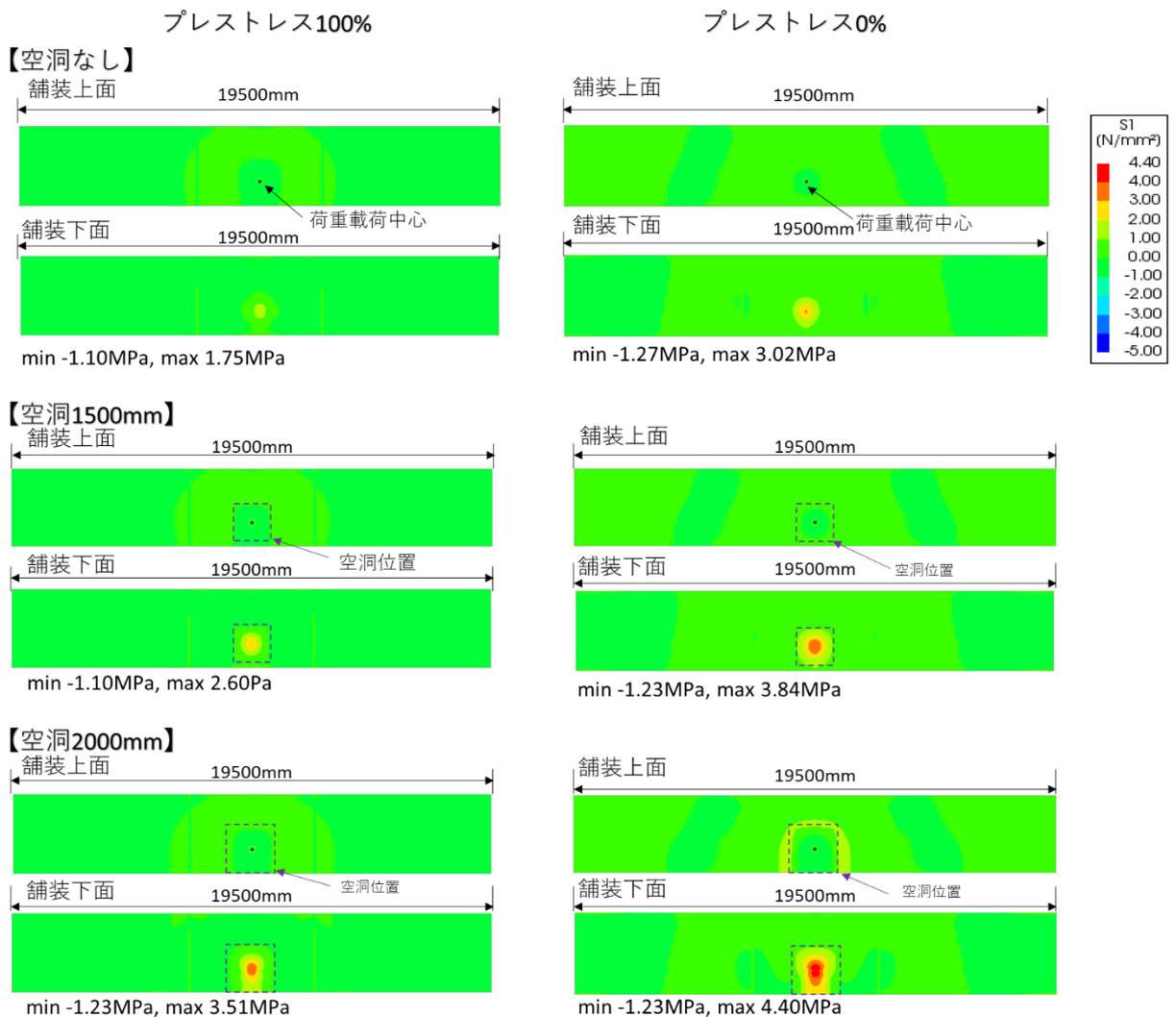


図 3-41 最大主応力コンター図

3. 1 2. 5 荷重漸増による解析結果

PC 舗装のひび割れ進展および破壊形態に不明な点が多かったため、荷重漸増解析を実施した。プレストレス 0%、空洞 2000mm のケースを除き、FWD の荷重(98kN)ではひび割れの発生が確認されなかった。そこで、荷重を荷重倍率 0.2(19.6kN)ずつ増加させて載荷した。ひび割れが発生し、上縁圧縮破壊するまで、もしくは、荷重が最大荷重倍率 3.0 倍(294kN)となるまでの荷重漸増とした。荷重上限値の設定は、実際の軸重計の数値から十分に余裕を持つ値とした。なお、PC 床版では、ひび割れ発生やひび割れ発生後の過度な引張応力が作用しなければ、弾性状態で、疲労での損傷は、起こりにくいと考えられている。そのため、本節では疲労は考

慮していない。荷重漸増解析の結果を表 3-15 に示す。

プレストレス 100%，空洞なしモデルでは，荷重倍率 2 倍(196.0kN)で曲げひび割れの発生が確認された。空洞 1000mm の場合では，荷重倍率 1.8 倍(176.4kN)，空洞 1500mm の場合では，荷重倍率 1.6 倍(156.8kN)，空洞 2000mm の場合では，荷重倍率 1.2 倍(117.6kN)で曲げひび割れの発生が確認された。プレストレス 0%，空洞 1000mm，1500mm，2000mm の場合，荷重倍率は，1.6 倍(156.8kN)，1.2 倍(117.6kN)，1 倍(98.0kN)であった。空洞の範囲が広がるほどにひび割れが発生する荷重も小さくなる傾向が示された。プレストレスが 0%の状態では，100%の状態と比べて，ひび割れが発生する荷重は，小さくなった。

表 3-15 漸増解析によるひび割れ発生及び上縁圧縮破壊時荷重

		ひび割れ発生荷重 (kN)		上縁圧縮破壊荷重 (kN)	
プレストレス		100%	0%	100%	0%
空洞	なし	196.0	-	*	-
	1000mm	176.4	156.8	*	294.0
	1500mm	156.8	117.6	*	235.2
	2000mm	117.6	98.0	254.8	196.0

"*"は，漸増解析で設定した最大荷重 294.0kN では，破壊を示さなかった。

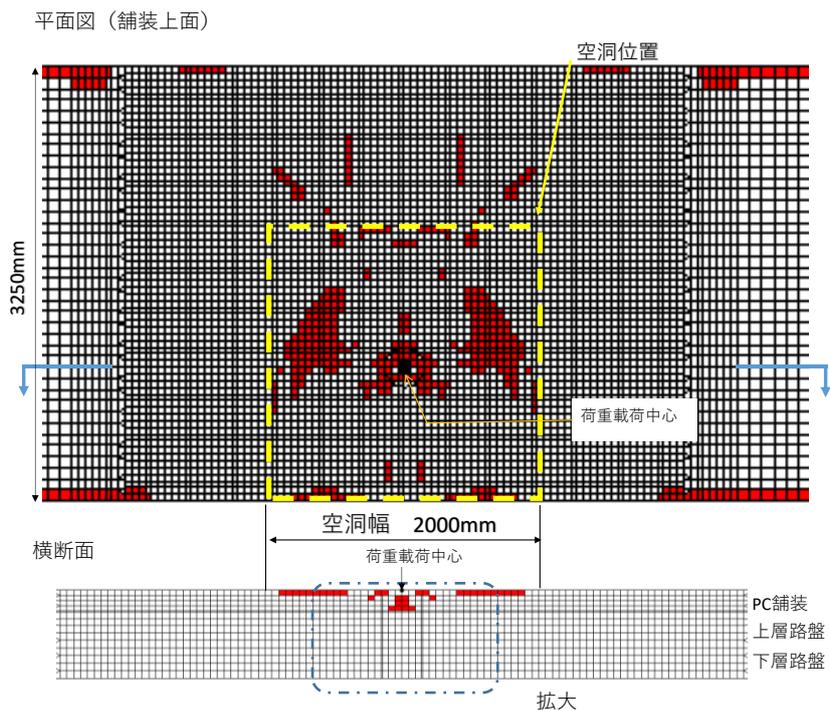
"-"は，未設定。

次に，上縁での圧縮破壊は，プレストレス 100%では，空洞 2000mm の場合に，荷重倍率 2.6 倍(254.8kN)であった。プレストレス 0%では，空洞 1000mm，1500mm，2000mm の場合に，上縁圧縮破壊が確認された。荷重倍率は，3 倍(294.0kN)，2.4 倍(235.2kN)，2 倍(196.0kN)であった。空洞が大きい場合やプレストレスが少ない場合において，圧縮破壊が確認された。

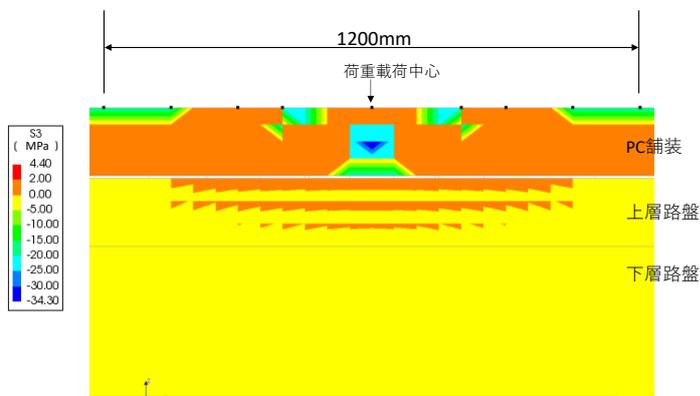
圧縮破壊の状況は，空洞 2000mm，プレストレス 0%の場合に PC 舗装に生じた塑性ひずみ箇所の平面図と横断図を図 3-42 に示す。図 3-42 では，荷重倍率 2 倍(196.0kN)を載荷した際の状況を示している。赤着色部が塑性ひずみの発生してい

る状況を示している。FWD 荷重の荷重点直下の PC 舗装下面、および荷重点の縁部の PC 舗装上面において塑性ひずみが発生している。

併せて、圧縮の応力の状況を確認するために、最小主応力のコンター図を示している。これとも見比べると圧縮強度に相当する圧縮応力が発生しており、圧縮破壊が生じたと推定される。



塑性ひずみ図



最小主応力コンター図 (拡大)

図 3-42 圧縮破壊の状況 (空洞 2000mm, プレストレス 0%)

3. 1 2. 6 考察

FWD 荷重の载荷による解析の結果から、空洞の発生、およびプレストレスの減少は、たわみの増加を示した。さらに、たわみ増加への影響度合いは、プレストレスの有無の違いよりも、空洞の発生の方が大きい。理由は、次の3つが考えられる。1点目は、導入されているプレストレス量が比較的小さい。2点目は、ひび割れ発生前の全断面有効の領域である。3点目は、PC鋼材が偏心配置でなく軸配置である。また、設計当初は、舗装と路盤が一体となって荷重に抵抗するとされている Westergarrd 公式の考え方⁵⁾であった。しかし、PC舗装版と路盤との間に空洞が発生により、路盤との接触がなくなる。そのため、PC舗装版の剛性のみで荷重に抵抗する梁形式の機構に変化も要因と推察される。

最大主応力へも空洞、およびプレストレス減の両要因ともに影響を与えた。付加されたプレストレスにより、発生する最大主応力の低減は確認された。しかし、空洞 2000mm で、プレストレス 0% 場合、空洞の端部において、舗装上面への引張応力の発生も確認された。これは、舗装表面に負曲げの引張によりひび割れの発生を示唆すると考えられる。現地の PC 舗装上面に表れている縦断方向のひび割れは、PC 鋼材の直上に発生している場合がある。これは、PC 鋼材の配置に伴い、引張に抵抗するコンクリートの断面積の減少と相まって、影響していると推察される。

荷重漸増による解析は、実際に PC 舗装で確認されたひび割れ、すなわち引張応力が生じている現象を確認した。解析からの応力やたわみの分布の結果から、ある程度の妥当性を持つと考えている。しかし、ひび割れ発生以降、破壊までの非線形解析域では、実際の PC 舗装の挙動を得ていない。詳細な再現性の検討は難しい。荷重倍率を大きくした荷重漸増解析を実施した。プレストレス 100% の場合においても、大きな空洞を有している場合は、上縁圧縮による破壊をする可能性を示した。さらに、最初に舗装下面において、ひび割れが発生し、最終的に、载荷点付近で圧縮による破壊の可能性が示された。これは、前節までに実施された実験の結果のひび割れ発生機構の傾向と類似する。耐荷メカニズムとして妥当性が高いと考えられる。

これらから、PC 舗装の損傷と破壊に至るシナリオは、次のとおりと推察される。PC 舗装版下に空洞が生じ、荷重抵抗する耐荷機構が変化し、PC 舗装版下面にひび割れが発生する。その後、空洞の拡大に伴い、PC 舗装版上面にもひび割れが発

生する。上面のひび割れから水が浸入する影響で、PC 鋼材が腐食する。最終的には、プレストレスが失われ、破壊に至る。

3. 1 3 結言

本章では、PC 舗装版のひび割れの要因と推定された舗装版背面の空洞に焦点を当てた。実際に背面に空洞がある状況で PC 舗装版を模したはりに載荷実験を行った。PC 舗装版のたわみをはじめとする曲げ挙動ならびに破損の形式を確認した。また、両端固定はり部材の計算と 3 次元 FEM から、荷重の計算と供試体挙動を実験との比較をした。さらに、路盤を含む舗装構造を 3 次元 FEM でモデル化し、非線形解析から、路盤の条件での PC 舗装版の挙動の推定を行った。

以下に、本節で得られた主な結果をまとめる。

1. 載荷実験では荷重の増加に伴い、中央部下面にひび割れが発生し、次に固定端部上面のひび割れ、最終的に中央部上面の圧壊が生じ、最大荷重に達した。舗装版のひび割れ発生の原因を背面に空洞がある状態で加わる輪荷重と仮定する場合、舗装版の上面にひび割れが確認されている状態では、下面にもひび割れが存在する可能性が高いと推察される。これは、目視による確認の難しい舗装版背面の状態の推定に役立つ可能性がある。
2. 中央下面および端部上面のひび割れ発生荷重は、プレストレス量の増大に伴って増加する傾向にあった。プレストレスにより、曲げによる引張力を打ち消し、ひび割れの発生の抑制が確認できた。設計当初に PC 舗装版へ求めていた有用性が確認された。同時に、鋼材の腐食破断といった何らかの要因によって有効プレストレス量が低下した場合は、PC 舗装版の曲げ耐荷性能の低下が確認された。また、空洞幅が大きい場合は、荷重の増加による曲げ引張応力の増加量が大きくなった。荷重がわずかに増加するだけで曲げ引張応力がプレストレスによって打ち消すことのできる大きさを超える。プレストレスがひび割れ発生荷重に与える影響が小さくなったと考えられる。
3. ひび割れ発生時のスパン中央変位は、空洞幅の増大に伴って増加する傾向にあった。また、空洞幅が小さい場合、この変位に対するプレストレス量の影響は大きくないことが確認された。したがって、空洞幅が小さい場合、プレストレス量に関わらず、大きな荷重が加わると空洞の深さが小さくても路盤

に接触することなく中央下面と空洞端部上面にひび割れが発生する可能性がある。

4. 空洞幅とひび割れ発生荷重の関係と、空洞幅とひび割れ発生時の変位の関係を用いて、荷重-変位関係から空洞幅を推定できる可能性が示された。比較的小さな荷重に対して、変位が大きく発生する場合、空洞幅が大きい可能性が高い。
5. ひび割れ発生荷重および曲げ終局荷重を計算するために採用した、中間支点を設けた両端固定はりのモデルは、ひび割れが発生する順序が実験と一致した。そのため、載荷実験の境界条件および曲げモーメントの分布がある程度再現できていると考えられた。しかし、計算した割れ発生荷重と実験値との間には乖離があった。曲げ耐荷性能を計算するためには、モデルの改善が必要である。
6. 載荷実験をモデル化した3次元非線形FEM解析により、ひび割れ発生荷重、スパン中央変位増加時のプレストレスおよび空洞幅の影響を確認した。解析結果は、実験値、傾向が同じであった。今回用いたモデルにより、載荷実験を再現できていると推察される。
7. 舗装構造の3次元非線形解析から、PC舗装に荷重を載荷した場合のたわみ量、および発生応力には、空洞とプレストレス減少の両方の影響を把握した。たわみには、空洞の大きさの影響が大きい。空洞が大きくなるに伴い、荷重抵抗の機構が梁形式へ移行する。載荷重直下において、曲げによるひび割れが生じ、さらに荷重増加により、空洞端部に負曲げが生じる。舗装表面にひび割れが発生する可能性が示された。

参考文献

- 1) アスファルト舗装の損傷事例，（公社）日本道路協会
<https://www.road.or.jp/event/pdf/201708213.pdf>，2023年11月17日閲覧
- 2) 神戸市道路公社：第2新神戸トンネル工事誌，pp.134~139，1992.12
- 3) 日本材料学会：建築材料実験，pp.88~100，2011.3
- 4) 2017年制定コンクリート標準示方書設計編，pp.38-42.土木学会，2017.
- 5) 岩間滋，コンクリート舗装の歴史，土木学会論文集 No.451, V-17, pp. 7-11, 1992.
- 6) 岡本信也，山本貴士，丸本涼平，背面に空洞を有するPC舗装のひび割れ発生

メカニズムの推定,コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 22 巻, pp.529-534, (社) 日本材料学会, 2022

7) 岡本信也, 齋藤佑太, 山本貴士, 前川敬彦, プレストレストコンクリート舗装のたわみに関する解析的検証, 土木学会論文集 E1(舗装工学) 78 第 2 号, pp. I_84-I_91, 土木学会, 2023

第4章 衝撃加振試験によるRC版の挙動の確認

4.1 緒言

PC舗装の維持管理計画のためには、空洞とひび割れの状況を把握する必要がある。前章のひび割れ発生メカニズムの研究の成果を受けると次のとおりになる。PC舗装版の背面に空洞が発生した後、輪荷重による正曲げによる舗装版底面にひび割れが生じる。更なる輪荷重の作用により、空洞端部の負曲げによる舗装版上面からのひび割れが生じる。課題には、損傷の要因毎に適切な補修補法が選定される必要があるため、PC舗装のひび割れや空洞の発生状況の確認が挙げられる。

現場での適用可能で、かつ対象構造物が舗装であることを踏まえた非破壊検査手法が必要とされる。一般に、コンクリート構造物のひび割れを調査する非破壊検査手法は、コンクリート表面に設置した発振子や衝撃入力装置によって内部に弾性波を発生させ、これをコンクリート表面の受信子で測定し、内部の欠陥の位置や寸法を測定する方法の弾性波法がある¹⁾。利用周波数帯範囲や、弾性波の与え方により分類され、超音波や衝撃弾性波、打音による方法が使われている。対象の構造物が舗装版であり、背面からの直接目視やセンサの設置が困難であり、上面のみからの計測アプローチが条件となる。

RC部材の損傷評価には、固有振動数の低下に着目した研究がなされている。コンクリートの弾性係数が変化すると固有周期が変化することから、損傷を受けたRC部材の固有振動数は、損傷のない場合に比べて低下することを利用した研究^{3),4)}の事例ある。本検討では、先行事例にならって、健全状態に比べてひび割れが入った状態の固有振動数の変化の状況を確認した。表-2に示すケースを固有振動数測定した。支持条件が、はり形状に近い、空洞サイズが大きくなる場合においては、固有振動数の低下の減少は、明確に確認された。空洞がない場合や、サイズが小さい場合においては、固有振動数の低下は確認されたが、違いは、明確でない場合があった。原因としては、支持条件の設定や衝撃時の加振の与え方によると考えた。

そこで、衝撃荷重が一定となりやすい非破壊計測手法として、舗装の構造を非破壊で計測する Falling Weight Deflector Meter(以下、FWDと呼ぶ)に着目した。FWDは、重錘を落下させ、衝撃により発生するたわみを計測する。落下高さを一

定とすれば、衝撃力は一定となる。一方、固有振動数の計測は、上面から小槌で衝撃を加えて行う。加振するための衝撃荷重を一定させることは難しく、同一の計測条件を保つのが容易ではないと判断した。FWD 計測されたたわみを使い、逆解析手法による舗装各層の弾性係数を把握することにも行われている⁵⁾。これには、弾性体である事を仮定しての評価となっている。そのため、ひび割れがある場合には注意が必要ともされている⁶⁾。さらに、FWD 計測のデータを使い、空洞を計測手法も検討されている⁷⁾。この手法は、コンクリート状態を把握するのは、難しい。重錘落下試験は、他の事例として、ロックシェッドが落石防護構造に対しても用いられ、耐荷力の検討にも使われている⁸⁾。

そのため、FWD を使って衝撃を加振し、計測される挙動応答からコンクリート版の損傷の有無が把握の可能性を研究した。試験方法は、あらかじめ損傷を与えたコンクリート供試体に対し、模擬する空洞のサイズを変えながら、衝撃加振した。加振は、打撃および小型 FWD を使用した。

打撃による固有振動数、小型 FWD から計測される荷重とたわみ、設置した加速度センサからの加速度を計測した。計測値からたわみ特性、荷重とたわみからのエネルギー散逸、加速度応答からの発生時間の状況を確認した。コンクリートの損傷の状況の把握に有用性のある指標の検討を行った。

4.2 固有振動数計測

4.2.1 実験計画

(1) 供試体の概要

コンクリートの損傷、および空洞の大きさの違いにより、固有振動数の変化の状況を確認した。実験供試体は、長さ 1600mm、幅 200mm、高さ 100mm の RC 供試体を用いた。コンクリートの配合は、表 4-1 に示すとおりとし、早強コンクリートを使用した。D10 の鉄筋を 2 本、両側から 50mm、間隔が 100mm として配置した。高さは、供試体の中立軸となる上から 100mm として、配置した。

計測に用いた供試体には、比較のために、あらかじめ損傷を加えたものを使用した。ひび割れのない健全な供試体を以下、健全と呼ぶ。10kN を載荷し、曲げひび割れを生じさせた供試体を以下、ひび割れ小と呼ぶ。25kN を載荷し、曲げひび割れをさらに進展させ、上下面まで貫通させた供試体を以下、ひび割れ大と呼ぶ。あらかじめの載荷方法は、第 3 章で用いた実験と同じ手法とした。正曲

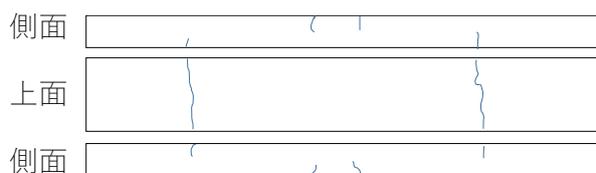
げによる底面からのひび割れ，負曲げによる上面からのひび割れが発生させた．供試体のひび割れの状況を図 4-1 に示す．ひび割れを発生させるための载荷重方法は，図 4-2 に示す．

空洞サイズによる変化を確認するために，供試体下面に所定の空洞幅を設けた．第 2 章の点検調査で確認された空洞の厚みは 5mm 程度である．舗装版の変形量に比べても十分に大きいため，空洞の厚みは供試体変形時に接触しなければよいと考えた．空洞の幅のみを比較のための条件とし，空洞なし，200mm，400mm，600mm，800mm とした．

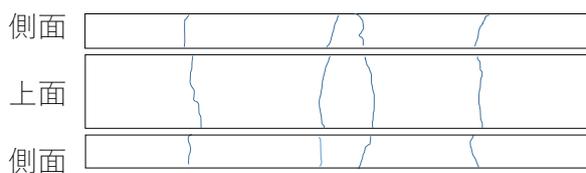
表 4-1 配合表

G _{max} (mm)	空気 量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
				W (kg)	C (kg)	S (kg)	G (kg)	A (ml)
15	7	44.8	44.8	174	424	732	931	1061

ひび割れ小
(固有振動数計測)



ひび割れ大
(固有振動数計測，
小型 FWD 衝撃加振)



溝切り
(小型 FWD 衝撃加振)

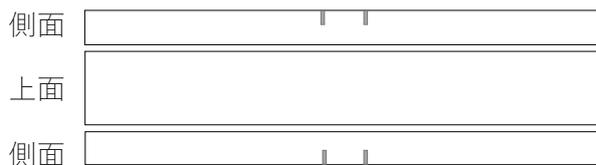


図 4-1 供試体のひび割れ図

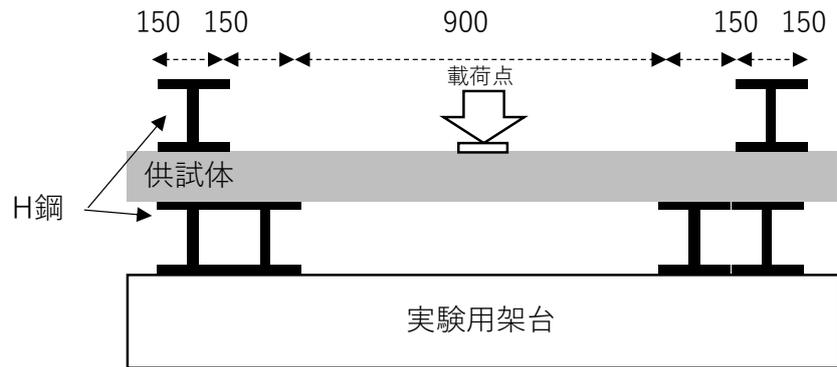


図 4-2 ひび割れ载荷の支持条件

(2)実験の概要

計測は、供試体中央部を小槌による打撃を行い、供試体に振動を与え、加速度センサにより、その挙動を計測した。加振は、人力によったが、なるべく同じ強度に調整した。支持条件は、支間長 1400mm で丸鋼の上に載せた単純支持、路盤を模擬するスタイロフォームの上に載せた弾性支持とした。空洞は、スタイロフォームを中央から分割し、スライドさせて所定の空間を作り、その上に供試体を載せて作製した。これにより、空洞を有する支持とした。単純支持の状況を図 4-3 に示す。端部の固定は自由とし、何も拘束を与えない条件とした。弾性支持の状況を図 4-3 に示す。鋼製架台の上に、厚さ 30mm のスタイロフォームを 3 枚重ね、その上に RC 供試体を載せた。スタイロフォームの仕様は、厚さ 30mm、JIS A 9521 1 種 b C を 3 段重ねとしている。この場合の端部の固定は、第 3 章で行った固定と同じとした。上から 150mm 幅の鋼板と下に設置した鋼製架台を PC 鋼棒で接続し、端部を固定した。空洞は、下から 3 枚目のスタイロフォームを中央から分割し、左右に 100 mm、200mm、300mm、400mm と順に移動させた。下から 3 枚目スタイロフォームの間に間隔を設け、空洞 200mm、400mm、600mm、800mm とした (図 4-4)。端部の固定の条件は、弾性支持の場合と同じとした。

計測に使用した加速度センサは、表-2 に示す。供試体の固有振動数を 100Hz 以下と想定し、200Hz 程度まで計測できる仕様を用いた。加速度センサの位置は打撃点にあたる箇所で、供試体の中央部から、100mm 間隔で設置した。配置は、図 4-2 に示す。設置方法は、両面テープにより固定した。加速度センサからのデータ取得は、増幅器を通して、パソコンに接続し、データを収集した。計測された加速度のデータは、高速フーリエ変換により周波数分析を行い、固有振動数を特定した。

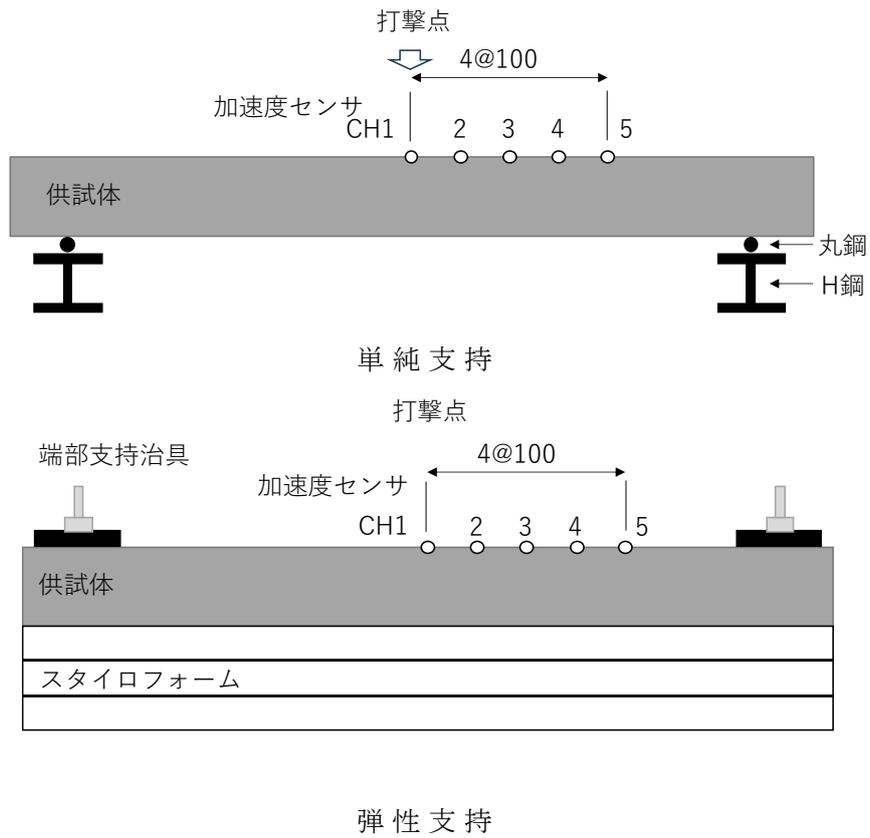


図 4-3 供試体の支持とセンサ配置

表 4-2 加速度計の仕様

固有振動数測定実験	圧電式加速度ピックアップ (PV-91CH)
小型 FWD 衝撃加振実験	圧電式加速度ピックアップ (PV-90H)

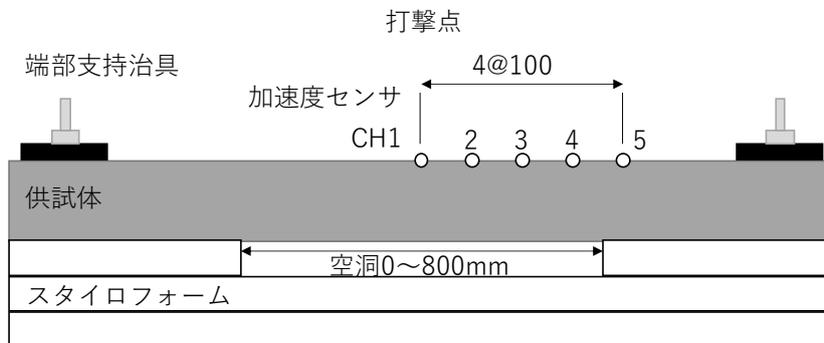


図 4-4 空洞の設置方法

(3)固有値解析

計測値の妥当性を確認するために、単純支持の条件で、FEMを用いた固有値解析結果と計測値の比較も行った。FEMは、DIANA ver.10.5を使用した。供試体(幅200mm、高さ100mm、長さ1600mm)を3次元でモデル化した(図4-5)。支点間隔を1400mmとし、片側の支点は、x、y、z方向固定、反対側の支点は、z方向固定の条件とした。質量 2.45g/cm^3 、ヤング率 $10,000\sim 50,000\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比0.2と設定した。

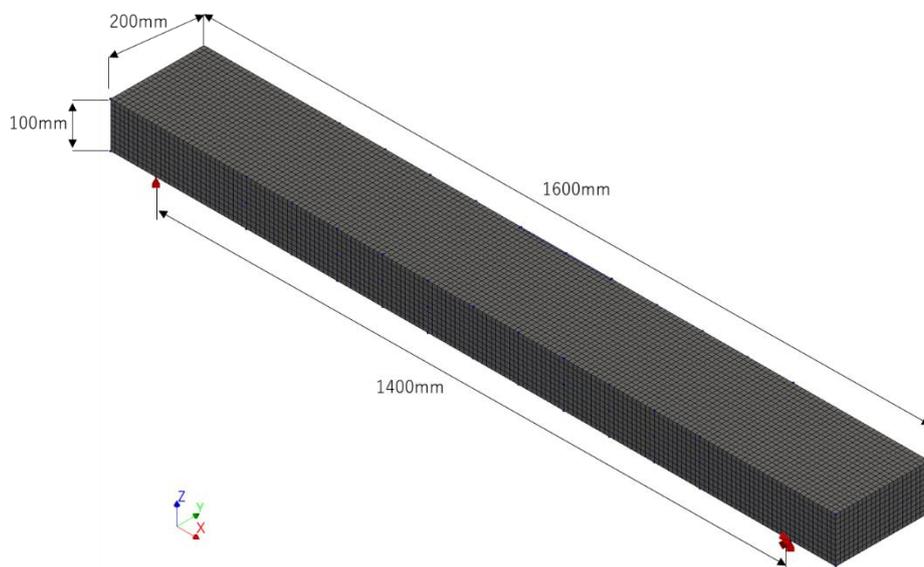


図 4-5 FEMによる固有値解析モデル

4.2.2 固有振動数の計測結果

計測された固有振動数は、空洞幅が大きくなるにしたがって低下し、損傷を有している場合も低下する傾向であった。固有振動数は、加速度センサから得た時刻歴加速度データを高速フーリエ変換（FFT）し、算出した。ここでは、3回計測の平均値を表示している。

(1)単純支持による計測結果

支間長 1400mm とし、単純支持で計測した結果は、1 次の固有振動数は、39Hz であった（図 4-6）。計測したひび割れ小のケースでは、39Hz で同程度であったが、ひび割れ大のケースでは、29Hz と変化が見られた。

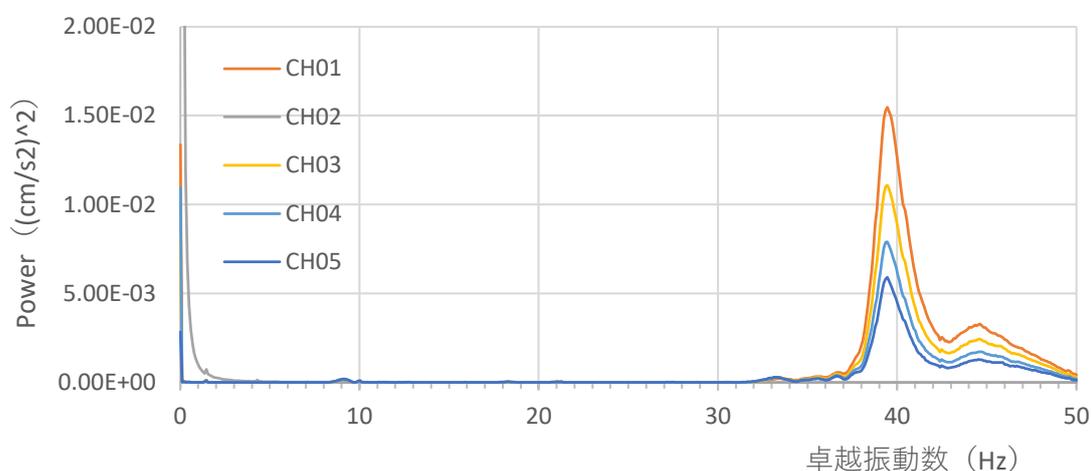


図 4-6 固有振動数の計測結果（単純支持）

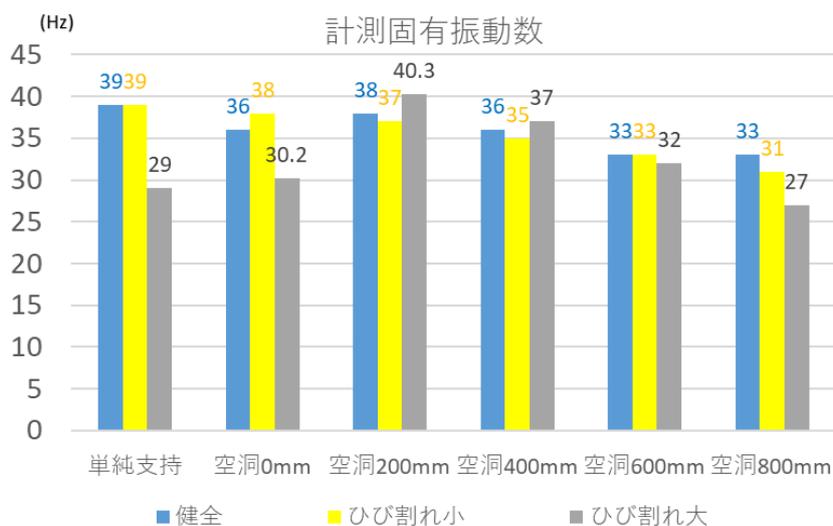


図 4-7 固有振動数（支持条件の違い）

全体の傾向としては，計測値は，40Hz 以下であった．空洞を変化させた場合，空洞 0mm では，30.2~38Hz，空洞 200mm では，37~40.3Hz，空洞 400mm では，35~37Hz，空洞 600mm では，32~33Hz，空洞 800mm では，27~33Hz であった．コンクリートの状態を変化させた場合は，健全では，33~39Hz，ひび割れ小 31~39Hz，ひび割れ大 27~40.3Hz であった．すべての結果をケース毎にまとめたグラフを図 4-7 に示す．

空洞条件とコンクリートの損傷状況とを関連させて分析する．健全，ひび割れ小，ひび割れ大の順に固有振動数が減少する変化を示したのは，空洞 600mm と 800mm の 2 ケースであった．空洞 800mm は想定されたとおり，健全，溝切り，ひび割れ大の順で減少する傾向を示した．空洞 600mm は，その傾向を示すが，差が小さい．空洞 200，400mm は，健全，ひび割れ小は，減少の傾向を示すが，ひび割れ大は，異なる．空洞 0 は，健全，ひび割れ大は，減少の傾向を示すが，ひび割れ小は，傾向が異なった．ケース毎は，傾向を示す程度か，差が小さい状況であった．

計測値の検証のため，単純支持の条件での FEM による固有値解析による結果と比較したところ，固有振動数は同程度であった．支間長 1400mm とし，単純支持で計測した結果を図 4-8 に示す．健全での計測値は，39Hz であった．FEM による固有値解析の結果は，ヤング係数 25,000N/mm² では，37.5Hz であり，同程度であ

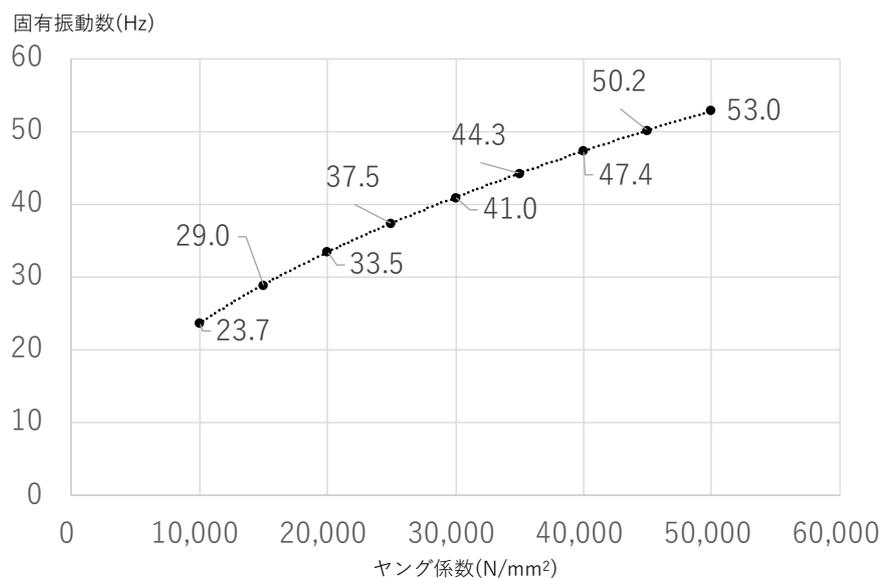
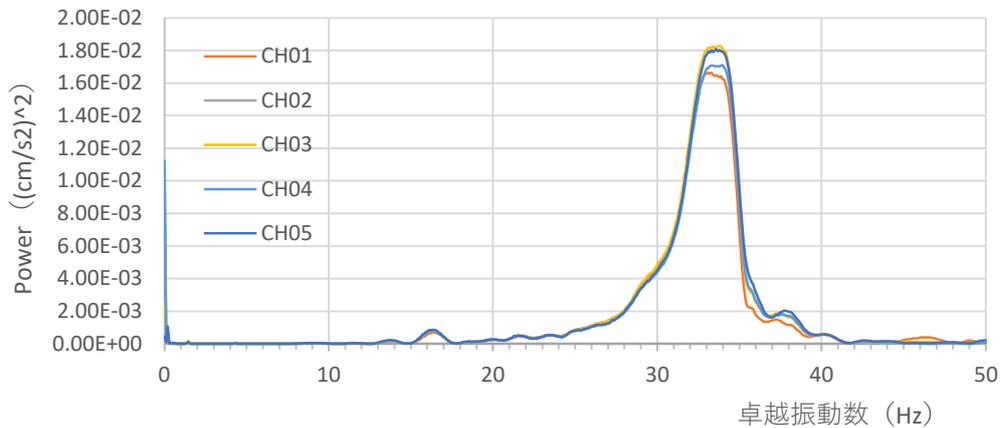


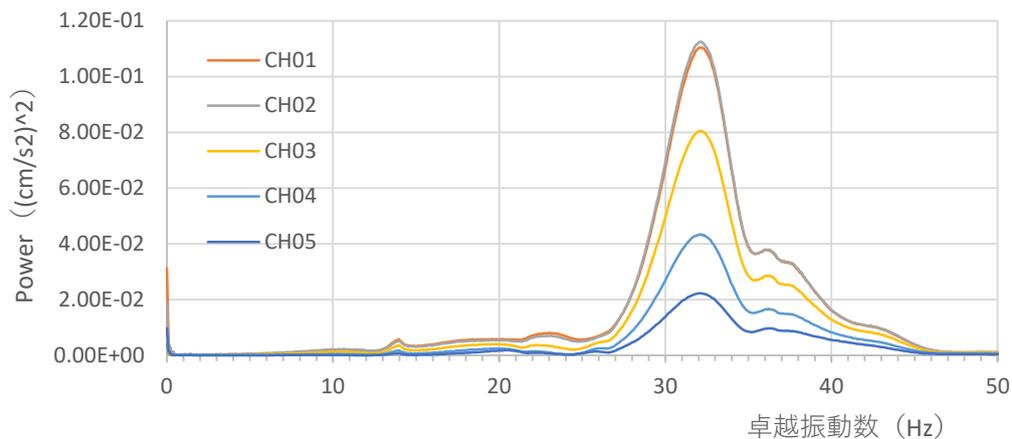
図 4-8 FEM による 1 次固有振動数解析

ることを確認した。

波形からの特徴を確認すると、健全とひび割れを有する場合には、計測点毎の波形の表れ方に、違いが生じた。波形の状況の一例を図 4-9 に示す。健全の場合には、計測した距離が異なる計測点での波形を比較すると、固有振動数とスペクトル強度はほぼ同じで、波形は重なる。一方、損傷を有した場合、計測した距離が遠くなると、固有振動数は同じでもスペクトル強度は小さくなり、波形のピーク強度に違いが生じる結果となった。原因は、健全の場合、完全な弾性体として挙動しているが、ひび割れがある場合、連続的な弾性体ではなく、ひび割れによる不連続体として挙動していると推察される。



空洞 600mm 健全



空洞 600mm ひび割れ大

図 4-9 固有振動数のばらつき

4.3 小型 FWD による荷重，たわみ，加速度の計測

4.3.1 実験計画

(1) 供試体の概要

本節の実験には，断面減少の度合いを把握可能とするために下面から溝切り加工した供試体を加え，実験を行った．前節の固有振動数計測実験には，供試体を健全，ひび割れ小，ひび割れ大の3種類を使用した．ひび割れ小は，事前の荷重で，下面からの曲げひび割れが発生する程度の荷重として10kNを荷重していた．しかし，発生したひび割れの到達深さの把握が難しい状況であった．そこで，本節では，断面減少の状況の把握を容易にするために，供試体の下面側から，溝を設置した．溝深さは，中立軸位置までとし，コンクリートカッターによる溝切りを入れた．この溝切りの条件をひび割れ小の代わりに作製した．供試体寸法は，前節と同じ大きさとし，を使用した．ひび割れ大の供試体には，事前荷重として，25kNを荷重した．正曲げによる下面からのひび割れ，負曲げによる上面からのひび割れを発生させた．ひび割れは，供試体断面を貫通させた．荷重の条件は，支間長は異なるが前章で行った条件と同じとしている．支間長を1500mmとして設定し，端部を固定し，さらにその内側にH鋼を設置し，負曲げを発生させる形状とした．荷重点は，支間の中心部としている．荷重時の支持条件の状況を図4-2に示す．

(2) 実験の概要

衝撃荷重を一定とするため，小型 FWD を使い，重錘落下による衝撃加振を行った．前節の実験の加振方法では，衝撃力が一定でないことから，重錘落下高さ固定し，一定の力で衝撃可能な小型 FWD による衝撃加振実験を実施した．小型 FWD は，重錘が落下し，緩衝ゴムが変形しながら，載荷板に荷重が伝わる仕組みとなっている．小型 FWD は，舗装のアスファルト混合物や路盤の厚さ，あるいは剛性を把握する際に使われる⁹⁾．重錘落下時の荷重と重錘落下ポイントの変位が計測できる．さらに，それぞれの時刻歴を記録ができる．小型 FWD の概念図を図4-10に示す．小型 FWD による重錘落下の条件は，計測衝撃荷重を4kN程度とし，重錘の重さを10kg，落下高を重錘底面から載荷板までの距離で250mmとした．

小型 FWD の計測データに加えて，加速度センサを用いた計測も行った．計測には，RC 供試体の表面以外にも，小型 FWD の重錘部分，載荷板部分，RC 版の表

面に加えて，重錘や載荷板を計測により，重錘衝突前後の重錘と RC 供試体の挙動の確認ができる．各センサの設置は，**図 4-11**に示す．前章の固有振動数計測よりも細かなサンプリング可能とするため，20kHz まで計測可能な仕様を選択した．加速度センサは，**表 4-2**に示す．加速度データからのデータ取得方法は，前節と同じとした．

加速度センサから計測されたデータから，速度と変位への変換を行った．計測されたデータは，時刻歴加速度であり，時間積分により速度，さらに時間積分により，変位に換算できる．時間積分する際に，供試体自体の振動による長周期振動がノイズとして混入するため，フィルタをかけて処理されることもある．しかし，ここでは，フィルタ処理をしていない．

計測は，健全，溝切り，ひび割れ大の各供試体を丸鋼の上に載せる単純支持とスタイロフォームの上に載せる弾性支持とした．単純支持の支間長は 1400mm とし，弾性支持は，空洞 0mm，200mm，400mm，600mm，800mm の各支持条件とした．計測した回数の一覧を**表 4-3**に示す．計測数は，正確な計測ができたと考えられる回数を 3 回以上確保したため，一定でない．

本節では，支持条件は，前節と同じであるが，損傷供試体の種類を一部変更し，さらに，荷重載荷を重錘落下による実験を行った．支持条件は前節と同じ，単純支持，空洞のない弾性支持，空洞を有した支持とした．端部の固定条件も前節と同じとした．単純支持の場合は固定しないが，空洞なし，空洞を有した支持の場合は，鋼板による挟み込みの固定を行った．供試体は，前項のとおりとしている．

指標には，小型 FWD にて計測される荷重載荷点直下のたわみ，散逸エネルギーの比較，最大荷重と最大たわみ時間差の 3 つと加速度センサを使った計測から，変形の時間差とした．たわみは，小型 FWD の重錘落下時に得た変形量であり，計測値を比較する．散逸エネルギーは，小型 FWD から，計測される荷重とたわみの値を使い，計算される．載荷過程の変形する際のエネルギーと除荷過程の復元する際のエネルギーとの差を散逸されたエネルギーとして算出される．最大荷重と最大たわみの時間差は，時刻毎に計測されている小型 FWD からの時刻歴荷重とたわみを使い，各々の最大の発生時刻の差を比較している．さらに，加速度センサからの計測値からも，最大変形付近の挙動を比べ，発生時刻の差を比較する．

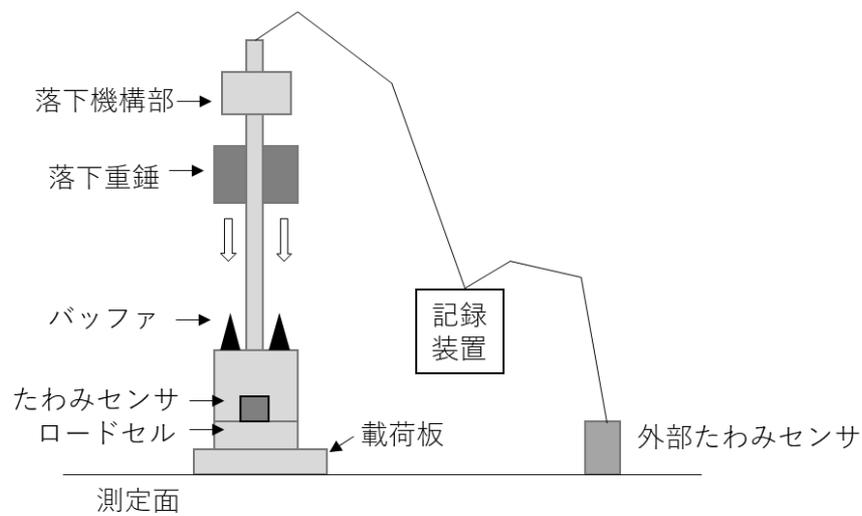


図 4-10 小型 FWD の概念図

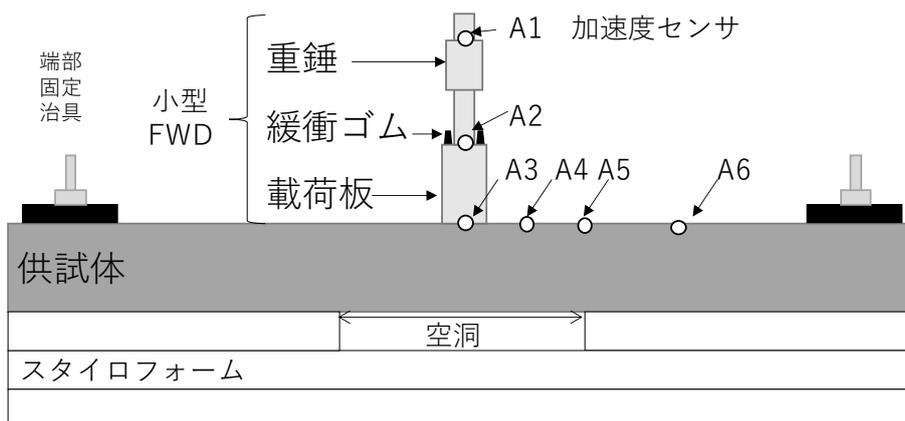


図 4-11 小型 FWD による計測と加速度センサ位置

表 4-3 衝撃加振実験ケース

空洞サイズ	健全	溝切	ひび割れ大
0mm	4	5	5
200mm	4	4	5
400mm	4	6	5
600mm	4	5	5
800mm	5	4	5

4.3.2 測定の結果

(1) 小型 FWD のたわみの比較

小型 FWD から得たたわみ量は、空洞のサイズが大きくなるに伴って、大きくなった。小型 FWD から得た荷重載荷点直下のたわみ量（以下、D0 たわみと呼ぶ）を図 4-12 に示す。各ケースで計測した表 4-3 で示した回数の平均値としている。空洞 0mm では、0.65~0.98mm、空洞 200mm では、0.75~1.31mm、空洞 400mm では、0.89~1.68mm、空洞 600mm では、1.04~2.17mm、空洞 800mm では、1.29~2.17mm であった。空洞幅が大きくなるに従い、D0 たわみも大きくなった。一方、コンクリートの損傷の観点からは、健全では、0.65~1.29mm、溝切りでは、0.98~1.63mm、ひび割れ大では、0.70~2.17mm であった。溝切り、およびひび割れ大の場合は、健全の場合よりも、D0 たわみは大きい結果であった。空洞 400mm 以上の場合は、健全、溝切り、ひび割れ大の順でたわみが大きい結果であったが、空洞 0mm や 200mm の場合では、異なる傾向であった。

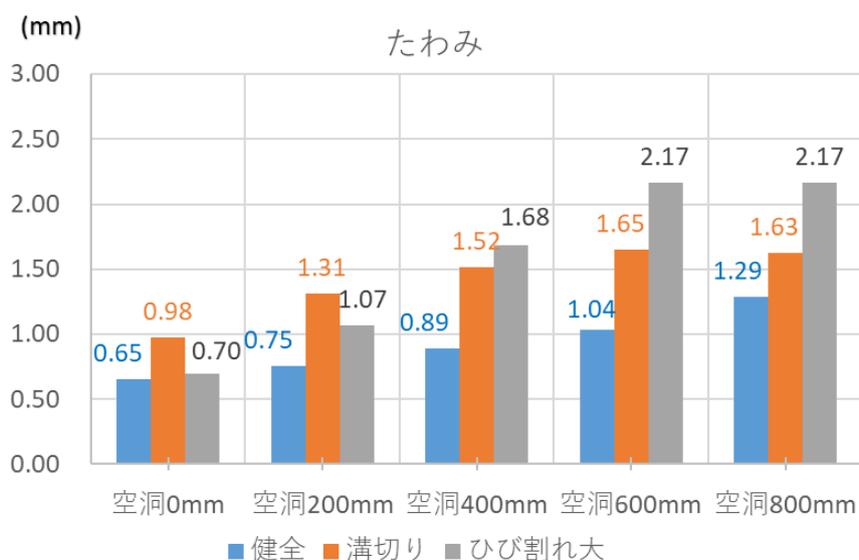


図 4-12 小型 FWD による D0 たわみ計測結果

(2) 荷重とたわみの関係から算出される散逸エネルギーの比較

散逸エネルギーは、空洞サイズが大きい場合や、コンクリートの損傷が大きい場合は、大きくなった。散逸エネルギーは、載荷時の過程と除荷時の過程の荷重-たわみ曲線で囲まれる面積から算出¹⁰⁾される。散逸エネルギーが大きい方が、コンクリートの状態としては、損傷を受けていると考えられる。小型 FWD の計

測値から得た荷重と D0 たわみの関係の一例を図 4-13 に示す。散逸エネルギーは、この曲線で囲まれた面積から算出される。計測された各ケースの荷重と D0 たわみから算出された散逸エネルギーを整理した結果を図 4-14 に示す。空洞 0mm では、1,373～2,010Nmm、空洞 200mm では、1,698～2,760Nmm、空洞 400mm では、1,932～3,417Nmm、空洞 600mm では、2,249～4,418Nmm、空洞 800mm では、2,935～4,602Nmm であった。空洞が大きい方が、散逸エネルギーが大きくなった。コンクリートの損傷別では、健全では、1,438～2,935Nmm、溝切りでは、2,010～3,360Nmm、ひび割れ大では、1,373～4,602Nmm であった。コンクリートの損傷が大きい場合も、散逸エネルギーが大きくなった。

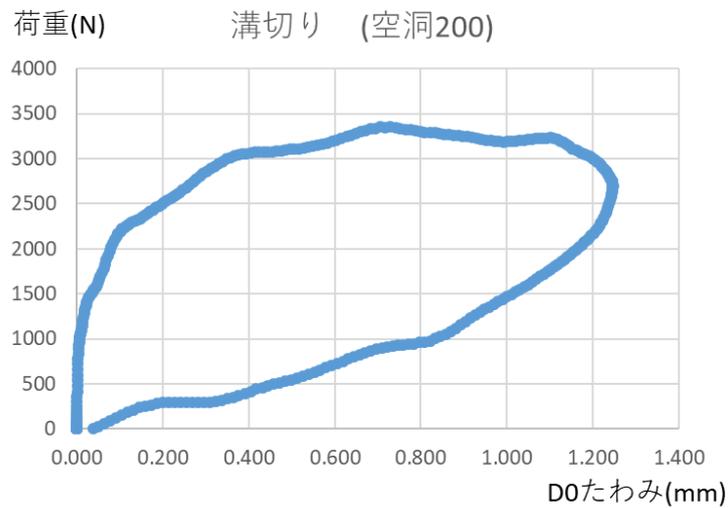


図 4-13 小型 FWD による荷重-たわみ

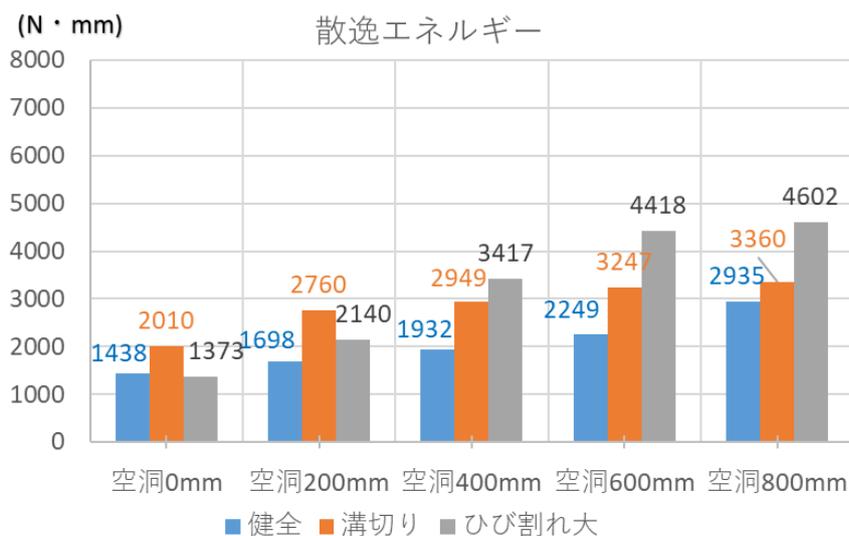


図 4-14 散逸エネルギー算出結果

(3) 最大荷重と最大たわみの発生時間差

小型 FWD で計測した最大荷重時とたわみの発生時刻差は，空洞サイズが大きくなると，大きくなり，コンクリートの損傷を有すると，時刻差は，より大きくなった．FWD 試験の動的な計測データを用いた舗装の力学モデルの検討¹¹⁾において，減衰を考慮するモデルの場合，減衰の変化により，FWD の荷重とたわみの時間差も変化するとされている．ここでは，小型 FWD で計測した荷重値とたわみ値の時刻歴のデータより，最大荷重時と最大たわみ時の時刻差を算出した．荷重と D0 たわみの関係を一例として健全，空洞 400mm の場合を図 4-15 に示す．縦軸を荷重あるいは変位，横軸を時間として表した．この場合，最大荷重時刻と，最大たわみ時刻の差は，3ms となる．

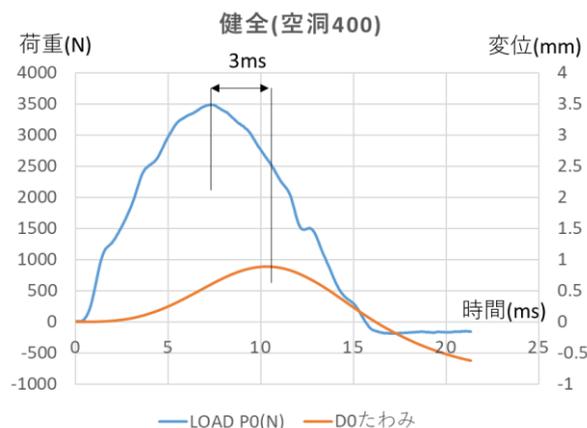


図 4-15 小型 FWD の荷重とたわみの関係

各ケースの最大時間差を整理してまとめた結果を図 4-16 に示す．空洞 0mm では，2.14～2.80ms，空洞 200mm では，2.53～3.35ms，空洞 400mm では，2.83～5.23ms，空洞 600mm では，3.30～6.46ms，空洞 800mm では，4.04～6.58ms であった．空洞サイズの大きさが広がるに従い，時間差も大きくなる傾向であった．さらに，コンクリートの損傷別で見ると，健全では，2.35～4.04ms，溝切りでは，2.80～5.03ms，ひび割れ大では，2.14～6.58ms であった．コンクリートの損傷が大きい方が，大きくなった．発生時間差に対しての空洞とコンクリート損傷の影響度合いは，図 4-16 のグラフから見ると，コンクリートの損傷の方が，時間差へ与える影響が大きいと推察される．

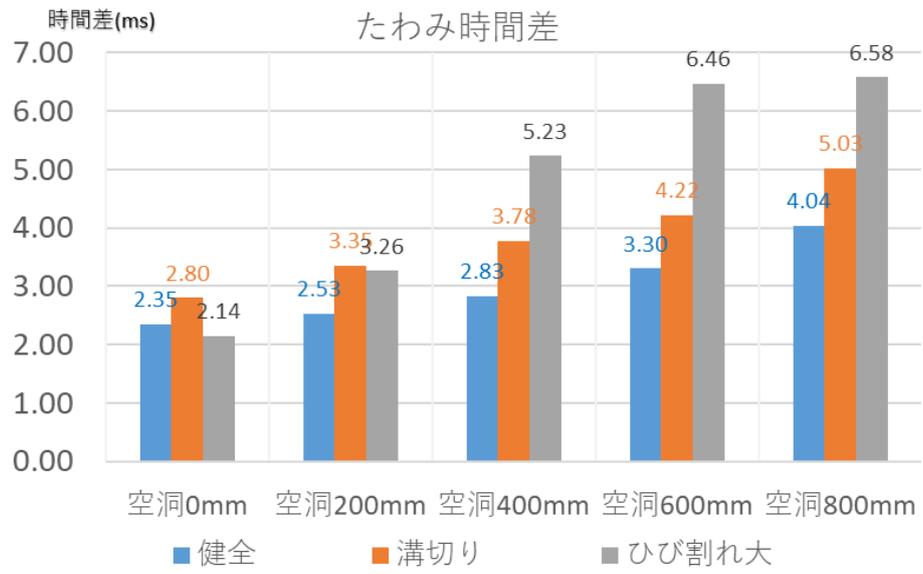


図 4-16 小型 FWD による最大時間差の整理

(4)加速度センサによる計測結果

加速度センサから得た加速度を変位に変換すると、重錘と載荷板、供試体の時系列の変形挙動が可視化された。RC 供試体の動きは、重錘が落下している間の載荷過程では、強制振動変形、重錘が上昇する除荷過程では、自由振動変形に近いことが分かった。加速度センサからの時刻歴加速度データを2回積分し、速度と変位に換算した。積分は台形積分とした。重錘の上面、載荷板、および RC 供試体上面に設置したセンサを換算した結果の一例（健全、空洞 400mm）を図 4-17 に示す。グラフによると、最初に、重錘上面に設置した A1 が落下による下方への変位が始まる。その後、載荷板上面 A2、供試体上面 A3 の変位の始まりが分かる。また、A2 と A3 は、ほぼ同じ動きであった。

変位の動きから、載荷過程を推定すると、重錘が落下し、緩衝ゴムに衝突し、最大荷重になる少し前に載荷板の変位、および供試体の変形が始まる。その後、重錘が最大変位に至った後、載荷板の変位と RC 供試体の変形も最大に至る。変形は、強制振動変形していると推察される。一方、除荷過程においては、重錘が衝突時の元の高さに戻るまでに、載荷板および RC 供試体の変形は、上下に振動している。したがって、除荷過程においては、RC 供試体は、自由振動変形していると推察される。

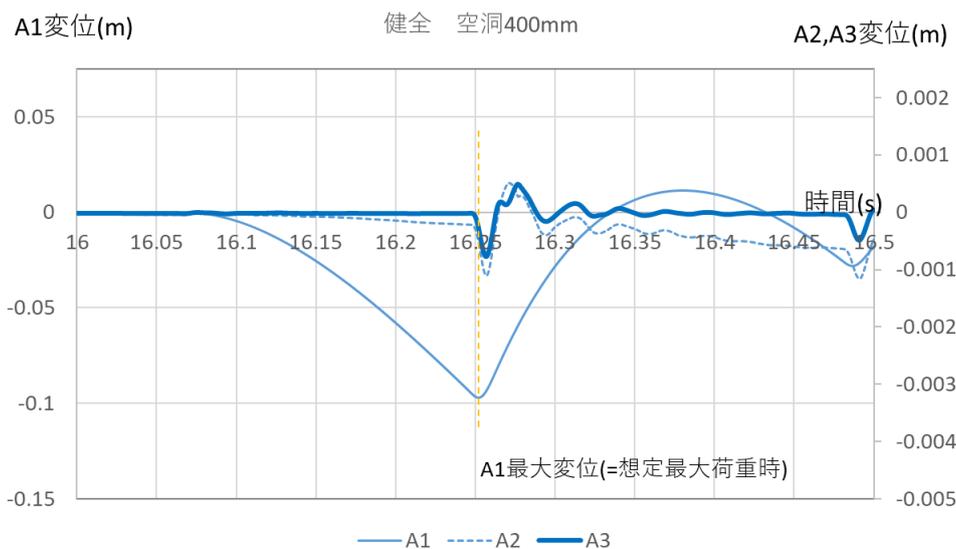


図 4-17 変位データ

最大荷重と最大変位の発生には、時間差が生じており、コンクリートの損傷が大きい方が、大きくなる傾向を示した。最大荷重と最大変位の時間差の状況を確認するために、空洞 400mm の場合のコンクリートの損傷状況別に、加速度を変位に換算しまとめたグラフを図 4-18 に示す。なお、各供試体の A1 の変位が最大となった時刻を一致させたグラフとしている。重錘の動きを示す A1 は、コンクリートの損傷状況が異なっても、大きな変化は見受けられない。しかし、A2, A3 は、損傷がある場合の方が、変位が大きくなっている。また、最大変位になるまでの時間も大きくなっている。さらに、A1 と A2, A1 と A3 の最大変位の時間差を表 4-4 に示している。これによると、コンクリートの損傷状態が大きい方が、時間差は、増加する傾向を示した。

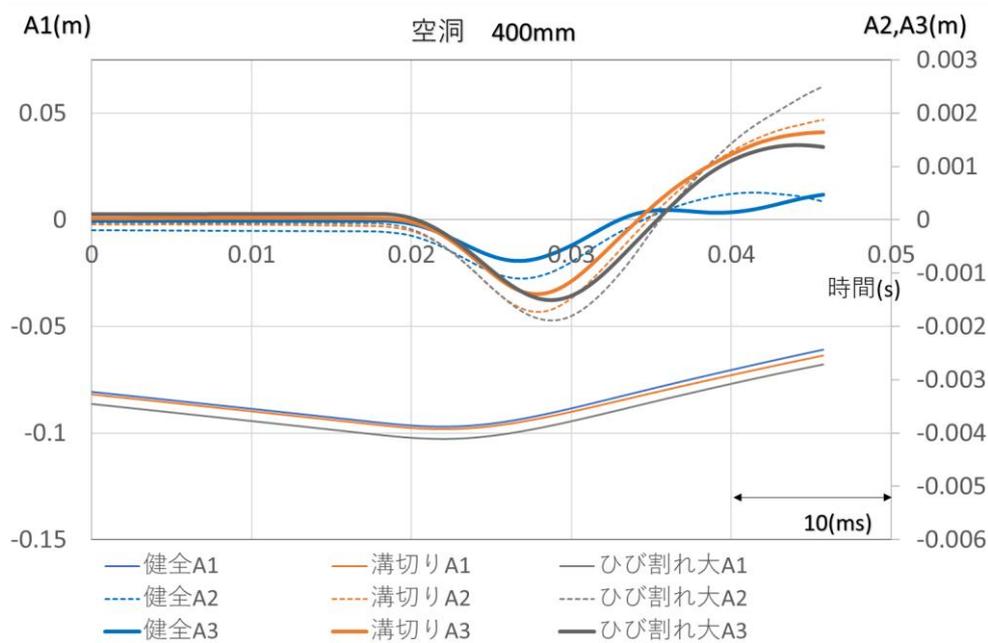


図 4-18 コンクリート損傷別の変位データ

表 4-4 時間差 (ms)

	A2-A1	A3-A1
健全	4.9	4.7
溝切り	6.0	5.9
ひび割れ大	6.8	6.8

4.4 考察

4.4.1 固有振動数の変化

コンクリートの状態や支持条件が異なると固有振動数の変化が確認された。しかし、一定の傾向を示さない場合や変化がわずかな場合もあった。これには、計測精度が影響していると推察される。改善のためには、均一な打撃方法や端部固定方法に工夫が必要であると考えられる。現状のばらつきがある状況では、損傷の判定基準として利用するには難しい、精度の向上が必要である。また、ひび割れ大での測定点ごとのパワースペクトルの違いは、測定点毎に振幅が異なることを示している。打撃点が損傷に近いほど、パワースペクトルの違いが大きくなると推察される。

4.4.2 小型 FWD の計測結果

D0 たわみ、散逸エネルギー、最大荷重時と最大たわみ時の時間差のいずれの3つの指標においても、差異は生じた。コンクリートの損傷を判定できる可能性を有すると考える。しかし、各指標において、傾向を完全に示すには至っていない。

3つの指標のうち、時間差の指標は、損傷が大きな場合には他の2つの指標よりも大きな差異を示した。ひび割れの損傷が大きいケースでは、ひび割れが貫通している。そのため、版または梁の中でひび割れ部分がヒンジ状態となり、変形モードが変化していることが理由と推察される。

4.4.3 加速度センサによるピーク時間差

小型 FWD と供試体に加速度センサを取り付け計測した結果から、載荷過程の重錘落下開始後からの重錘、載荷板、供試体の挙動を確認した。前項と同じく重錘最大変位時と供試体最大変位時の時間差を確認した。コンクリートの損傷状態が異なると、供試体の最大変位や変位時間が大きくなった。さらに、重錘最大変位と供試体最大変位の時間差も大きくなった。時間差と減衰に関する検討¹¹⁾や減衰とコンクリートの損傷状態の検討^{12),13)}から考えると、時間差の増加は、減衰の増加を示し、コンクリートの損傷の度合いに起因すると推察される。しかし、この推察は、直接、減衰の計測や減衰を考慮したモデルで検討したものではない。動的な計測から時間差と減衰を計測し、コンクリートの損傷とも関連付けた整理をする必要があると考える。

4.5 結言

PC 舗装で確認された空洞やひび割れの損傷把握のため、衝撃加振から得る 5 つの指標の有意性を検証した。加速度から換算した変位から、コンクリートに損傷がある場合、重錘の最大落下時と供試体の最大変位時の時間差が大きくなった。時間差の増加は、コンクリートのひび割れによる粘性が増加した影響による可能性を示した。

本章で得た知見を記す。

1. 固有振動数の計測の結果から、コンクリートに損傷がある場合においては、固有振動数を確認した。ただし、その変化は小さかった。また、損傷がある場合においては、等間隔で離れて計測している複数箇所のスペクトル強度に差が生じた。
2. 小型 FWD による D0 たわみ、荷重と D0 たわみの関係から算出される散逸エネルギー、最大荷重時とたわみ時の時間差の各指標を確認した。3 つの指標は、コンクリートに損傷がある場合においては、健全な状態に比べて、大きくなる傾向が分かった。その中では、時間差が差異を大きく示した。
3. 小型 FWD と供試体に設置した加速度センサ計測結果から、小型 FWD の重錘落下と供試体変形の状況を確認した。コンクリートが損傷を受けている場合、供試体の最大変位や重錘と供試体の最大変位時の時間差が大きくなった。他の研究知見から、時間差の増加は、コンクリートの損傷による減衰によると推察される。今後、動的な計測からの時間差、減衰、コンクリートの損傷を関連付けた検討が必要である。また、曲げひび割れ以外のひび割れを有する場合や、PC の場合では、挙動が異なる可能性もある。その点の確認も必要である。

参考文献

- 1) コンクリート診断技術'11[基礎編], pp.112-119, (公社)日本コンクリート工学協会, 2011
- 2) 小坪清眞, 入門建設振動学, pp.14, 森北出版株式会社, 1995.
- 3) 渡辺孝和, 長谷川俊, 内藤英樹, 鈴木基行, 固有振動数の低下に着目した RC 部材の地震時損傷評価に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp901-906, 2012.

- 4) 近藤健一，佐久間啓蔵，大窪和明，全邦釘，鉄筋腐食と載荷による損傷が RC はりの固有振動数に及ぼす影響と有限要素法によるモデリング手法の提案，コンクリート工学年次論文集，Vol39，No.2，pp.823-828，2017
- 5) 非破壊試験による舗装のたわみ測定と構造評価，舗装工学ライブラリー14，P.59，(公社)土木学会，2015
- 6) 非破壊試験による舗装のたわみ測定と構造評価，舗装工学ライブラリー14，P.111，(公社)土木学会，2015
- 7) 河村直哉，坪川将丈，加藤絵万，FWD によるコンクリート舗装の空洞検出方法，土木学会論文集 E1 (舗装工学)，Vol.73，No.1，p.1-11，2017
- 8) 小柳治，六郷恵哲，内田裕市，岩瀬裕介，衝撃荷重下のコンクリートの変形と破壊に関するエネルギー的考察，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.129-132，コンクリート工学会，1983
- 9) FWD 及び小型 FWD 運用の手引き，舗装工学ライブラリー2，pp9-13，土木学会，2002.
- 10) 今井宏樹，中西弘光，高橋修，FWD による散逸仕事量と繰り返し圧縮引張試験による散逸仕事量の相関性に関する検討，土木学会論文集 E1(舗装工学),Vol75,No.2,pp. I _115- I _122，2019.
- 11) 竹原和也，小沢良明，尾本志展，松井邦人，FWD 試験データの波形を考慮した舗装の力学モデルに関する検討，土木学会舗装工学論文集第14巻 pp.139-146，2009
- 12) 宮本文穂，森川英典，山本昌孝，既存コンクリート橋の損傷に対する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用，土木学会論文集 No.442，V-16，pp.61-70,1992
- 13) 青木圭一，PC 桁の損傷と振動特性に関する実験的研究，第24回シンポジウム論文集，pp.273-278，プレストレストコンクリート工学会，2015
- 14) 岡本信也，丸本涼平，薄井王尚，山本貴士，損傷を加えた RC 供試体の衝撃加振実験による応答特性の検証，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第23巻，pp.135-140，(社) 日本材料学会，2023

第5章 コンクリートの健全性を確認する指標の検討

5.1 緒言

たわみは、空洞やコンクリートに損傷がある場合、大きくなる。逆に、たわみの大きさからのみでは、原因が空洞かもしくは、コンクリートの損傷かを見分けるのが難しい。補修方法を考える上では、たわみが大きくなる要因を把握する必要がある。理由は、損傷の原因が特定されない場合、補修対策の適切な選定ができないからである。適切でない補修を実施しても、同じ損傷を繰り返し発生させることになる。補修と損傷の繰り返しを防ぐためには、たわみが大きくなっている要因を把握する必要がある。

たわみは空洞の影響をより大きく受けることを第3章での知見を得た。コンクリートの損傷は、衝撃加振時の粘性や減衰により、把握できる可能性があることを第4章での知見として得た。そこで、本章では、空洞と減衰を分けての把握を試みた。空洞の検出方法は、FWDのD0最大たわみと他の計測ポイントの最大たわみの発生時間の差により検出する先行研究事例がある。しかし、前章から得た知見から、空洞の検出には、空洞が大きくなるとたわみが大きくなり、ばね定数が低下する現象を利用した。単純梁に横荷重が作用する際は、荷重により発生するたわみの関係から、ばね定数は、荷重をたわみで除して算出される。単純梁のたわみは、支間長の3乗に比例し、弾性係数と断面二次モーメントの積に反比例する。したがって、支間長が広がる場合においては、たわみが大きくなり、ばね定数が低下する。

次に、コンクリートに損傷がある場合は、粘性の傾向が増加を示す可能性があることを第4章において得た。そのため、粘性の状況も把握を試みた。前章の研究において、時間遅れは、粘性が原因である可能性を示した。粘性に伴う時間遅れは、物体の性質を粘弾性体と考え、応力、ひずみのレベルから説明される¹⁾。一方、構造物に損傷がある場合には、減衰率が増加を示す構造減衰に着目する研究²⁾、³⁾も行われている。そこで、本章では、まずは、供試体の挙動から粘性減衰の状況の把握を考えた。ただし、減衰は、ばらつきが大きく、正確に把握するのが難しい。そのため、最初に、運動方程式を使ったばね定数と粘性係数から、粘性定数を算出方法により、検証した。次に、損傷した供試体の重錘落下による挙

動時に，エネルギーの消散が増加すると考え，エネルギー消散を使ったみなし等価粘性減衰定数を算出する方法を採った．損傷の増加によるみなし等価粘性減衰定数の傾向を確認する．

5.2 RC 供試体実験による粘性定数の算出

5.2.1 運動方程式による粘性定数の算出

重錘落下による変形挙動をばねとダッシュポットを含む二質点系のモデルとして想定した．載荷時の供試体の形式は，スタイロフォームを路盤と想定し，スタイロフォームをスライドさせ，空洞を作製した上に，RC 供試体を設置している．ばねには，路盤として設置したスタイロフォームの変形によるものと，空洞上部の RC 供試体の変形によるものが存在する．減衰には，コンクリートの損傷による内部減衰と地下へ逸散する外部減衰が含まれる．コンクリートの損傷による内部減衰を精度よく把握するためには，外部減衰の影響を低減させることが必要と考える．そこで，重錘落下を二質点系のモデルとして考えた．空洞上部部分と弾性支持部分に分け，空洞上部分に着目することで，外部減衰の影響の低減を図る．試験条件からのモデルのイメージを図 5-1 に示す．空洞上の部分の質量，ばね定数，粘性係数を m_1 ， k_1 ， c_1 とし，弾性支持のスタイロフォームによって支持された部分を m_2 ， k_2 ， c_2 とする．二質点系のモデルとし，空洞上部分のみを考えた運動方程式を式(5.1)と考えた．空洞上部の変形だけに着目するため，加速度，速度，変位には，空洞上部の部分と弾性支持部部分の相対差を用いた．式(5.1)から，ばね定数と粘性係数を算出し，式(5.2)より，粘性定数を算出した．

重錘落下の挙動は，重錘が衝突し，最大変位に至るまでの過程に着目した．変形が復元する過程では，地盤（スタイロフォーム）の復元力も外力として働くことから，挙動が複雑になると考えた．重錘が落下し，最大変形に至るまでの間の過程を二質点系のモデルに質量のある重錘が落下する状況を模式的に図 5-2 に示す．衝突直後は，重錘と被衝突部材は，接触・衝突し，一体なって変形する．時間が経過すると，重錘は緩衝ゴムの影響で，落下速度が低下し，跳ね返って，重錘と被衝突部材は分離する．一体となって変形する間は，重錘の質量による外力が働く強制振動であり，分離すると自由振動と想定した．

$$m_1 a_{3-6} = -c_1 v_{3-6} - k_1 x_{3-6} - M a_1 \quad \text{式(5.1)}$$

m_1 : 質量, c_1 : 粘性係数, k_1 : ばね定数, a_{3-6} : A3 と A6 加速度の差,

v_{3-6} : A3 と A6 の速度差, x_{3-6} : A3 と A5 の変位差

M : 重錘質量, a_1 : A1 加速度,

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad \text{式(5.2)}$$

ζ : 粘性定数

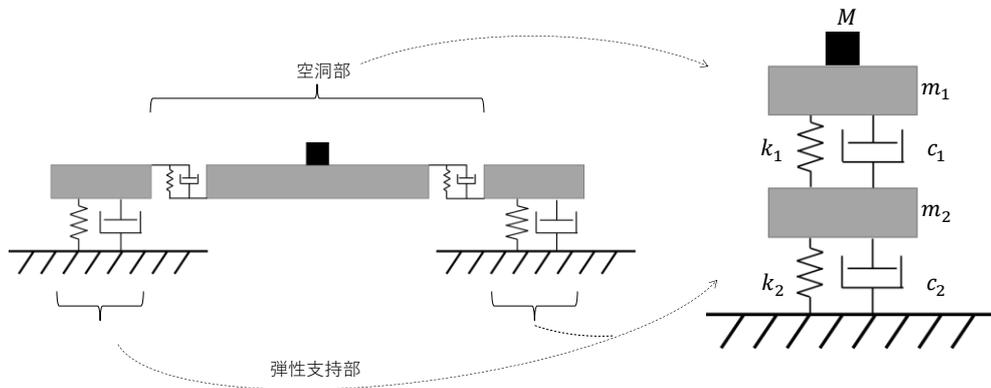


図 5-1 試験条件の二質点系によるモデル化

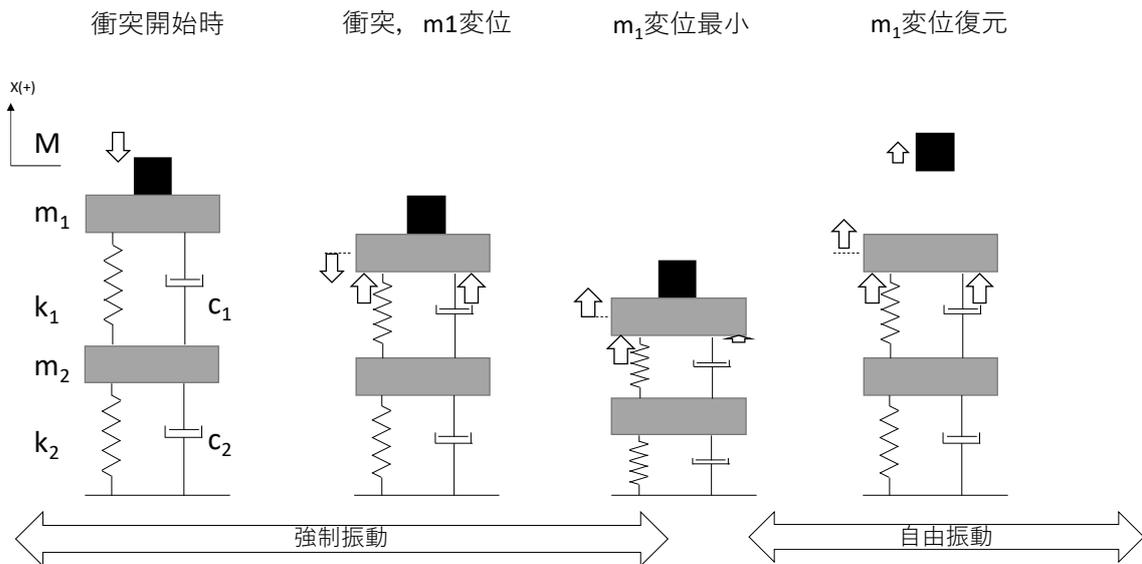


図 5-2 二質点系による重錘落下

(1)実験の方法

空洞の幅と供試体の損傷を変化させ、小型 FWD による重錘落下による衝撃加振を行い、供試体と重錘の加速度を計測した。空洞は、0mm、200mm、400mm、600mm、800mm とした。供試体には、前章で使用した健全、溝切、ひび割れ大の供試体である。試験条件を図 5-3 に示す。

加速度の計測は、20kHz、0.000005s 間隔で約 2.2 秒間のサンプリングを行っている。サンプリング間隔と時間は、平滑化処理の高速フーリエ変換(FFT)を考慮しても、十分であると考えた。加速度センサの設置は、重錘に設置した A1、載荷板に設置した A2、RC 供試体の載荷点に設置した A3、載荷点から 100mm の位置とした A4、200mm の位置とした A5、400mm とした A6 とした。実際には、前章で行った小型 FWD による重錘落下衝撃加振での加速度を使用している。

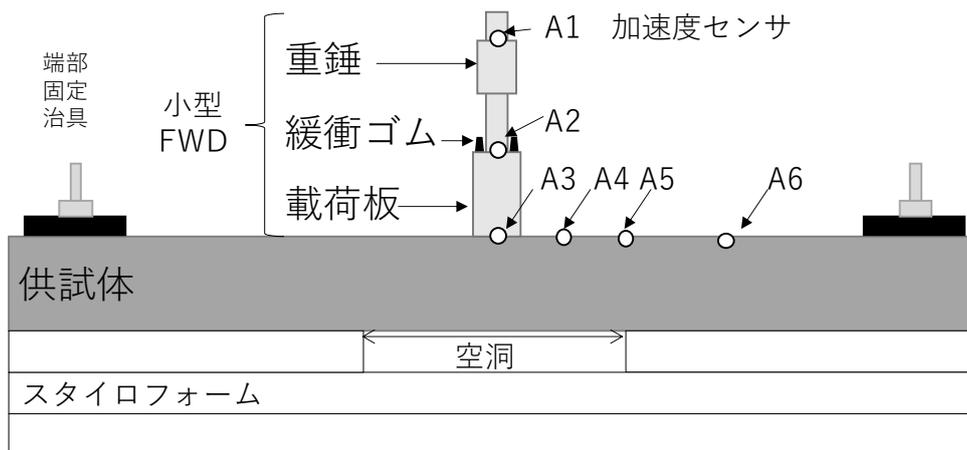


図 5-3 小型 FWD による衝撃加振試験と加速度センサ位置

(2)平滑化処理

取得した加速度データは，ノイズを多く含んでおり，平滑化処理として，FIR(Finite Impulse Response)処理を行った．計測された加速度は，非常に多くのノイズを含む．ノイズを除去しないと積分時に異常な値を示す場合があるため，平滑化処理は，必要と考えた．平滑化のためのFIR処理には，主に4つの方法がある．高周波帯を除くローパスフィルタ，低周波帯を除くハイパスフィルタ，高周波帯と低周波帯を除き，帯域通過させるバンドパスフィルタ，ある区間の周波帯を取り除く帯域消去フィルタがある．今回は，主に，高周波帯のノイズを除去するために，バンドパスフィルタでの処理とした．低周波帯1Hz以下，高周波帯500Hz以上を除く処理を行った．カットする周波数は，1次の固有振動数に影響しない値とした．加速度をフーリエ変換し，設定した区間の周波帯を取り除いた後，逆フーリエ変換し，調整後加速度を算出した．FIR処理された調整後加速度を使い，速度，および変位を時間積分して求めた．

(3)ばね定数と粘性係数の算出方法

ばね定数と粘性係数の算出には，3つの時刻から得られる加速度，速度，変位のデータを用いた．速度，変位は，加速センサから得られる加速度を時間積分することにより算出される．使用する加速度センサは，重錘に設置したA1，載荷点となるA3，および路盤支持上の点のA6のデータを用いた．加速度，速度，変位は，それぞれ，A3とA6の相対変形量とした．相対量とすることで，空洞上部のみに着目できると考えた．加速度，速度，変位の時刻歴データの一例を図5-4に示す．3つの時刻の選定には， m_1 の相対変位が最小となる時刻①， m_1 の相対速度が最小となる時刻②， m_1 の相対加速度が最小となる時刻③とした．式(5.1)の m ， k ， c の3つの変数に対して，加速度，速度，変位の3つの既知のデータを使用することにより，変数が求まる．

さらに，重錘が落下し，最大変位に至るまでには，強制振動と考えた．そのため，強制振動の式として，式(5.1)に示す運動方程式を用いた．外力は，重錘の質量とA1の加速度を用いて算出している．

算出されたばね定数と粘性係数を用いて，式(5.2)よる粘性定数を算出した．粘性係数のみでは，供試体の状態を示すのが難しいと考え，供試体の状態を示すために減衰割合を示す粘性定数を算出した．

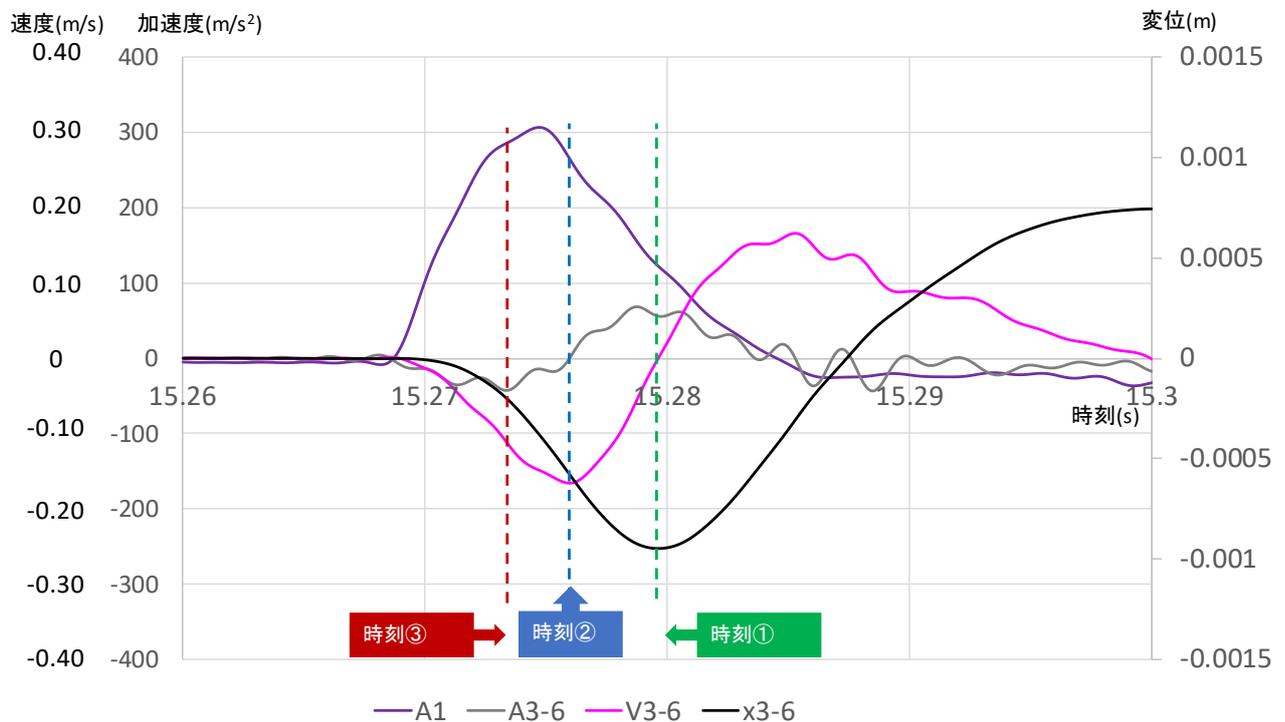


図 5-4 加速度，速度，変位の時刻歴データ（空洞 400，溝切）

(4)ばね定数と粘性定数の比較

運動方程式から算出したばね定数は，空洞幅が小さい場合は，大きく，空洞幅が大きい場合は，小さくなる傾向を示した．また，粘性定数は，コンクリートの状態が健全な場合は，小さく，損傷を有する場合は，大きくなる傾向を示した．ばね定数と粘性定数の結果を散布図として，図 5-5 に示す．ばね定数は，空洞 0～200mm の場合，健全の平均は，12,800N/mm，溝切の平均は，7,900N/mm，ひび割れ大の平均は，6,300N/mm であった．空洞 400～800mm の場合，健全の平均は，8,600N/mm，溝切の平均は，4,600N/mm，ひび割れ大の平均は，1,900N/mm であった．空洞幅が小さい方が，ばね定数は大きくなった．

粘性定数は，供試体の損傷状態，健全，溝切り，ひび割れ大の観点から整理すると，損傷が大きい方が，大きくなる傾向を示した．健全は，空洞 0 の平均は，0.223，200mm は，0.238，400mm は，0.386，600mm は，0.246，800mm は，0.428

5.2.2 みなし等価粘性減衰定数の算出

(1) 消散エネルギーによる等価粘性減衰定数の考え方

コンクリートに損傷がある場合、重錘落下による変形時に、消散エネルギーが増加する。変化する消散エネルギーを用いて等価粘性減衰定数を算出し、差異を検証する。エネルギーは、荷重と変形の関係から算出される。消散エネルギーは、載荷過程における載荷エネルギーと復元過程における復元エネルギーの差で計算される。等価粘性減衰定数は、消散エネルギーと割線剛性エネルギーを変数として計算される。等価粘性減衰定数を算出するのは、繰り返し載荷の1サイクルを対象に算出される場合が多い^{4)・5)}。重錘落下の試験の場合では、繰り返し載荷は、困難であり、1/2サイクルで、検討した。1/2サイクルで考える場合の等価粘性減衰定数の算出には、式(5.3)⁶⁾とした。

$$h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W_e} \quad \text{式(5.3)}$$

h:等価粘性減衰定数

W_e :弾性限界における割線剛性に対するひずみエネルギー

ΔW :弾性限界における1サイクルの履歴ループに対応する吸収エネルギー

一般に、等価粘性減衰定数には、コンクリートの損傷による内部減衰と地下への逸散や空洞によるたわみに伴う変形の外部減衰が含まれる。それらを区別することは難しい。したがって、本章においては、同一支持条件での等価粘性減衰定数の差を見ることでコンクリートの損傷を判断できるかを検証する。そのため、一般の場合と区別して、みなし等価粘性減衰定数と呼ぶこととした。

(2) みなし等価粘性減衰定数の算出方法

消散エネルギーと割線剛性エネルギーを変数として算出されるみなし等価粘性減衰定数は、大きい方が減衰しやすさを示す指標となる。消散エネルギーは、FWDから計測される荷重とたわみの曲線で囲まれる面積から計算される。割線剛性エネルギーは、最大たわみとその時の荷重の値と原点とを結んだ割線剛性とたわみから算出される面積から計算される。それら2つのエネルギーの比率から、

みなし等価粘性減衰定数は算出される。エネルギーの算出のイメージを図 5-6 に示す。みなし等価粘性減衰定数が大きいと、粘性によるエネルギーの消散が大きいことを示す。構造物のひび割れの有無を判定する研究²⁾も行われている。

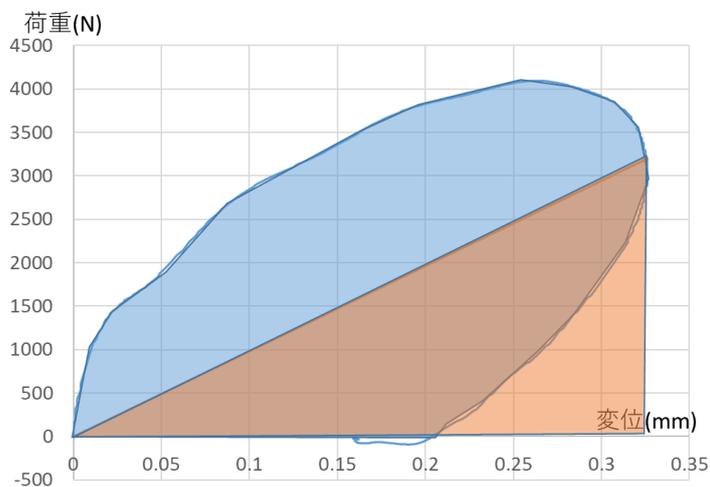


図 5-6 荷重-たわみ曲線からの消失エネルギーと割線剛性エネルギー

(3) 割線剛性の設定方法

割線剛性の設定方法は、いくつか考えられる。例えば、a)最大変位時の変位とその時の荷重を使う方法と、b)最大荷重と最大変位の値を使う方法が考えられる。

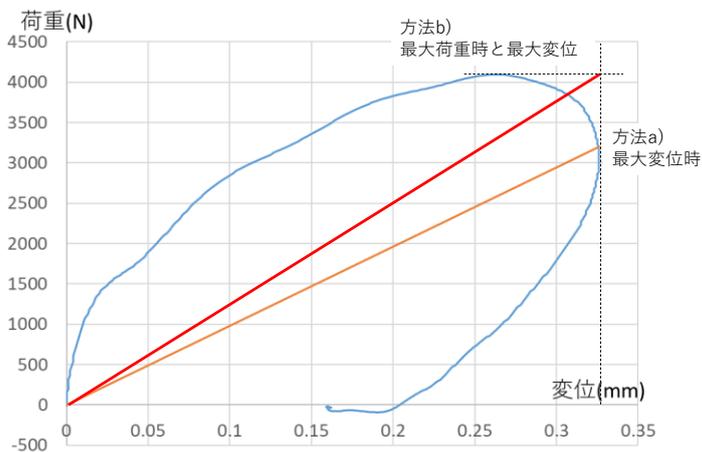


図 5-7 割線剛性の設定

割線剛性は、方法 a)と b)の場合は、方法 a)の方が低く設定される。割線剛性の設定イメージを図 5-7 に示す。割線剛性は、式(5.3)に示されるとおり、等価粘性減衰定数の算出に用いられる。割線剛性が小さい方が、計算されるみなし等価粘

性減衰定数は、大きくなる。ここでは、みなし等価粘性減衰定数の差を確認するため、差が大きく表れる方法 a)により設定することとした。

(4)剛性支持の場合のみなし等価粘性減衰定数

みなし等価粘性減衰定数には、弾性支持では、外部減衰の影響が大きくなると考え、剛性の高い支持での条件で傾向を確認した。支間長 1400mm で、丸鋼により支持される単純支持の条件で、健全と溝切の供試体を対象に、みなし等価粘性減衰定数を算出した。算出された結果を図 5-8 に示す。

健全の平均値は、0.34、溝切では、0.45 となったことから、コンクリートの損傷を有する場合の方が、みなし等価粘性減衰定数は、大きくなることが示される。健全の場合の範囲は、0.32~0.37、溝切の場合は、0.44 から 0.48 であった。単純支持としているが、地下への逸散の影響は、無いとは言えないが、剛性の高い支持条件であるため、弾性支持に比べて影響は少ないと考えられる。みなし等価粘性減衰定数の差は、コンクリートの損傷の有無を示していると考えられる。

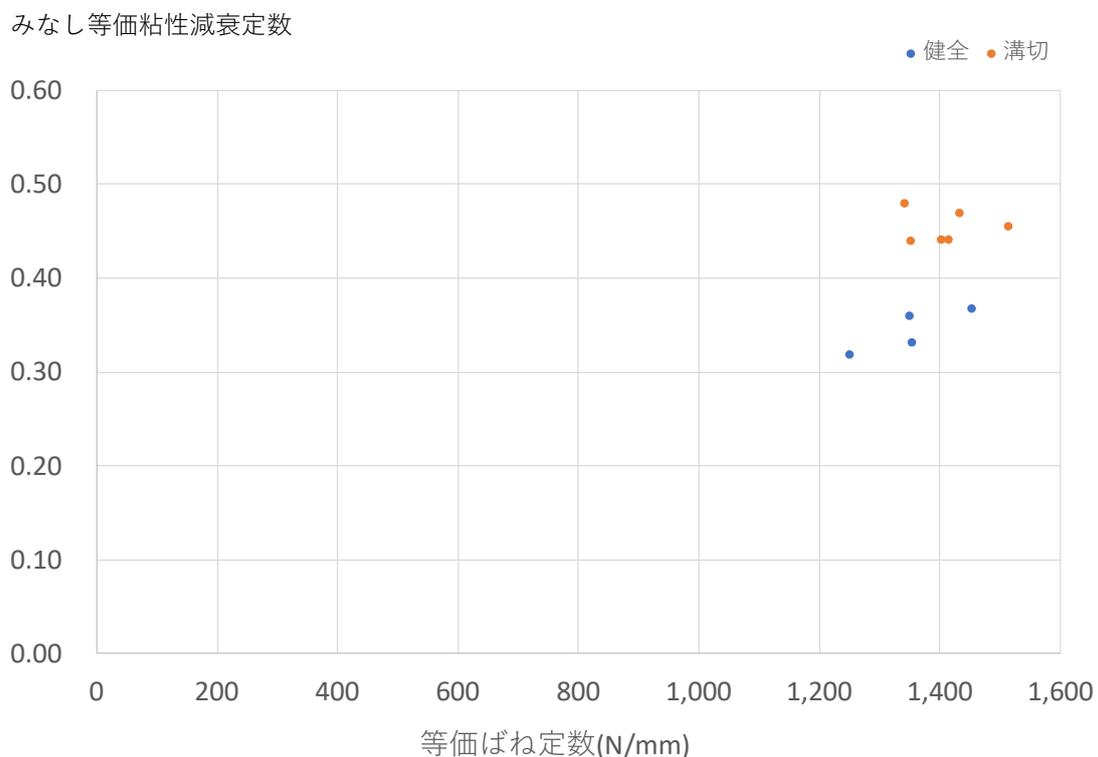


図 5-8 単純支持のみなし等価粘性減衰定数

(5)みなし等価粘性減衰定数の算出結果

エネルギーの観点から考えて算出したみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の関係において、前節で得た傾向と同様であった。ここでの等価ばね定数は、割線剛性を用いている。等価ばね定数は、空洞幅が小さいと大きく、空洞幅が大きいと小さくなる傾向を示した。みなし等価粘性減衰定数は、コンクリートの状態が健全な場合は小さく、損傷のある場合大きくなる傾向を示した。本章では、第4章で行ったRC供試体の衝撃加振実験の全15ケースのFWDによる荷重と変位のデータを使った。割線剛性はばねと同じと考え、等価ばね定数とし、算出した結果の散布図を図5-9に示す。みなし等価粘性減衰定数は、0.2~0.5の範囲となった。空洞幅が0~200mmと比較的小さな場合は、等価ばね定数が3,000~6,000N/mmで、大きい傾向を示した。空洞幅が400~800mmと比較的大きな場合は、等価ばね定数が500~3,000N/mmで、小さい傾向を示した。次に、供試体が健全の場合は、みなし等価粘性減衰定数が0.2~0.45、溝切りの場合、0.21~0.45、ひび割れ大の場合が、0.24~0.51であった。健全の場合は、みなし等価粘性減衰定数が小さく、一方、損傷を有する場合は、みなし等価粘性減衰定数が大きくなる傾向を示した。

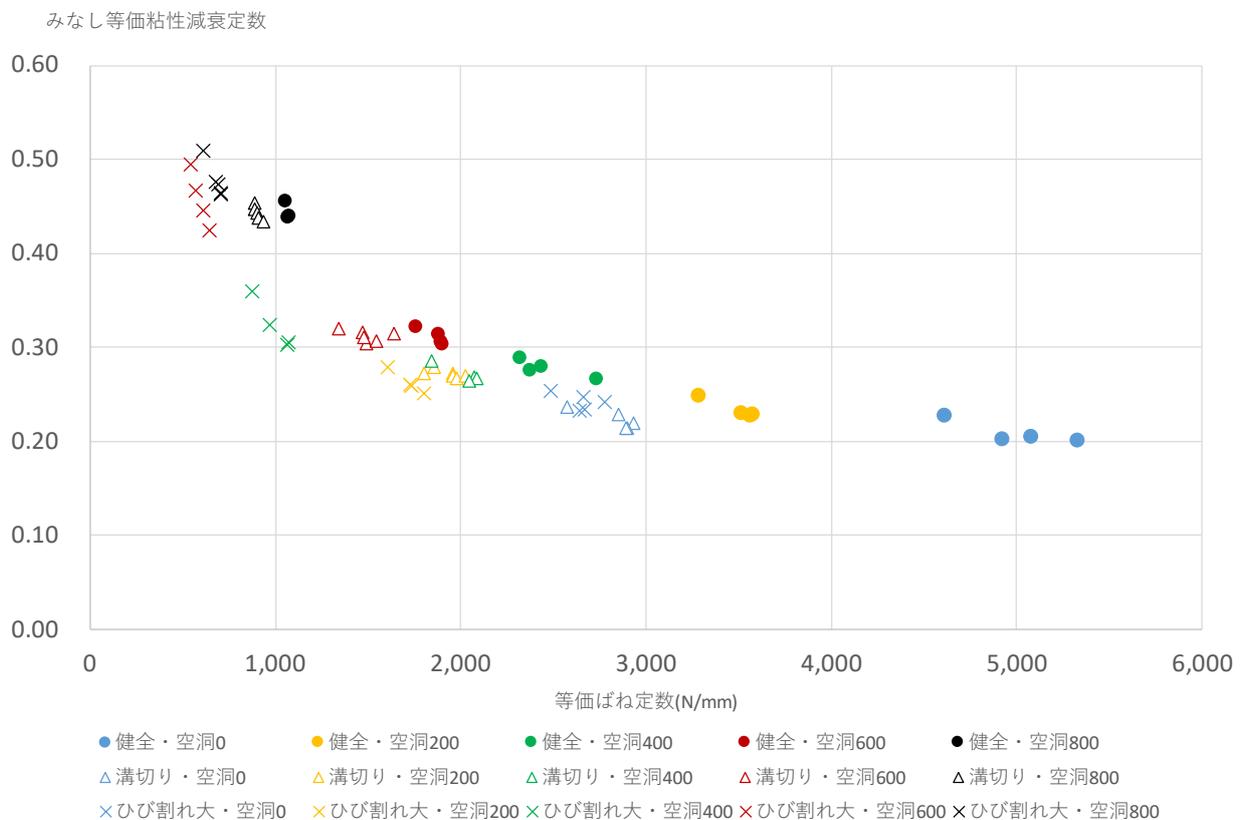


図5-9 みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の散布図

5.3 PC 供試体によるみなし等価粘性減衰定数の算出

本節では、PC 供試体を使った実験から、RC 供試体と同様の傾向が把握可能かの検証を行った。プレストレスは、現地での導入量の再現を目指し、第3章と同じ条件として、100%、50%、0%の水準の供試体を作製し、重錘落下による衝撃加振実験を行った。

5.3.1 実験に用いた PC 供試体

(1) 供試体の形状

供試体は、幅×高さ×全長 = 200×100×1600mm、PC 鋼材は、Φ9.2mm を 1 本、中心に配置した。PC 鋼材は、第3章と同様に、PC 鋼材は再現対象現場と鋼材量を同程度とするために φ9.2mm の鋼棒を用いた。供試体サイズは、第3章の実験時よりも小さいため、PC 鋼材は、1 本配置とした。シースは内径 φ20mm、外径 φ24mm である。PC 鋼棒の両端部に相当する供試体の両端には定着域の割裂ひび割れおよび破壊を防止するために定着補強筋を設けた。

(2) 使用材料およびコンクリートの示方配合

使用材料の一覧を表 5-1 に、コンクリートの示方配合を表 5-2 に、PC 鋼棒の機械的性質を表 5-3 に示す。示方配合について、再現対象現場にて用いられていた配合では、現在使われていない流動化剤が用いられているため、完全な再現は困難であった。そのため同様の現場での舗装工事を想定し、設計基準強度およびスランプを参考に、それを実現する配合を現在用いられる手法⁸⁾から計算した。

表 5-1 使用材料

セメント	普通ポルトランドセメント
細骨材	安川産川砂
粗骨材	土山産碎石 ($G_{max}=20\text{mm}$)
練り混ぜ水	水道水
AE 減水剤	AE 減水剤標準型 (I 種) : リグニンズ ルホン酸化合物とポリオール複合体

表 5-2 コンクリートの配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和材 (cc/m ³)
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨 材 G	AE 減水剤
44.8	44.8	174	424	723	931	1061

表 5-3 PC 鋼材の機械的性質

公称直径 (mm)	公称断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
9.2	66.48	930	1080	2.00 × 10 ⁵

(3) コンクリートの打ち込み，脱型，養生

供試体の作製は鉄製型枠を用いて行い，コンクリートの打ち込みの翌日に脱型し，湿布養生を2日間行った。

溝切りの供試体には，厚さ4mmのアルミ板をシースの下面位置となる38mmの深さまで挿入し，中心より，10cm離れた位置の2箇所に溝切りとしての不連続面を作製した。

(4) プレストレストの導入

コンクリート打設の3日後に，現場の舗装版に加わっている有効プレストレスト量 11.1kg/cm² をもとに，本供試体に同等の応力を付加するに必要な PC 鋼材への緊張力の導入した。緊張方法は，第3章と同じ方法としている。供試体には，プレストレスト 100%，50%，0%の3種類を作製した。

(5) グラウト注入

緊張作業後，同じ日にグラウトの注入を行った。使用するグラウトは未充填部分が発生しないよう低粘性のものを使用した。配合および目標強度を表 5-4 に示す。

表 5-4 グラウト配合および目標強度

水材料比 W/P (%)	水 W (kg/L)	混和材 (ギャップガード PC) (kg/L)	目標強度 (N/mm ²)
33.75	0.501	1.486	30

(6)ひび割れ供試体の作製

供試体には，ここまでの実験と同じ事前載荷により，ひび割れを加えた．プレストレスを付与した供試体に，荷重 28kN を加えて，ひび割れを発生させた．ひび割れは，下面からの正曲げひび割れ，上面からの負曲げひび割れを発生させた．載荷方法は，第 4 章で実施した方法と同じ方法で行った．これまでの事前載荷から，載荷重が大きいと荷重載荷部の供試体上面において，圧縮破壊が生じることが分かっていた．したがって，下面ひび割れは，貫通ひび割れまでには，至っていない可能性がある．なお，プレストレス 100%と 50%の供試体では，載荷荷重を

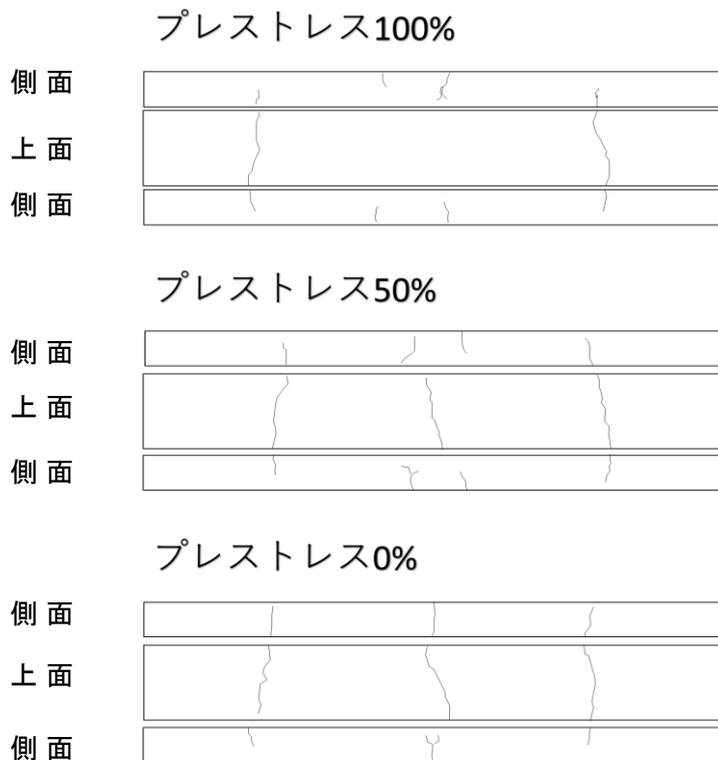


図 5-10 PC 供試体 ひび割れ大供試体 ひび割れ状態

除荷すると、ひび割れは、閉塞した。ひび割れは、目視で確認するのは難しい状況であった。供試体に発生させたひび割れの状況を図 5-10 に示す。

5.3.2 重錘落下による衝撃加振試験方法

プレストレス 100%, 50%, 0%の 3 水準で、健全、溝切り、ひび割れ大の 3 種類、計 9 供試体に小型 FWD による重錘落下試験を行った。また、路盤としてスタイロフォームを重ね、その上に供試体を置いた。スタイロフォームの仕様は DX-35、単位体積重量 0.35kN/m³、許容圧縮応力 200kN/m² 以上、厚さ 100mm で、2 段重ねとした。スタイロフォームの強度は、第 3 章の実験よりも高いものを用いた。また、空洞も第 3 章と同じ、0mm、200mm、400mm、600mm、800mm とした。

5.3.3 みなし等価粘性減衰定数の算出

(1)コンクリートの力学特性

作製した供試体の圧縮強度、静弾性係数は、次のとおりであった。

圧縮強度	34.3N/mm ²
静弾性係数	25,470 N/mm ²

(2)荷重とたわみ曲線

PC 供試体の小型 FWD による計測では、荷重とたわみの曲線は、最大荷重後に、最大たわみを計測し、原点に戻る傾向がみられた。ただし、プレストレス 100%, 50%で、空洞幅が 0~200mm と比較的小さな場合、他の場合と比べ、変位の出現状況の傾向が異なった(図 5-11)。RC 供試体の場合では、荷重が最大となった後、荷重は減少しながらも、変位は増加が継続する。その後、変位は、最大となり、減少し、ゼロに戻る。しかし、PC 供試体のプレストレスが有効に作用し、空洞の小さい場合、変位の最大時が荷重の減少が進み、最大変位時は、荷重が 1,000N 程度と極端に小さくなった時点であった。また、変位が減少しているが、再度増加する場合もあった。その時に最大変位となるケースも生じた。これには、供試体にプレストレスが効いており、重錘落下によるエネルギーを PC 鋼材の分担が大きく、コンクリートの分担が少ないのが理由と推察される。この場合割線剛性は、他の場合で算出したケースよりも極端に小さくなる。したがって、以降の整理では、省いた。

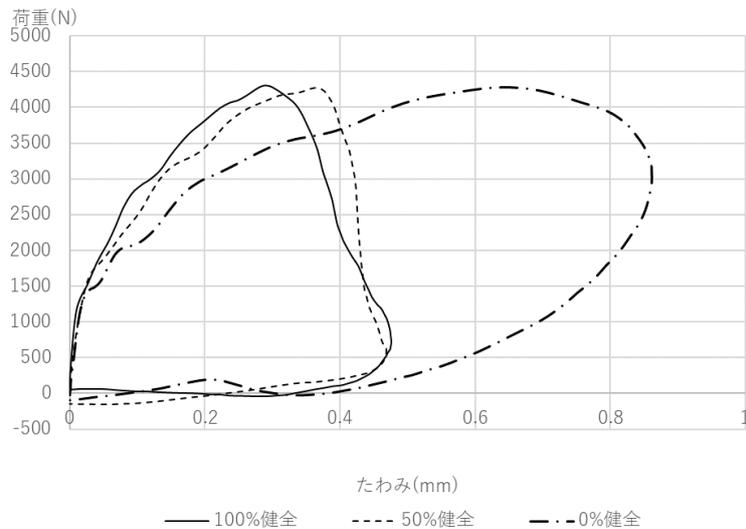


図 5-11 PC 供試体（健全）の荷重-たわみ曲線

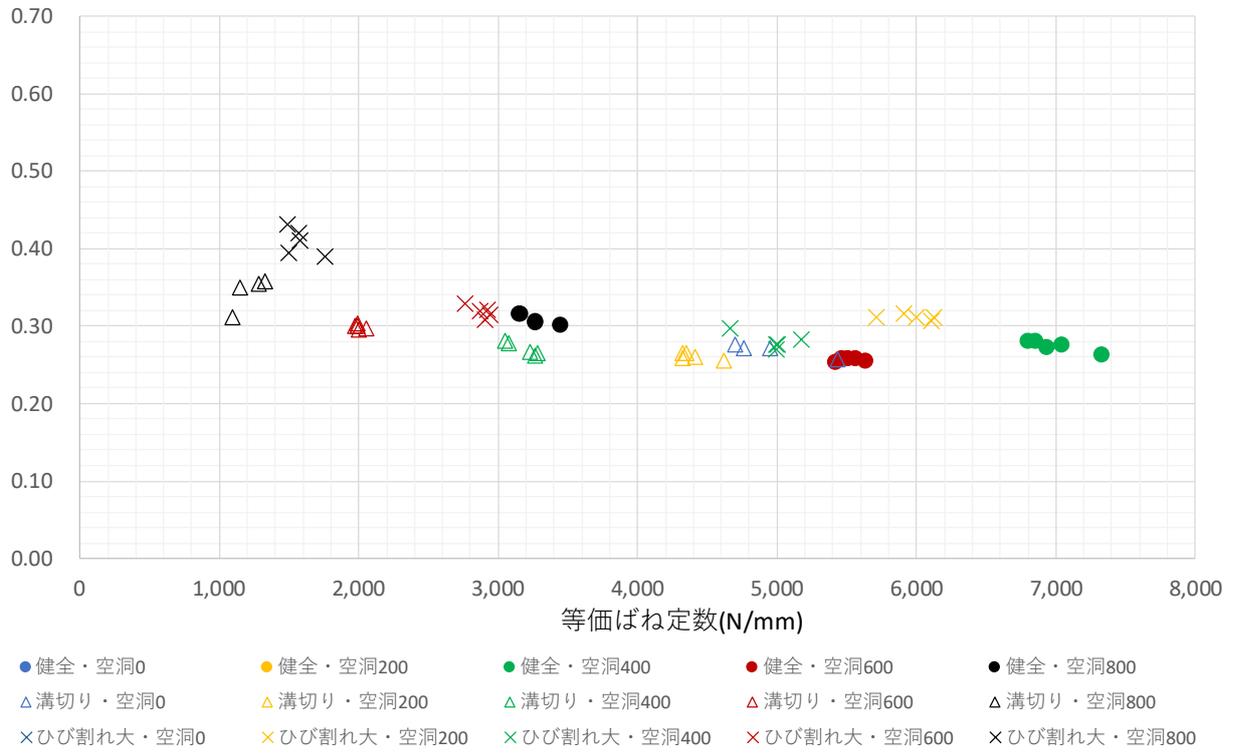
(3) みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の算出

プレストレスが有効に作用している場合は、コンクリートにひび割れが入っていても、みなし等価粘性減衰定数の変化は、小さい。みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の散布図を図 5-12 に示す。プレストレス 100% の場合は、健全やひび割れの場合においてもみなし等価粘性減衰定数は、0.25~0.33 程度なり、大きな変化は見られなかった。プレストレスを 50% とした場合は、0.25~0.4 程度となり、変化の幅が広がった。プレストレスが 0% とした状態においては、RC 供試体と同じになる。プレストレスが 0% でひび割れが入った場合では、みなし等価粘性減衰定数の値は増加した。

一方、等価ばね定数に関しては、プレストレスが有効に作用していても、空洞幅が大きくなるほど小さくなった。プレストレス 100% の場合は、等価ばね定数は、1,000~7,000N/mm となった。また、空洞幅が大きくなると、等価ばね定数は小さくなった。プレストレス 50% の場合は、1,000~6,000N/mm となり、等価ばね定数が全体的に小さくなる傾向となった。プレストレス 0% の場合は、等価ばね定数は、1,000~6,000N/mm とプレストレスが効いている場合に比べて、小さくなった。

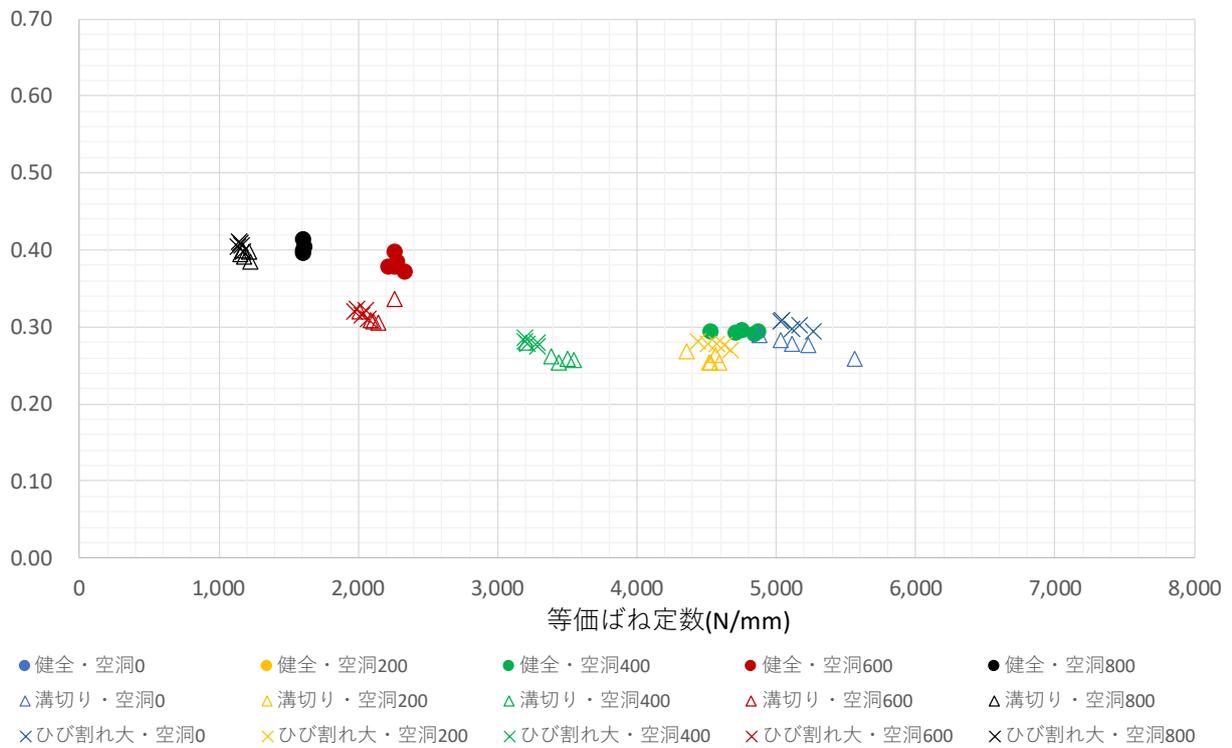
みなし等価粘性減衰定数

プレストレス100%



みなし等価粘性減衰定数

プレストレス50%



定数を 1 とした場合，空洞 400～800mm では，0.6 程度まで低下するが，ひび割れ大の場合では，空洞 0～200mm を 1 とすると，空洞 400～800mm では，0.3 程度となる．損傷がある場合の空洞の幅の影響は，損傷がない場合よりも，大きくなることが分かった．また，空洞 0～200mm の健全のばね定数を 1 とした場合，ひび割れ大のばね定数は，0.5 程度まで低下する．空洞が 400～800mm では，健全を 1 とした場合，ひび割れ大では，0.2 程度まで低下する．空洞が大きい方が，ばね定数が低下する割合が高い．なお，ここでは，損傷の程度を定量的に評価できないため，正確な理論式との整合の確認は，難しい．また，荷重が空洞の中心に載荷されていないとたわみが小さくなり，剛性が高く算出される場合も生じる．現場では，誤検出を防ぐためには，検出したい空洞の大きさの半分程度，載荷位置を移動し，変形状況の確認などの工夫が必要である．

減衰のしやすさを表す粘性定数は，健全な場合では，小さく，損傷がある場合では，大きい傾向を示した．空洞上部部分と弾性支持部分に分割し，空洞上部分に着目し，粘性定数を算出したが，結果には，ばらつきが小さくなかった．理由としては，使用している時刻が一瞬の時間で，変形を計測するためには短時間であり，誤差が生じやすことが考えられる．また，外部への逸散の影響を低減するために，空洞部と弾性支持部に分割して考えたが，その影響を完全に，取り除けていない可能性がある．

重錘落下試験では，重錘により載荷されている時間，供試体変位が復元している時間，重錘の跳ね返り，再落下による供試体のリバウンド変形が生じている時間の 3 つの時間過程がある．最初に変形を生じる載荷過程の時刻歴データを使用することにより，ばね定数，粘性定数の把握が可能であることを示した．

5.4.2 RC 供試体による等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数

エネルギーの観点算出するみなし等価粘性減衰定数の差からも，損傷の状況を把握できる可能性がある．一般に，等価粘性減衰定数には，コンクリートの損傷による内部減衰と地下への逸散，空洞によるたわみに伴う外部減衰が含まれている．そのため，本節での等価粘性減衰定数は，一般的なコンクリート構造物に対して算出される場合よりも大きい．ここでは，等価粘性減衰の相対差を見ることにより，コンクリートの損傷の可能性を把握することとした．そのため，みなし等価粘性減衰定数と称している．みなし等価粘性減衰定数は，荷重とたわみの曲

線で囲まれる消散エネルギーと割線剛性エネルギーを使い，算出した．等価ばね定数は，最大変位とその時の荷重から算出される割線剛性とした．

ここでの等価ばね定数においても，空洞幅が小さい場合に，大きい値を示し，空洞幅が大きい場合には，小さい値を示した．ばね定数に空洞幅が影響しているのは，前節の結果と同じであった．

みなし等価粘性減衰定数は，健全な場合では，小さく，損傷がある場合では，大きい．剛な支持条件である単純支持の場合で，みなし等価減衰定数は，健全では小さく，溝切では，大きくなり，差異を示した．コンクリートの損傷の有無を示していると考えられる．

割線剛性には，最大変位とその時の荷重から算出する方法が望ましい．みなし等価粘性減衰定数は，消散エネルギーを割線剛性エネルギーで除する形となっている．割線剛性の設定方法を最大変位と最大荷重とすると，割線剛性が大きくなり，割線剛性エネルギーも大きく，みなし等価減衰定数が小さくなる．その場合，みなし等価減衰定数の差も小さくなる．損傷の有無を見るためには，差が大きく見られる方が望ましいため，最大変位とその時の荷重による割線剛性の設定が望ましいと考えられる．

みなし等価粘性減衰定数は，前節の加速度データと運動方程式により算出する粘性定数よりも，ばらつきが小さい傾向にあった．運動方程式による方法は，非常に短時間に生じている変形状況を計測するため，誤差が生じやすい可能性がある．エネルギーで考えると，1/2 サイクルの全体として評価できる．

両方法共に，損傷の有無を粘性により把握できる可能性があると考えられる．エネルギーの観点から，みなし等価粘性減衰定数を算出する方が，手順が単純であることから，現場での適用性は，高いと考えられる．

5. 4. 3 PC 供試体による等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数

プレストレスが有効に作用していると，コンクリートにひび割れや溝切りの損傷がある場合も，みなし等価粘性減衰定数は，大きく変化しない．プレストレスによって，ひび割れが閉じ，重錘落下の際の挙動は，ひび割れ部は密着している状態となる．密着状態のため，エネルギーの損失が生じにくい状況と考える．一方，プレストレスが 0% の場合には，たわみ振幅が大きくなり，ひび割れ損傷部で摩擦が生じてエネルギーの損失が多くなる．そして，みなし等価粘性減衰定数も

大きくなる。これらからは、プレストレスが有効に働いている間は、ひび割れが発生しても、みなし等価粘性減衰定数は、大きく変化しない。しかし、プレストレスが有効に働かなくなり、空洞幅が大きくなるにつれて、振幅が増加していくと、次第にみなし等価粘性減衰定数は大きくなる。現場の点検結果からは、鋼材の破断も確認され、プレストレスが有効に働いていない状態にある。鋼材破断箇所では、みなし等価粘性減衰定数が大きくなると推察される。

ただし、プレストレス 100%で、空洞幅が比較的小さい場合、計測される荷重とたわみ曲線が異なる場合がある。他の研究事例⁷⁾においても、同様の曲線形状が示されている。そのため、プレストレス構造物の場合には、機械的にみなし等価粘性減衰定数と割線剛性を計算式より算出すると誤る可能性がある。荷重とたわみ曲線の形状も、注意して判定する必要がある。

プレストレスが有効に作用している場合では、ひび割れがあっても、みなし等価粘性減衰定数の変動が少ないが、プレストレスが有効に作用しなくなると、RC供試体と同様に、みなし等価粘性減衰定数の変動が大きくなる。

5. 5 結言

本章では、舗装版の健全性を確認する指標として、ばね定数と粘性定数、等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数に着目し、変化の把握を試みた。本章で得た知見を記す。

1. ばねとダッシュポットを含んだ二質点系の運動方程式に基づき、ばね定数と粘性定数の関係を算出した。ばね定数は、空洞のサイズが小さい場合、大きくなり、空洞のサイズが大きい場合、小さくなる傾向であった。粘性定数は、健全なコンクリートの場合、小さく、損傷を持つ場合、大きくなる傾向があった。これらの結果から、ばね定数は空洞の幅に影響を受け、粘性定数はコンクリートの損傷に影響を受ける傾向が示された。
2. エネルギーの観点から考えて算出したみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の関係も、同じ傾向を示した。空洞幅は、等価ばね定数に影響を及ぼし、コンクリートの状態は、みなし等価粘性減衰定数に影響した。
3. ばね定数と粘性定数、ならびに等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数との関係は、反比例に近い傾向を示した。他の研究事例においても、剛性低下率が大き

きくなると減衰定数が増大すると示されており，同様の傾向を得た．舗装版の健全性を評価するには，両算出方法ともに，有効であると確認された．

4. PC 供試体の場合においては，プレストレスが有効に作用している状態では，みなし等価粘性減衰定数は，大きく変動しない．プレストレスが有効に作用しない状態では，みなし等価粘性減衰定数は，増加することが分かった．ただし，荷重とたわみ曲線の形状の確認が必要である．
5. たわみの増大には，空洞とコンクリートの損傷の両方の要因が混在する．たわみの原因を完全かつ明確に，区分できるまでには至っていない．そのため，判定するための閾値を設定する際には，幅を持たせるなど，工夫が必要である．

参考文献

- 1) 小野木重治，科学者のためのレオロジー，P.53-76 化学モノグラフ 32，化学同人，1982
- 2) 宮本文穂，森川英典，山本昌孝，既存コンクリート橋の損傷に対する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用，土木学会論文集 No.442，V-16，pp.61-70,1992
- 3) 青木圭一，PC 桁の損傷と振動特性に関する実験的研究，第 24 回シンポジウム論文集，pp.273-278，プレストレスコンクリート工学会，2015
- 4) 若林實，構造物の減衰とエネルギー吸収能力について，京都大学防災研究所年報第 17 号 A，pp.27-47，1974.4
- 5) 芹澤浩次郎，半貫敏夫，秋山宏，初期非弾性域に着目した鉄筋コンクリート梁のエネルギー吸収特性に関する実験的研究，日本大学理工学部理工学研究所研究ジャーナル，p.122_1-122_10，2010
- 6) 小川淳二，鉄筋コンクリート骨組みの動的特性，コンクリートジャーナル，Vol.8，No.7，pp.1-10，1970
- 7) 下山一輝，黒田一郎，古屋信明，中村佐智夫，重錘落下実験による PC 梁のせん断破壊挙動，コンクリート工学論文集，第 13 巻第 1 号，pp.109-118，(公社)コンクリート工学会，2020

第6章 実路 FWD データによるみなし等価粘性減衰定数の算出と検証

6.1 緒言

実路の FWD のデータを使い，みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の関係を検証する．実路の走行，追越車線で 10m 間隔に FWD により取得した荷重とたわみのデータ，および点検結果が存在する．実路の FWD のデータを使って，前章までに得たエネルギーの観点から算出するみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の関係を確認する．その結果と実際の空洞，ひび割れ点検の結果との整合する状況を確認する．点検結果に基づき，空洞あり／なし，ひび割れあり／なしの等価ばね定数とみなし投函粘性減衰定数の閾値の提案を行う．

6.2 PC 舗装の抽出調査

本研究の対象としているトンネル内の PC 舗装において，空洞等の抽出調査が行われた結果と，算出される等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数の比較を行う．抽出調査の内容は，空洞，開削による PC 鋼材破断，路上からのひび割れである．調査対象箇所は，10m 間隔の FWD 計測地点から抽出された 53 箇所である．空洞調査方法は，コア削孔後に CCD カメラを挿入し，直接目視による観察としている．PC 鋼材破断調査は，破断の恐れがあると推定される箇所と，恐れがないと推定される箇所をひび割れの状況から選定している．舗装本体のコンクリートを開削し，PC 鋼材の状況を直接目視する方法としている．ひび割れ調査は，路面上から観察されるひび割れの状況を目視による確認としている．したがって，路面から観察できない箇所は，ひび割れなしと分類している．本研究で確認されている下面からのひび割れが発生しているかの確認は，出来ていない．また，ひび割れ深さや幅の記録もない．

空洞調査は，19 箇所で行われ，空洞あり，15 箇所，なし，4 箇所となっている．はつりによる PC 鋼材調査は，9 箇所行われ，破断・腐食，8 箇所，健全，1 箇所となっている．路面からのひび割れ調査は 53 箇所で行われ，ひび割れあり 17 箇所，なし 36 箇所となっている．調査結果のまとめを表 6-1 に示す．

表 6-1 PC 舗装の抽出調査結果

測点	走行車線				追越車線			
	たわみ (mm)	空洞 (コア)	PC 鋼材 (はつり)	ひび割れ	たわみ (mm)	空洞 (コア)	PC 鋼材 (はつり)	ひび割れ
6741	0.286	-	-	なし	0.583	あり	破断 (横断)	縦断
6751	0.392	-	-	横断	0.354	あり	-	縦断
6761	0.552	-	-	縦断・ 横断	0.316	あり	破断 (縦断)	縦断
6844	0.320	-	健全	なし	0.258	-	-	縦横断
6894	0.560	-	破断 (縦横断)	なし	0.462	-	-	縦横断
7100	0.382	なし	-	なし	0.498	-	-	なし
7110	0.389	あり	-	縦断・ 横断	0.432	あり	-	なし
7120	0.343	あり	-	縦断・ 横断	0.452	あり	-	なし
7130	0.431	-	-	なし	0.401	あり	-	なし
7326	0.401	-	-	なし	0.569	-	-	なし
7402	0.431	-	-	なし	0.437	-	-	なし
7412	0.463	-	-	なし	0.510	あり	-	なし
7422	0.468	-	-	なし	0.449	あり	-	なし
7432	0.418	-	-	なし	0.452	-	-	なし
7501	0.414	あり	-	なし	-	-	-	-
7511	0.410	あり	-	なし	-	-	-	-
7521	0.375	なし	-	なし	-	-	-	-
7679	0.459	-	腐食 (横断)	縦断	0.352	-	-	なし
7737	0.473	-	-	縦断	0.375	-	腐食 (横断)	横断

7747	0.370	-	-	なし	0.362	-	腐食 (横断)	縦横断
7826	0.437	-	-	なし	0.373	なし	-	なし
7836	0.543	-	-	なし	0.521	あり	-	なし
7846	0.388	-	破断 (横断)	なし	0.291	なし	-	なし
7856	0.474	-	腐食 (縦断)	縦断	0.297	-	-	縦断
7876	0.266	あり	-	縦断	-	-	-	-
7886	0.271	あり	-	縦断	0.173	-	破断 (横断)	縦断
7896	0.390	あり	-	縦断	-	-	-	-

6.3 実路 FWD データによる算出と検証

6.3.1 実路データによる等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数

抽出調査 53 箇所 の FWD データ から、みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数を算出した。等価ばね定数が大きい場合、みなし等価粘性減衰定数は小さく、等価ばね定数が小さい場合は、みなし等価粘性減衰定数は、大きくなった。抽出調査された 53 箇所を対象にまとめた散布図を図 6-1 に示す。第 5 章での結果と同じ傾向を得た。空洞あり、なしの抽出調査の結果をもとに、たわみ、等価ばね定数、みなし等価粘性減衰定数の平均、最小、最大の集計を表 6-1 に示す。等価ばね定数の平均値は、空洞ありでは 261N/mm、空洞なしでは、301N/mm であり、空洞ありの方が、小さくなった。次に、みなし等価粘性減衰定数の平均値は、ひび割れありでは、0.0599、全数では、0.0577 であった。ひび割れありの方が大きくなる傾向を確認した。

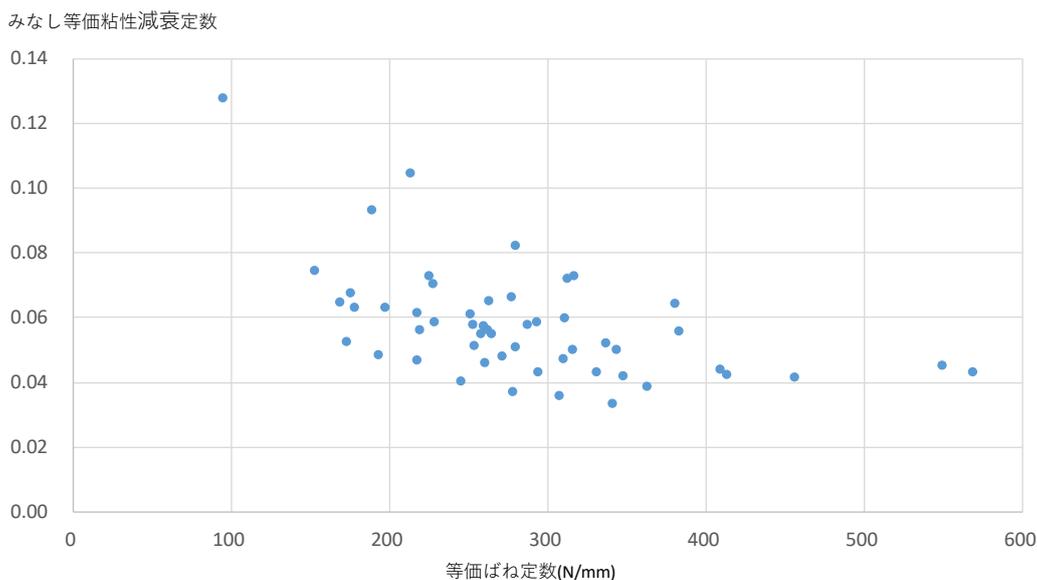


図 6-1 実路 FWD 計測結果によるみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数

表 6-2 損傷別の平均，最大，最小

	たわみ (mm)			等価ばね定数 (N/mm)			みなし等価粘性減衰定数		
	平均	最小	最大	平均	最小	最大	平均	最小	最大
全数	0.438	0.258	1.044	276	94	549	0.0577	0.0333	0.1278
空洞あり	0.420	0.297	0.583	261	168	423	0.0546	0.0368	0.0929
空洞なし	0.355	0.291	0.382	301	257	347	0.0535	0.0420	0.0650
ひび割れあり	0.441	0.258	1.044	278	94	423	0.0599	0.0333	0.1278

6.3.2 空洞を有する場合の検証

空洞あり，なしの点検結果とみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の関係とを関連付けて，分類した．ばね定数は，空洞ありでは，小さく，空洞なしでは，小さい傾向を示す結果であった．前節の 53 箇所のうち，空洞あり，なしと明確に確認されている 19 箇所を整理した．空洞あり，なしで，分類したみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の散布図を図 6-2 示す．しかし，両者ともに，ばね定数

のバラツキも多い。平均と標準偏差は，空洞ありでは，261N/mm，64N/mm，空洞なしでは，301N/mm，41N/mmであった。空洞あり，なしの平均，最大，最小，平均+標準偏差，平均-標準偏差を算出したまとめを表 6-3 に示す。空洞ありの方の標準偏差が大きくなった理由は，空洞の大きさや，重錘落下位置の関係が考慮されていないためと考える。

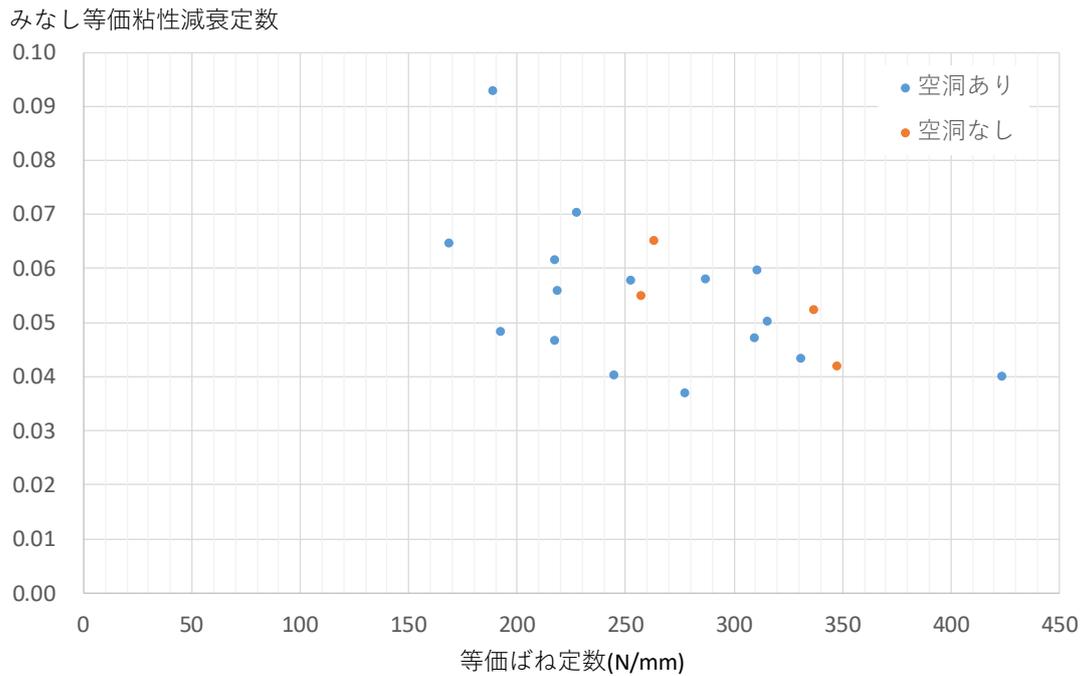


図 6-2 空洞ありなしでのみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数

表 6-3 空洞ありなしでの等価ばね定数の比較 (N/mm)

	最小	平均 -1 σ	平均	平均 +1 σ	最大
空洞あり	168	197	261	325	423
空洞なし	257	260	301	342	347

6. 3. 3 ひび割れを有する場合の検証

ひび割れありの点検結果とみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の関係とを関連付けて，分類した。ひび割れありの場合は，みなし等価粘性減衰定数が，大きく算出される傾向が示された。本節でのひび割れありとは，53箇所のうち，

上面ひび割れが観察された 15 箇所を抽出している。一方，下面のひび割れ観察は，行われていない。ひび割れあり除くには，調査対象の全数から，ひび割れありの箇所を除いて分類している。みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数を算出し，整理した散布図を図 6-3 に示す。ひび割れありのみなし等価粘性減衰定数は，0.03～0.13 であり，平均は，0.0599，標準偏差は，0.0210 であった。ひび割れあり除く場合の平均は，0.0570，標準偏差は，0.0148 であった。ひび割れありの平均はひび割れあり除くよりも，大きい結果となった。前節で行った供試体を使った研究において損傷がある場合に，みなし等価粘性減衰定数が大きくなった傾向との一致が確認された。特に，ひび割れあり除くには，データのばらつきが多い。理由としては，下面ひび割れが生じている箇所もひび割れあり除くに含まれている可能性があることが考えられる。

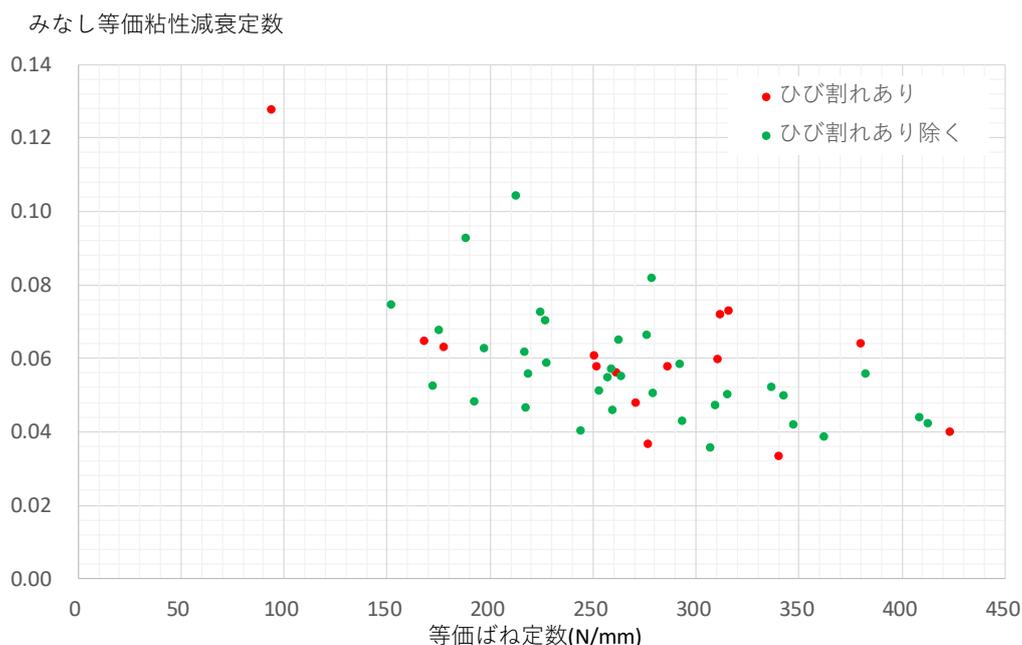


図 6-3 ひび割れあり，あり除くのみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数

表 6-4 ひび割れあり，あり除くのみなし等価粘性減衰定数の数値

	最小	平均 -1σ	平均	平均 +1σ	最大	標準偏差
ひび割れあり	0.0333	0.0389	0.0599	0.0809	0.1278	0.0210
ひび割れあり除く	0.0358	0.0422	0.0570	0.0719	0.1044	0.0148

6.3.4 PC鋼材破断の場合の検証

PC鋼材が破断している場合は、みなし等価粘性減衰定数が大きく、PC鋼材が破断していない場合は、小さくなった。PC鋼材の抽出調査の破断と健全・腐食で分類されるみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の散布図を図6-4に示す。PC鋼材が破断している場合は、みなし等価粘性減衰定数が大きい。一方、PC鋼材が、健全・腐食に分類される場合で、路面ひび割れがある場合は、みなし等価粘性減衰定数は、大きくなる場合もある。理由は、ひび割れ幅大きくなっていると推察される。同じ、PC鋼材が、健全・腐食の場合で、ひび割れがあっても、みなし等価粘性減衰定数が小さい場合があった。プレストレスが有効に作用している状態で、ひび割れが小さく保たれ、エネルギーの損失が小さくなっている状態と考える。PC鋼材が健全で、ひび割れあり除くの場合では、みなし等価粘性減衰定数が小さい。これは、プレストレスが効いた状態であり、健全な状態であると考えられる。

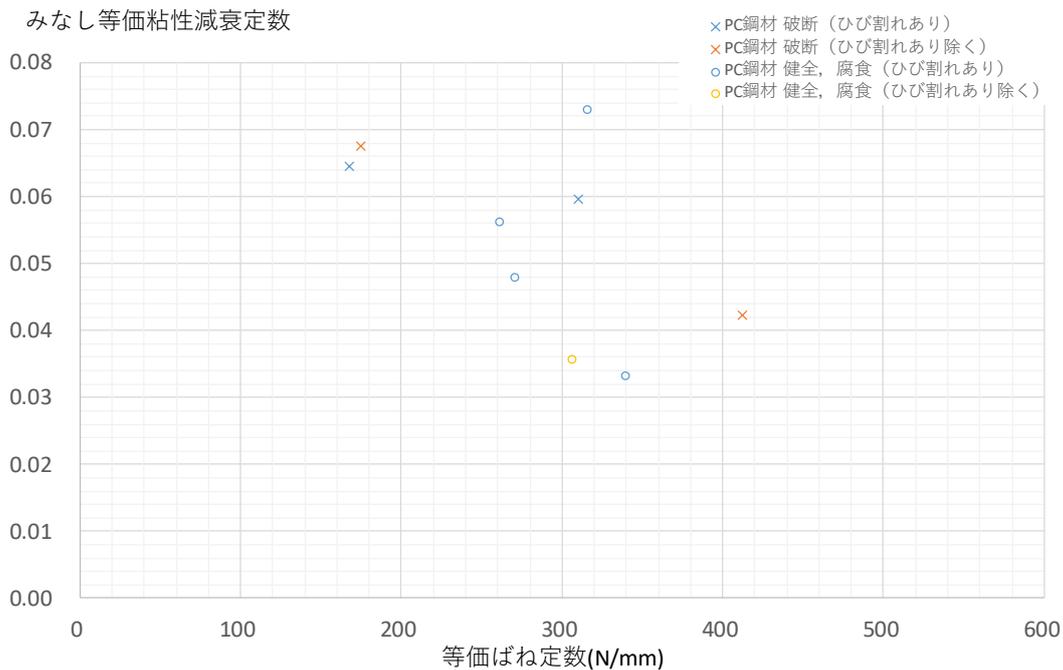


図 6-4 PC鋼材破断，腐食，健全でのみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数

6.4 抽出調査を考慮した補修判定の提案

実路のデータのうち、空洞やひび割れが確認されている抽出調査結果と合わせた分析から、補修判定の閾値の提案を行う。空洞やひび割れの抽出調査結果は、表 6-1 に示されている。それらの箇所の等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数の整理を前節で行った。

等価ばね定数は、空洞の影響を受けると考えられる。データには、ばらつきがあることも考慮する必要がある。そこで、等価ばね定数の閾値の設定には、標準偏差を用いて、空洞なし、疑い、ありの範囲を設定した。図 6-5 に示す。空洞なし範囲には、空洞なしのばね定数データの平均 + 標準偏差とし、空洞疑いの範囲は、同じデータの平均 - 標準偏差とした。空洞ありの大部分が、空洞あり範囲に判定される。

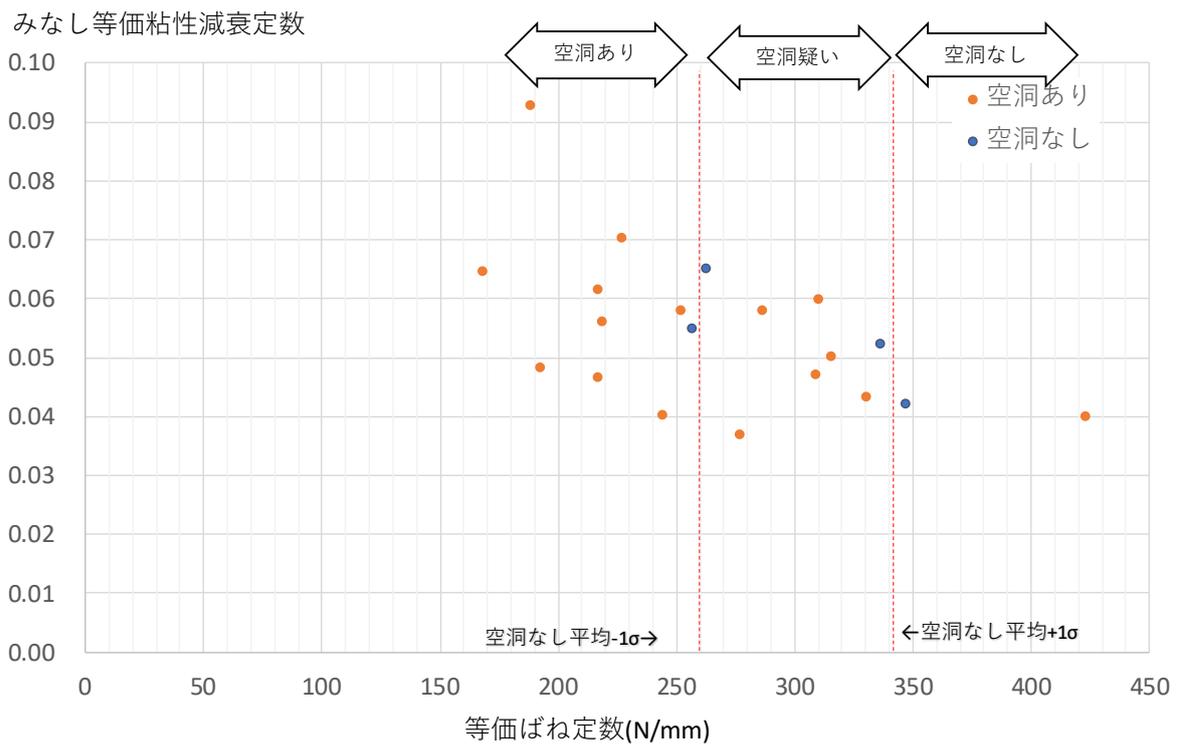


図 6-5 標準偏差を考慮した空洞判定の閾値

みなし等価粘性減衰定数の閾値には，図 6-6 のひび割れありとひび割れあり除くのデータを用いた．みなし等価粘性減衰定数にも，ばらつきが多い．また，下面ひび割れの状況は明確に把握されていないため，ひび割れありと分類されるデータのみを使って閾値を検討した．ひび割れありを判定するみなし等価粘性減衰定数の閾値は，平均－標準偏差と設定し，ひび割れあり範囲となし範囲に区分した．

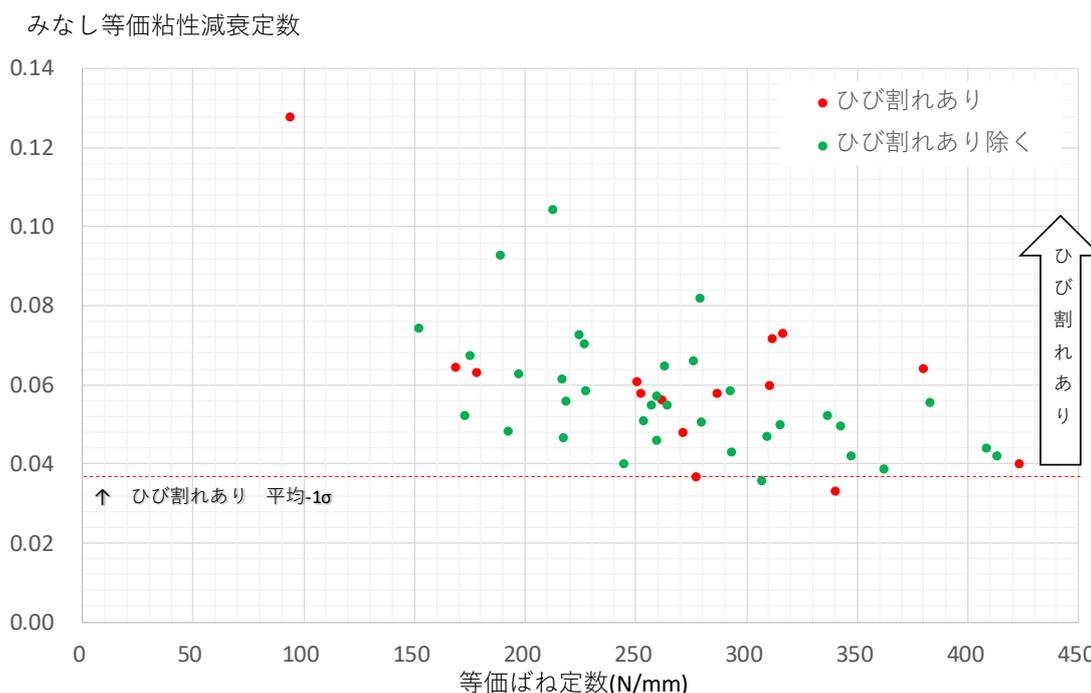


図 6-6 標準偏差を考慮したひび割れ判定の閾値

6.5 閾値の実路データへの適用

PC 舗装でオーバーレイ補修が行われていない区間の 10m 間隔の FWD 調査 174 箇所のみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数を算出した．さらに，上記の考え方により算出される閾値を入れた散布図を図 6-7 に示す．閾値の値は，表 6-2，および表 6-3 としている．等価ばね定数に関しては，342N/mm 以上は，空洞なし，260~342N/mm は，疑い，260N/mm 未満は，空洞ありと判定した．みなし等価粘性減衰定数に関しては，0.0389 以上は，ひび割れあり，0.0389 未満は，ひび割れなしと判定した．

上記の判定区分に従い，補修方法が選定される（図 6-8）．ひび割れあり／なしの区分により，舗装表面をオーバーレイ，もしくは打ち換えの判断ができる．ま

た、空洞あり・疑いでは、アンダーシーリング工法による空洞を充填する補修方法の判断を行うことができる。

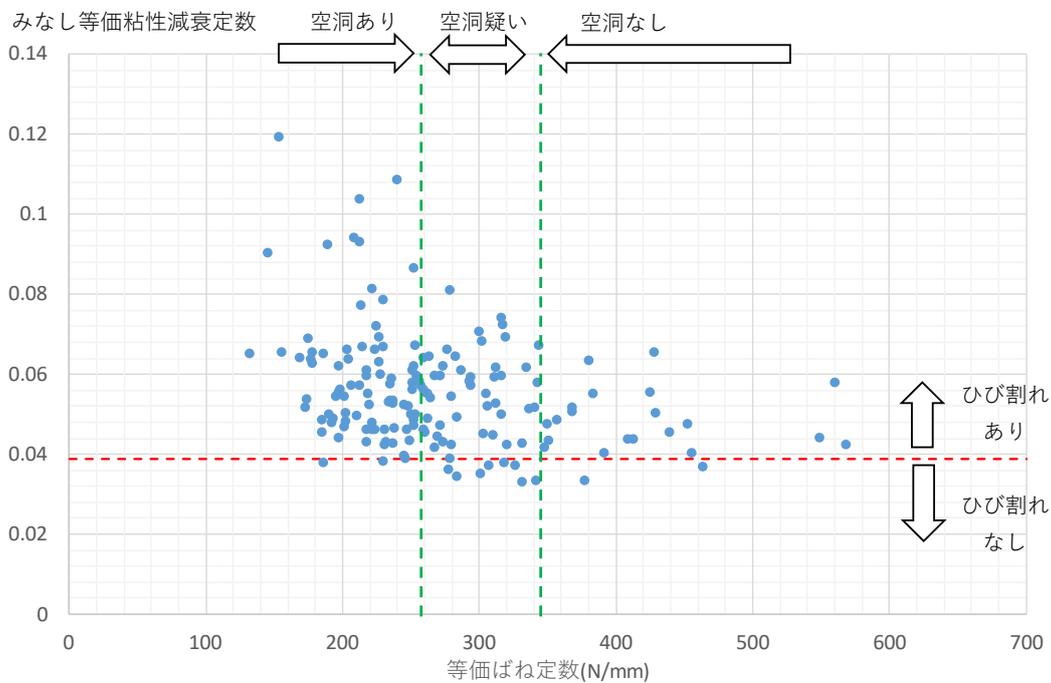


図 6-7 実路 FWD の閾値による判定

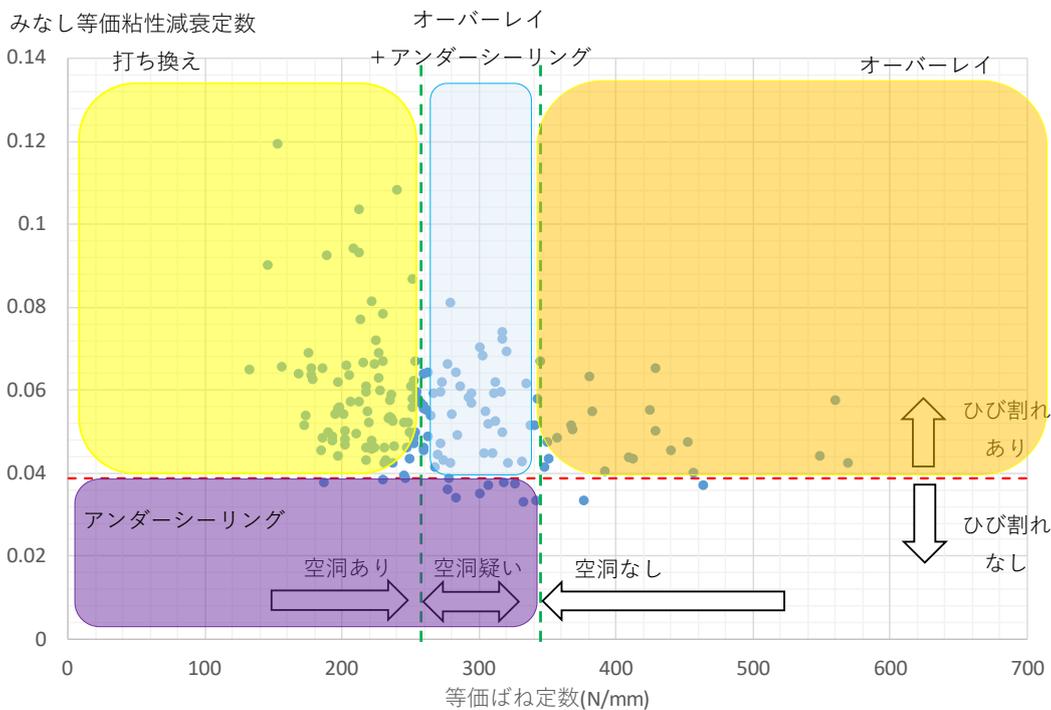


図 6-8 補修方法の選定

6. 6 考察

実路の FWD により計測された荷重とたわみを使って、みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数を算出した場合においても、実験供試体で行った場合と同じ傾向を示した。

さらに、抽出点検調査結果から、点検されている範囲ではあるが、空洞やひび割れのあり、なしの判断ができる可能性を示した。しかし、必ずしも抽出調査の結果と閾値とが整合しない場合もあった。

抽出調査結果との一致具合を考えると、空洞は、疑いの判定を設定せざるを得ない。その際には、データのばらつきがあることから、標準偏差を考慮した。整合しない理由は、FWD 载荷の重錘落下点が、空洞の中心で行えていない場合があると推察される。現地計測時において、空洞が疑いと分かれば、载荷点を少し移動させ、空洞中心位置を探る再計測の必要がある。

また、ひび割れも、データにばらつきがあり、標準偏差を考慮した。ひび割れは、下面の状況の確認ができないため、表面からのひび割れデータのみで、判定した。そのため、ひび割れありの判定が幅広くなった。下面のひび割れの状況の結果が存在すれば、空洞と同様に、ひび割れありの判定の幅を限定できた可能性がある。補修工事が実施される際に、検証のための調査から、本検討手法の精度の確認が必要と考える。

プレストレスは、鋼材が破断している場合とひび割れがある場合のともに、等価粘性減衰定数が大きくなるため、区別が難しい。一方で、鋼材が破断せず、ひび割れ幅が小さい場合は、みなし等価粘性減衰定数が小さく、健全な状態を示す。

既往の FWD による空洞の評価方法¹⁾に加え、等価ばね定数により評価の可能性を示した。また、FWD の逆解析では、舗装版はひび割れのない状態であることが前提²⁾である。ひび割れの有無は、みなし等価粘性減衰定数により評価できる可能性を示した。

6.7 結言

本章では、実路のデータを用いて、みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数の関係性を確認した。さらに、現地の損傷の抽出調査結果と関連付けて、両定数の閾値の検討を行った。本章で得た知見を記す。

1. 実路の FWD による荷重とたわみを使って、みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数を算出した場合においても、実験供試体で行った場合と同じ傾向を示した。提案の手法の有効性が、実路から取得されたデータを使っても確認された。
2. 抽出調査結果を基に、空洞有の場合は、ばね定数が小さく、空洞なしの場合は、ばね定数が大きくなる傾向が確認された。ひび割れありの場合も、みなし等価粘性減衰定数が、大きい傾向であることが確認された。さらに、抽出調査結果を用いて、空洞あり、なしの閾値、ひび割れありの閾値を設定した。実路の FWD の計測結果と現地の損傷調査の結果から、ある程度の損傷原因の分類と損傷判定のできる可能性を示した。
3. プレストレスが有効に作用している場合は、みなし等価粘性減衰定数は、小さい。みなし等価粘性減衰が大きい場合は、要因が、ひび割れの増大か、プレストレスの減少によるかの見分けは、難しい。
4. FWD の調査手法から得た複数の項目の結果を使い、空洞、ひび割れ有無の判定ができることを示した。

参考文献

- 1) 河村直哉，坪川将丈，加藤絵万，FWD によるコンクリート舗装の空洞検出方法，土木学会論文集 E1(舗装工学),Vol.73, No.1,pp.1-11,2017
- 2) 非破壊試験に舗装のたわみ測定と構造評価，舗装工学ライブラリー14，pp.111，土木学会，2015

第 7 章 結論

7. 1 はじめに

本論文では，道路トンネルの PC 舗装に生じているひび割れ，空洞の損傷に着目し，ひび割れ発生メカニズムの推定を行った．続いて，重錘落下による加振試験から，空洞，ひび割れ発生の状況を把握する方法の研究を行った．空洞の発生には，ばね定数に着目し，ひび割れ発生には，粘性に着目し，粘性定数，等価粘性減衰定数を用いる方法に取り組んだ．また，実路で計測された FWD の結果からも同じ傾向の把握を試みた．

7. 2 本研究により得られた結論

「第 3 章 ひび割れ発生メカニズムの推定」では，トンネル内の PC 舗装で確認された縦断方向のひび割れの発生メカニズムを実験的，および解析的に検証した．縦断方向のひび割れの発生原因を，PC 舗装版の背面に空洞の発生した状態で PC 舗装版に加わる輪荷重であると考え，PC 舗装版を模擬した PC はり部材に対して載荷実験と FEM による実験再現の解析した．舗装版のたわみをはじめとする曲げ挙動と破損の形式を確認した．載荷実験では荷重の増加に伴い，最初に中央部下面に，次に固定端部上面にひび割れが生じ，最終的に中央部上面の圧壊が生じた．舗装版の上面にひび割れが確認されている状態では，下面にもひび割れが存在する可能性が示された．ひび割れ発生荷重は，プレストレス量の増大に伴って増加する傾向であった．ひび割れ発生時の変位は，空洞幅の増大に伴って増加する傾向であった．載荷実験の再現 FEM により，ひび割れ発生荷重，中央変位増加時のプレストレスおよび空洞幅の影響は，実験と同じであった．さらに，路盤上の PC 舗装版を模擬した 3 次元非線形 FEM を実施した．PC 舗装に荷重を載荷した場合のたわみ，および発生応力には，空洞の増大とプレストレス減少ともが影響した．

これらから，現地でのトンネル内 PC 舗装に生じている損傷の発生メカニズムとしては，以下のとおりと推定される．地下水により PC 舗装版下にある砂が流出し，空洞が発生する．空洞の拡大に伴い，輪荷重の作用により，たわみが増加し，PC 舗装版下面と上面にひび割れが発生する．ひび割れ幅が拡がり，水が浸入

し，PC 鋼材の腐食が始まり，最終的には，PC 鋼材の破断につながる．推定されるメカニズムのフローを図 7 に示す．

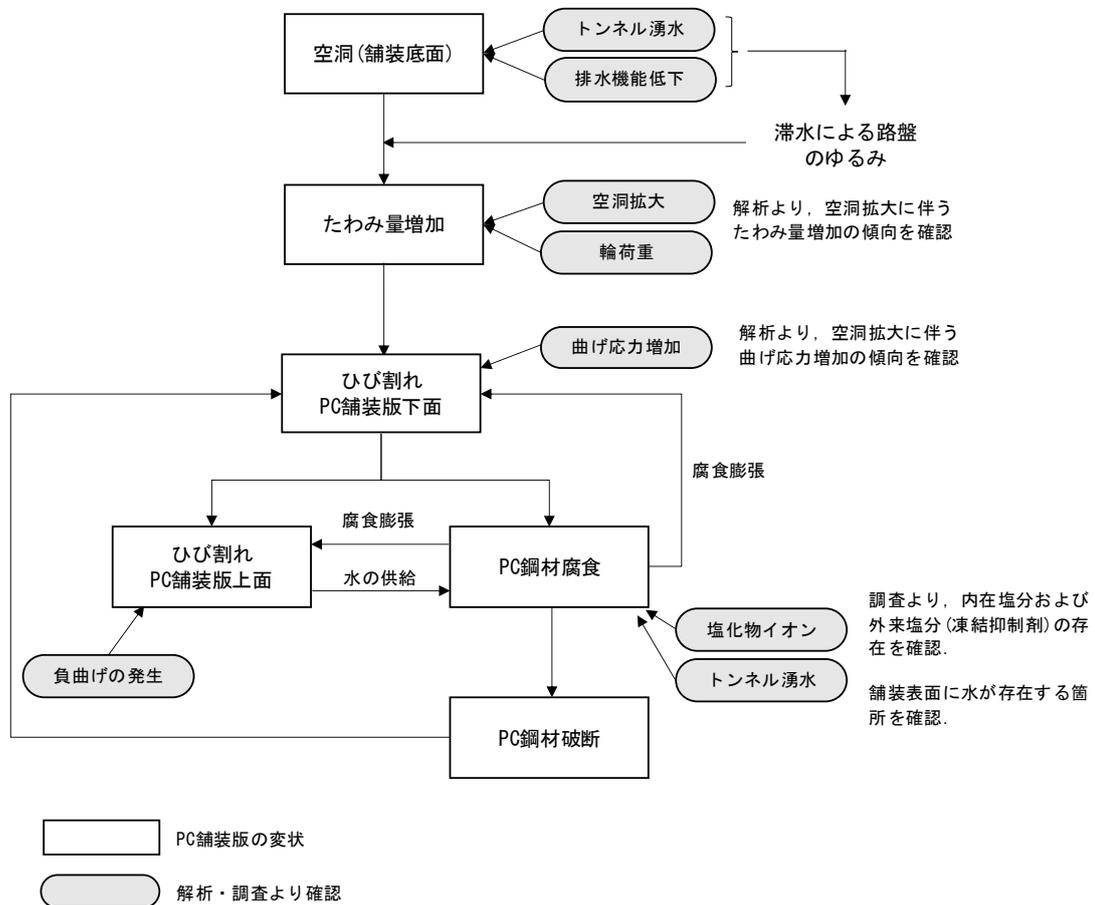


図 7 トンネル内 PC 舗装に生じている損傷の発生メカニズム

「第 4 章 衝撃加振試験による RC 版の挙動の確認」では，PC 舗装で確認された空洞やひび割れの損傷把握のため，衝撃加振から得る指標の有意性を検証した．舗装版の上面からの非破壊調査手法により計測した．指標には，固有振動数，たわみ，荷重とたわみから算出される散逸エネルギー，最大荷重と最大たわみの発生時間差の変化に着目した．打撃による衝撃加振から，固有振動数を計測した．コンクリートに損傷がある場合には，固有振動数の変化を確認した．ただし，変化は小さかった．小型 FWD による衝撃加振から，たわみ，散逸エネルギー，最大荷重時と最大たわみ時の発生時間差の 3 つの指標を得た．3 つの指標は，コンクリートに損傷がある場合には，健全な状態に比べて，大きくなる傾向を確認した．

また，小型 FWD による衝撃加振に，供試体に加速度センサを設置しても計測した．コンクリートに損傷がある場合，重錘の最大落下時と供試体の最大変位時の時間差が大きくなった．時間差の増加は，コンクリートのひび割れによる粘性が増加した影響による可能性がある．

「第 5 章 コンクリートの健全性を確認する指標の検討」では，コンクリートの損傷による時間差が生じる理由が，粘性によると仮定し，粘性による指標から，健全性の評価を試みた．重錘落下の挙動をばねとダッシュポットを考慮した二質点系でモデル化した運動方程式で表した．衝撃加振試験の加速度センサにより取得されたデータから，ばね定数と粘性定数を求めた．また，エネルギーの観点からのアプローチとして，等価ばね定数とみなし等価粘性減衰定数を求める方法にも着目し，変化の把握を試みた．運動方程式からのばね定数と粘性定数の関係では，空洞が小さい場合，ばね定数は大きく，空洞が大きい場合，ばね定数は小さい．また，健全なコンクリートの場合，粘性定数は小さく，損傷を持つ場合は粘性定数が大きくなる傾向が明らかとなった．ばね定数は空洞の幅に影響され，粘性定数はコンクリートの損傷に影響された．次に，エネルギーの観点からのみなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数でも，空洞が小さい場合，等価ばね定数は大きく，空洞が大きい場合，等価ばね定数は小さい．また，健全なコンクリートの場合，みなし等価粘性減衰定数は小さく，損傷を持つ場合は，大きくなる傾向が明らかとなった．したがって，両算出方法ともに，コンクリート版の健全性評価に有効であると示された．ただし，粘性定数，およびみなし等価粘性減衰定数には，コンクリートの損傷による内部減衰のほか，地下への逸散等による外部減衰も含まれていることに注意が必要である．さらに，PC 供試体の場合においても確認した．みなし等価粘性減衰定数は，プレストレスが有効に作用している状態では，変動が少なく，作用しない状態では，増加した．

「第 6 章 実路 FWD データによるみなし等価粘性減衰定数の算出と検証」では，実路で，計測した FWD のデータから，みなし等価粘性減衰定数を算出した．実路の FWD による計測値から，みなし等価粘性減衰定数と等価ばね定数を算出しても，実験で行った場合と同じ傾向を示した．抽出調査結果からは，空洞ありの場合は，等価ばね定数が小さく，空洞なしの場合は，等価ばね定数が大きい傾向

が確認された。ひび割れありの場合も、みなし等価粘性減衰定数が大きい傾向が確認された。実路の FWD の計測結果と現地の損傷調査の結果から、ある程度の損傷原因が分類できる可能性を示した。

7. 3 今後の課題

本研究では、PC 舗装の損傷の判断に、空洞には、等価ばね定数、ひび割れには、みなし等価粘性減衰定数により把握することとした。合理的に維持管理するために、今後、さらに検討が必要と考えられる課題を以下に示す。

(1) 損傷判断の精度の向上

本研究では、現地の点検結果は限定的に抽出された結果を用いた。そのため、補修、修繕工事に際して、現地での点検結果の情報を増やし、損傷判断の精度の向上が重要と考えられる。実在する PC 舗装版を使った検証や PC 舗装版下面のひび割れの確認は、撤去時に限られる。慎重に撤去し、検証されることにより、損傷判断の精度向上が図られる。粘性の精度よい把握は、難しい。支持条件以外にも、ひび割れ幅、間隔とも関連すると考えられる。撤去時のタイミングで、調査、計測しておくことが重要である。

(2) FWD 測定方法の工夫

FWD によってたわみを計測する方法は、レーザーで変形を直接計測する方法と、加速度センサから換算される方法の 2 種類がある。加速度センサから換算する方法でも、換算されたたわみのみアウトプットする設定の場合もある。たわみと加速度データの両方が出力できれば、詳細な挙動の把握ができる可能性がある。そのため、加速度データの取得も望まれる。また、現場での測定時に、計測データから空洞の疑いの把握ができれば、少しずらしの測定により、空洞サイズの把握ができる可能性がある。現場測定時に、速報的にデータが診断され、損傷の原因推定のための追加測定の判断が行える技術支援システム開発も望まれる。

(3) 粘性面からの評価技術の確立

今回、粘性の考慮は、コンクリート系舗装であることから、エネルギーの観点からとした。粘弾性理論のレオロジーの観点からの評価される技術が確立されると、アスファルト系材料の場合においても、応用できる可能性が広がる。アスファルト系舗装の方が、設備数量はかなり大きいため、適用拡大が期待される。

(4) 現場作業効率性の高い非破壊検査技術の開発

FWD の計測は、重錘落下であり、1 か所当たりの計測に要する時間は、2、3 分程度と短い。ただし、計測点に移動し、静止した状態での計測が必要である。現場作業の効率性を更に高め、面的な評価を可能とする走行型の連続的な計測される装置の開発が望まれる。現在、移動式たわみ測定装置(MWD)の研究もなされている。これには、大型車両に、レーザー変位計が装備され、連続的にデータの所得する方式である。加速度データも取得できるような装置の開発が望まれる。

謝辞

本研究を進めるにあたり，終始丁寧なご指導と適切な助言を賜りました京都大学大学院教授 山本貴士博士に心からの感謝の意を表します．京都大学大学院教授 高橋良和博士，同教授 北根安雄博士，同准教授 古川愛子博士には，本論文のとりまとめに際し，貴重なご指導とご意見を賜りました．ここに，深甚な感謝の意を表します．

京都大学大学院助教 高谷哲博士助教には，多角的立場から，助言を賜りました．研究室 平野裕一氏には，材料手配，供試体作製のサポートを頂き，お礼申し上げます．

実験計測の相談，サポートを頂いた内外構造株式会社常務取締役 薄井王尚氏，PC 供試体製作の助言，協力を頂きました株式会社ピーエス三菱（株）大阪支店土木技術部 田邊睦氏，岡下裕一氏には，心より感謝申し上げます．実験の解析のためのご協力を頂きました JIP テクノサイエンス株式会社 長谷川京子氏，NIPPO 株式会社 齋藤佑太氏にも，深く御礼申し上げます．

京都大学大学院社会基盤工学専攻構造材料学研究室においては，三木由有秘書に諸手続きなど大変お世話になりました．厚く御礼申し上げます．地方独立行政法人大阪産業技術研究所金属表面処理研究部長 左藤眞市博士，一般財団法人電力中央研究所サステナブル研究本部 金光俊徳博士，株式会社ピーエス三菱大阪支店土木技術部長 橋野哲郎氏，株式会社 IHI インフラ建設開発部 高木祐介氏，日本製鉄株式会社技術開発本部鉄鋼研究所 寺田豊氏には，互いの研究内容について意見交換を行うとともに，本研究に係る貴重なご意見をいただきました．厚くお礼を申し上げます．大学院生の丸本涼平君には，研究の当初から，一緒になって実験の下準備，供試体製作，計測，とりまとめに至るまで，深く感謝します．また，供試体作製，計測の手伝いを頂いたチョウ君をはじめ，研究室の学生たちにも，御礼申し上げます．

そして，本研究テーマについて国内留学制度を適用して，研究の機会を与えていただいた阪神高速道路株式会社の関係各位ならびに諸先輩方に厚く感謝の意を表します．阪神高速技術株式会社常務取締役 佐々木一則博士には，本研究のきっかけをいただくとともに，常に励ましのお言葉をいただきました．ここに厚く御礼申し上げます．

舗装に興味を持って、高速道路の仕事をしていた中で、ひび割れの入ったプレストレストコンクリート舗装と現場で対面した時の印象は、驚きしかありませんでした。高速道路として管理していますが、他者から移管されたために、記録がなく、原因や、補修方法が全く思い浮かびませんでした。それをテーマに、京都大学大学院社会基盤専攻コースに入学し、研究を進めていくと、建設時に研究室の先々代である京都大学名誉教授 岡田清博士が関わられていたことが分かりました。時を経て、同じ系譜の研究室で、同じテーマに対し、維持管理のステージの研究を進めることに、ご縁を感じました。

最後に、博士課程に入学することを快く承諾し、研究中においても理解を示してくれた家族と両親には、深く感謝いたします。本当にありがとうございました。