

プレテンション PC 梁の耐衝撃性能及び破壊挙動に関する実験的検討

Experimental study on impact resistance and fracture behavior of pretensioned PC beams

梶原淳史*, 玉井宏樹**, 園田佳巨***
Atsushi Kajiwara, Hiroki Tamai, Yoshimi Sonoda

*九州大学大学院修士課程学生, 工学府建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744)

**博(工), 九州大学大学院助教, 工学研究院社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744)

***工博, 九州大学大学院教授, 工学研究院社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744)

キーワード: 落錘式衝撃実験, プレテンション PC 梁, 繰り返し衝撃

Key Words: weight-falling impact test, pretensioned PC beam, repeated impact

1. はじめに

近年, 我が国では台風や集中豪雨による土砂災害の発生, あるいは地震や火山の噴火などによる衝撃的な荷重の作用を含む自然災害が数多く発生しており, それらは頻発化・激甚化の傾向もみられる。衝撃的な荷重の作用を含む自然災害に対する防災・減災を目的とした防護構造物としてはロックシェッドや防護擁壁などが例として挙げられるが, これらの構造物の耐衝撃設計法を確立するためには, 構造部材に対する衝撃荷重作用時の挙動や耐衝撃性能に関する十分な知見を得る必要がある, また, 通常これらの検討は曲げ破壊が先行するように断面設計がなされるが, 合理的な耐衝撃設計法を確立するためには, 曲げのみならずせん断破壊に対する知見を得ることも必要不可欠である。既往の研究では, 基礎的な構造部材である鉄筋コンクリート (以降, RC と称す) 梁の衝撃荷重作用下のせん断破壊に対する種々の検討がなされているもの²⁾⁴⁾, プレストレストコンクリート (以降, PC と称す) 梁に関する検討は少ないといえる。また, PC 梁の場合, 経年劣化に伴う鋼材腐食による導入緊張力の低下や鋼材破断によって構造性能が著しく低下することが指摘されているもの⁵⁾⁶⁾, 衝撃荷重作用下において, その影響が耐衝撃性能に及ぼす影響については明らかにされていない。また, 緊張力の低下によって, 衝撃荷重作用下の破壊状況が変化するか否かを明らかにすることは, 経年劣化した PC 防護構造物の維持管理上, 重要な情報となる。以上の背景を踏まえ, 著者らは, PC 梁部材を対象に, 導入緊張力, せん断補強筋比, 衝突条件 (単発または繰り返し), 鋼材腐食が部材の耐衝撃性や破壊挙動に及ぼす影響把握のための研究を進めている。

そこで, 衝撃荷重を受けるプレテンション PC 梁部材

の耐衝撃性能及び破壊挙動を把握する一連の研究において, 本研究では, 特に繰り返し衝撃荷重下のプレテンション PC 梁の破壊過程に及ぼすせん断補強筋比の影響について落錘式衝撃試験を実施することで検討した。

2. 実験概要

2.1 対象とするプレテンション PC 梁供試体

本研究で対象としたプレテンション PC 梁供試体の概要を表-1 に示す。せん断補強筋比 p_w は以下の式 (1) により計算され, せん断補強筋の配筋間隔が 100mm または 250mm, せん断補強筋比が 0.51 または 0.21 となる供試体を作成した。

$$p_w = \frac{a_w}{bx} \times 100 \quad (1)$$

ここに, 供試体の幅を b [mm], せん断補強筋の配筋間隔を x [mm], せん断補強筋の断面積を a_w [mm²]である。以降, せん断補強筋比が大きく曲げ破壊の先行が予想される供試体を曲げ破壊型, せん断補強筋比が小さくせん断破壊の先行が予想される供試体をせん断破壊型と呼称する。PC 鋼材には SWPR7AL9.3mm より鋼線を 1 本配置し, 45kN の緊張力を初期の緊張力損失を考慮して与えている。なお, PC 鋼材の設計荷重時の許容荷重は 52.6kN であり, 導入緊張力との比は 0.86 である。緊張力の作用により断面内に発生する圧縮応力は 1.88N/mm², また, 自重による応力は ± 0.09 N/mm² であり上縁に圧縮応力, 下縁に引張応力が作用している。これらを合計して算出される曲げ合成応力度は上縁で 1.97N/mm², 下縁で 1.79N/mm² である。プレテンション PC 梁供試体の形状寸法および配筋状況を図-1 に示す。供試体の形状寸法は共通しており, 幅 120mm, 高さ 200mm の複鉄筋矩形断面を有する長さ 1,200mm である。使用鋼材は引張側主

表-1 プレテンションPC 梁供試体の概要

ケース名	せん断補強筋比	導入緊張力 [kN]	設計時許容荷重との比	プレストレス [N/mm ²]	自重 [N/mm ²]	曲げ合成応力度 [N/mm ²]	
						上縁	下縁
曲げ破壊型	0.51	45	0.86	1.88	0.09	1.97	1.79
せん断破壊型	0.21						

※圧縮力を正、引張力を負として示している

鉄筋にはD10(SD295A)、圧縮側主鉄筋にはD6(SD295A)、せん断補強筋には圧縮側主鉄筋と同様にD6(SD295A)を用いた。引張側主鉄筋のかぶり厚は底面および側面ともに30mmである。なお、PC鋼材の端部が張り出した形状であるのは、関連研究においてPC鋼材の腐食による耐衝撃性能への影響を検討するために電食試験の実施を検討していたためである。コンクリートは高強度コンクリートを用いており、供試体と同日に打設した円柱供試体に対して試験日付近で圧縮試験を実施することで強度を測定しており、圧縮強度およびヤング率はそれぞれ79.9N/mm²と34.0kN/mm²である。

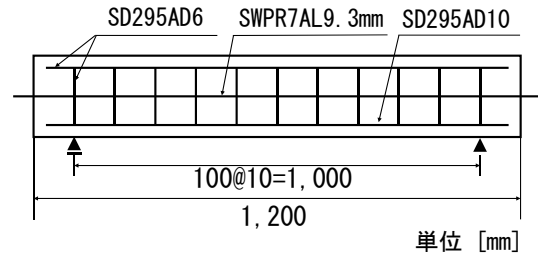
2.2 载荷方法および計測方法

本研究では、落錘式衝撃試験装置を用いて重錘落下衝撃試験を実施した。写真-1に落錘式衝撃試験装置の概要ならびに試験体設置状況を示す。本試験装置ではガイドレールにより、自由落下挙動時や衝突時の鋼製重錘の偏心を防止できるようになっており、衝突速度と落下高さの関係は理論値通りであることを実験開始前に確認している。载荷条件としては質量300kgの鋼製重錘をスパン中央に所定の高さより自由落下させるものとし、供試体を固定する支持具は回転を許容し、衝突による供試体の跳ね上がりを防止するために供試体の上下をクランプすることによって固定している。重錘の衝突速度は、事前に同様の条件下で実施した試験により最大変位が主鉄筋の降伏変位を超えないように1.0m/sと設定した。なお、累積残留変位が供試体の純スパンの1%である10mmに到達した時を本試験の終局とみなし、終局に到達するまで重錘の繰り返し衝撃载荷を実施した。本試験の測定項目は重錘衝撃力、スパン中央の鉛直変位、スパン1/4点の鉛直変位および供試体のひび割れ発生状況である。測定方法について、衝撃力は重錘側に取り付けたロードセル、変位はレーザー式変位計、ひび割れ発生状況は高速度カメラ(撮影速度1000fps)を用いた。なお、スパン1/4点の鉛直変位に関しては、スパン中央変位の補助として測定したため、本原稿内への実験結果の記載は割愛した。

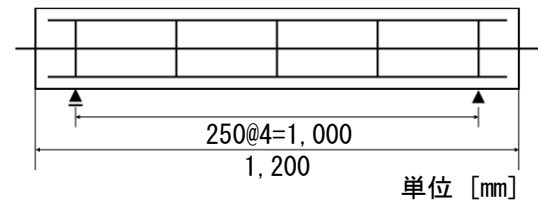
3. 実験結果及び考察

3.1 応答値の比較

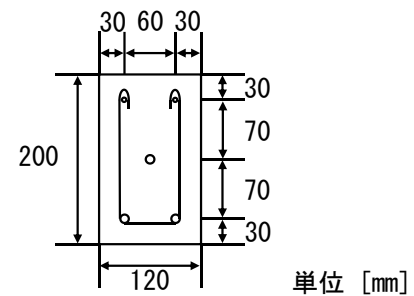
本実験において、繰り返し衝突回数が曲げ破壊型供試体では94回、せん断破壊型供試体では24回で終局に至



(a) 曲げ破壊型供試体



(b) せん断破壊型供試体



(c) 断面寸法

図-1 PC 梁供試体の形状寸法および配筋状況

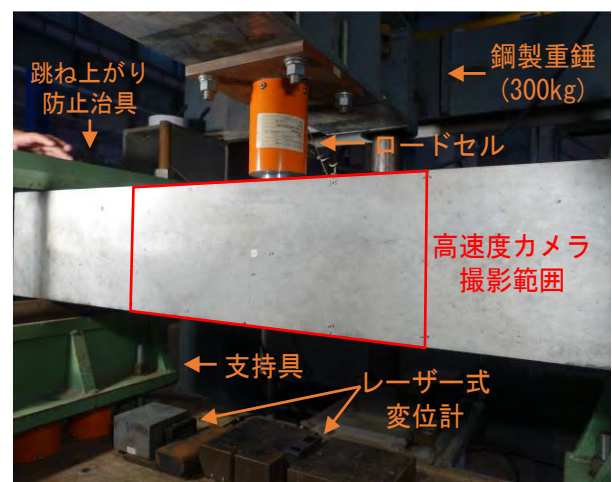
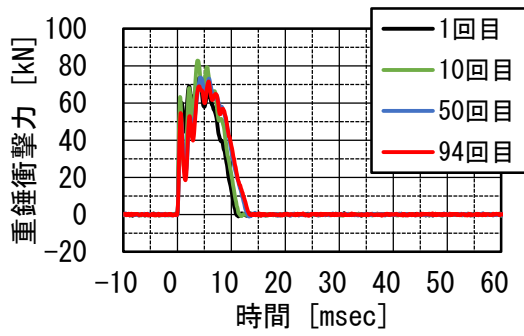
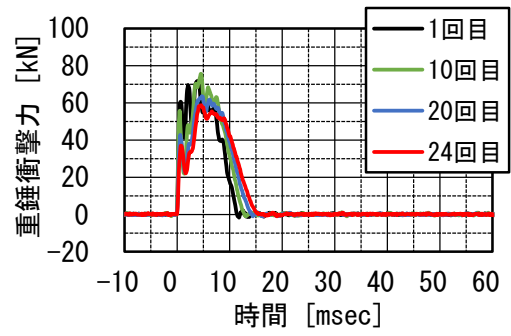


写真-1 試験装置の概要ならびに供試体設置状況

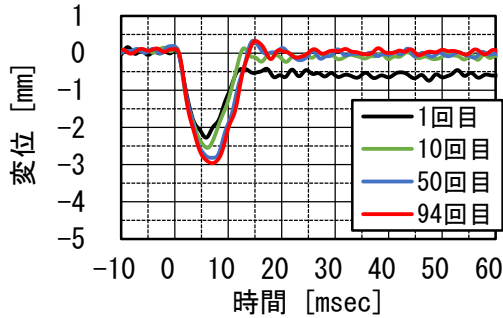


(a) 曲げ破壊型

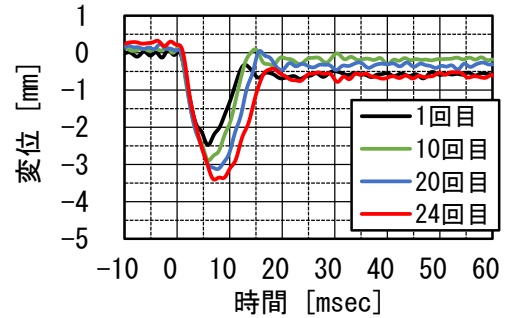


(b) せん断破壊型

図-2 重錘衝撃力波形

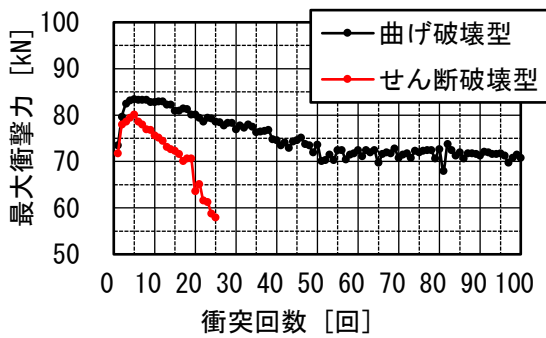


(a) 曲げ破壊型

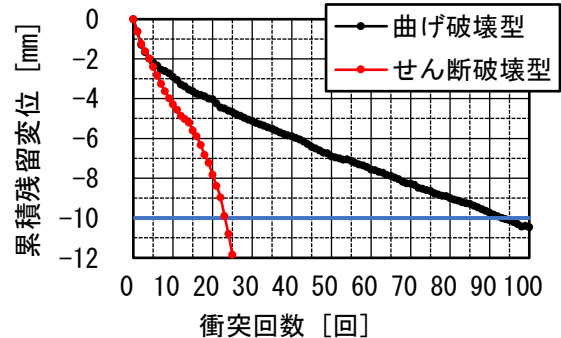


(b) せん断破壊型

図-3 スパン中央変位波形



(a) 衝突回数と最大衝撃力の関係



(b) 衝突回数と累積残留変位の関係

図-4 繰り返し衝突による応答値の変化

った。まずは、終局に至るまでの応答値の推移について考察する。図-2, 3に着目回数における重錘衝撃力波形、スパン中央の鉛直変位波形をそれぞれ示す。着目回数に関して、1回目と10回目は両供試体の比較のため、それ以降は、終局回数またはそれ以前の回数における比較のために設定した。

まず、図-2より、重錘衝撃力波形はいずれの供試体、衝突回数においても基本的に衝突初期に励起される継続時間2msec程度の三角形の波形(第一波)とその後の継続時間の長い台形上の波形(第二波)で構成されていることがわかる。両者ともに、衝突回数の増加とともに最大衝撃力は低下し、また、衝撃力の発生時間は増加する傾向にあることが確認された。また、図-3より、衝突回数の増加とともに最大変位は増加し、さらに、最大変位の発生時間および残留変位への移行時間が遅れる

傾向にあることが確認された。残留変位に着目すると、曲げ破壊型では1回目に大きな残留変位を生じて以降、衝突回数の増加による残留変位への影響は確認されない一方で、せん断破壊型では1回目で大きな残留変位が発生して以降、10回目、20回目衝突時では1回目衝突時に記録した残留変位を下回っているものの、供試体の破壊が顕著となる24回目衝突時には1回目衝突時と同程度の残留変位を生じることが確認できた。なお、1回目から10回目への推移として、曲げ破壊型供試体よりもせん断破壊型供試体の変位増加が大きく、せん断ひび割れが早期に形成されたことが伺える結果となった。

3.2 最大衝撃力および累積残留変位と繰り返し衝突回数の関係

図-4(a)に衝突回数と最大衝撃力の関係を示す。まず、

曲げ破壊型の場合、1回目衝突時の衝撃力と比較すると、2回目衝突時に生じた衝撃力は1割程度増加しており、大きく変化していることが確認できる。その後、5回目衝突時に至るまで衝撃力は徐々に増加していくが、これ以降は低下に転じており、50回目衝突時に至るまでに衝撃力は徐々に低下し、50回目衝突時以降は一定の値を保持して推移し、衝突回数94回目で終局に至った。一方、せん断破壊型では、1回目衝突時と比較すると、2回目衝突時に生じた衝撃力が1割程度増加していることや、5回目衝突時に至るまでに衝撃力が増加する傾向は曲げ破壊型と同様であるが、5回目で低下に転じて以降、衝撃力は急激に低下しており、衝突回数24回目で終局に至った。衝突回数が5回目までに衝撃力が若干増加するのは衝突による圧縮時に衝突部近傍の材料が拘束されることによるものと考えられ、以後の低下に関しては、衝突部の圧潰によるものと考えられる。次に、図-4(b)に衝突回数と累積残留変位の関係を示す。まず、曲げ破壊型の場合、1回目衝突時に大きな残留変位を示した後、5回目衝突時に至るまで1回に生じる残留変位は徐々に小さくなり、これ以降1回に生じる残留変位は同程度となるため、94回目で終局に至るまでグラフは一定勾配で推移している。また、せん断破壊型では、10回目衝突時に至るまでに1回に生じる残留変位は徐々に小さくなっていき、10回目衝突時から15回目衝突時に至るまでは同程度の残留変位が生じるが、15回目以降はさらに急激に残留変位が伸びていき、24回目で終局に至った。以上より、せん断補強筋比が異なることで終局破壊までのプロセスが大きく異なることが確認できた。また、著者らの既往の研究において、繰り返し衝突を受けるRC梁の破壊までの推移は3段階を経るとの見解が示されているが⁷⁾、PC梁においても同様な傾向にあることがわかった。表-2に終局到達回数およびエネルギー比を示す。耐衝撃性能への影響を破壊までの繰り返し衝突回数で考えた場合、エネルギー比は0.26と大きく低下することが確認できた。

3.3 破壊性状の比較

写真-2に高速度カメラにより撮影した重錘衝突時の供試体破壊性状を示す。写真は高速度カメラにより撮影した動画より静止画を取り出したものであり、各衝突回数における供試体の最大変位時の状況を抜粋したものである。なお、動画の撮影範囲は写真-1に示したとおりである。まず、曲げ破壊型について、1回目衝突時に重錘衝突直下の下縁コンクリートに微細な曲げひび割れの発生が確認された。これ以降、衝突回数の増加とともに1回目に発生した曲げひび割れの幅が増大・進展していきその周囲にも新たなひび割れの発生・進展が確認できた。供試体が終局に至った94回目衝突時と50回目衝突時の供試体の破壊性状を比較すると、ひび割れの発生箇所やひび割れ幅に大きな変化は確認されず、ある程度供試体の破壊が進行すると急激な破壊の進展は生じないことが確認できる。ただし、今回設定した終局条件を超えて衝突させた場合、急激な破壊の進行が起これば否めない。一方、せん断破壊型では、曲げ破壊型と同様に1回目衝突時に重錘衝突直下の下縁コンクリートに微細な曲げひび割れの発生が確認されたが、4回目にはせん断ひび割れの発生も確認され、衝突回数の増加とともにせん断ひび割れ幅および長さの増加が顕著となり、周囲にも新たなひび割れの発生が確認できる。20回目衝突時と供試体が終局に至った24回目衝突時の供試体の破壊性状を比較すると、せん断ひび割れや圧潰の進展が顕著に表れており、破壊の進展がより脆性的であることが確認できる。図-5に試験終了時の供試体の破壊性状

表-2 終局到達衝突回数およびエネルギー比

ケース名	終局到達 衝突回数 [回]	エネルギー比
曲げ破壊型	94	1.00
せん断破壊型	24	0.26

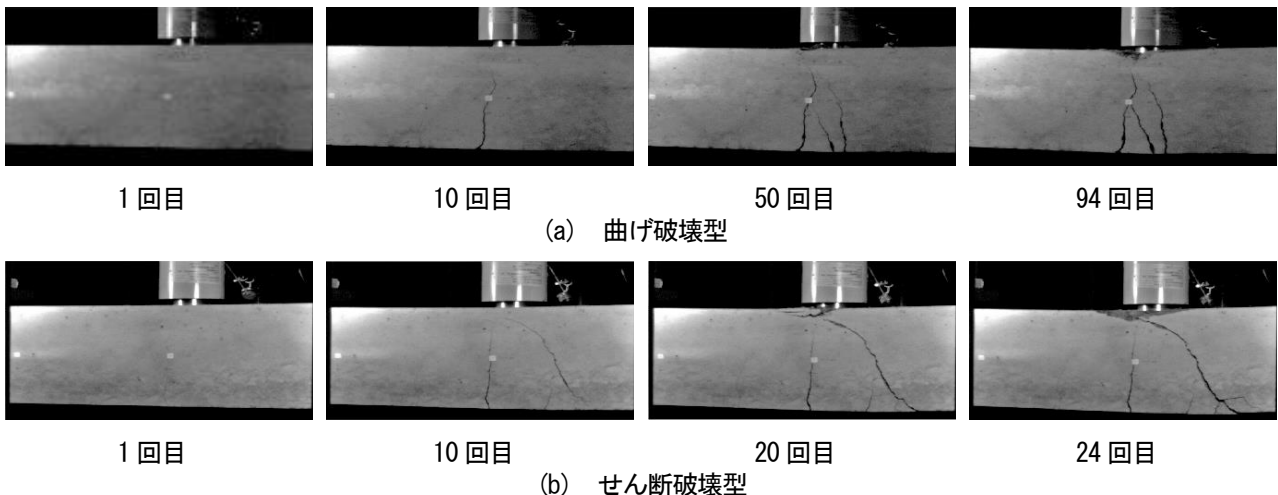


写真-2 高速度カメラにより撮影した重錘衝突時の供試体破壊性状

状の写真とひび割れのスケッチを示す。なお、スケッチについて、黒線は供試体の外径線、赤線はひび割れ箇所を示しており、供試体の外径は試験終了時の供試体の変状を考慮したために一様な長方形断面とはなっていない。両者を比較すると、曲げ破壊型ではひび割れの発生は曲げによる影響を受けたものであり、載荷点付近においてはひび割れ幅が大きく、また、ひび割れ長さの比較的長いひび割れが発生していることが確認できる。一方、せん断破壊型では、曲げによるひび割れの発生も確認できるが、コンクリート下縁のスパン8分の1点から載荷点に伸びるせん断による影響を受けたひび割れの発生が顕著であり、ひび割れの発生分布も曲げ破壊型と比較するとやや狭くなっていることが確認できる。以上より、せん断補強筋比が供試体の破壊性状に与える影響について供試体の破壊モードが大きく異なることが確認され、繰り返し載荷に対するその破壊プロセスも大きく異なることが明らかになったといえる。

4. 結論

本研究では、繰り返し衝撃荷重下のプレテンションPC梁の破壊過程に及ぼすせん断補強筋比の影響について落錘式衝撃試験を実施することで検討した。本研究で得られた成果を以下に列挙する。

- 1) 最大衝撃力は、両供試体ともに衝突回数5回までは増加するが、その後、徐々に低下していく傾向が明らかとなった。また、せん断補強筋比が小さいせん断破壊型供試体では、終局に向かい著しく低下することが確認された。
- 2) 終局に至るまでの衝突回数は、せん断補強筋比によって異なり、せん断補強筋比で0.3程度の違いであるにも関わらず、回数にして70回、累積入力エネルギー比で74%もの差が生じることが確認できた。また、累積残留変位の推移は、今回の供試体でも、RC梁を対象とした既往の研究で明らかとされている3段階から成るS字型を示すことがわかった。
- 3) PC梁の破壊性状は、載荷初期には載荷点直下コンクリート下縁に曲げひび割れの発生が確認できるが、その後の終局までのプロセスはせん断補強筋比により異なり、せん断補強筋比の大きい梁では最終的には曲げによる破壊に至った一方で、せん断補強筋比の小さい供試体においてはせん断ひび割れが発生し、最終的にはせん断による脆性的な破壊で終局に至ることが確認された。これによりコンクリートが事前に圧縮応力を保持した部材においても脆性破壊の発生が確認されたといえる。



(a) 曲げ破壊型



(b) せん断破壊型

図-5 試験終了時の供試体破壊性状

参考文献

- 1) 稲垣秀輝: 激甚化する気象現象に係わる火山地域での豪雨災害などの特徴と課題, 応用地質, 第55巻, 第6号, pp.279-289, 2015
- 2) 岸徳光, 三上浩, 安藤智啓: せん断破壊型RC梁の耐衝撃性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, 1999年3月
- 3) 安藤智啓, 岸徳光, 三上浩, 松岡健一: 繰り返し衝撃荷重を受けるせん断破壊型RC梁の耐衝撃性におよぼすせん断補強筋量の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.535-540, 2000年
- 4) 安藤智啓, 岸徳光, 三上浩, 松岡健一, 蟹江俊仁: スターラップを有しないせん断破壊型RC梁の単一載荷衝撃実験, 構造工学論文集, Vol.46A, 2000年3月
- 5) 渡邊 晋也, 村西 信哉, 長谷 俊彦, 小野 秀一: PC鋼線の腐食に伴う張力変動に関する一検討, プレストレストコンクリート工学会, 第28回シンポジウム論文集, 2019年11月
- 6) 横田 敏広, Isuru WIJAYAWARDANE, 睦好 宏史: 腐食したPC鋼材を有するPC梁の耐荷力特性と解析的性能評価手法の検討, 土木学会論文集 E2, Vol.74, No.4, 218-233, 2018.
- 7) Hiroki Tamai, Yoshimi Sonoda, John E. Bolander: Impact resistance of RC beams with reinforcement corrosion: Experimental observations, Construction and Building Materials 263 (2020) 120638