

博士論文

社会の持続的発展を意図した
プレストレス技術の考究

黒沢亮平

目 次

1. 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 社会の持続的発展	2
1.3 プレストレス技術	3
1.4 本論文の構成	3
2. プレストレス技術発展への取り組み	5
2.1 取り組みの背景と経緯	5
2.2 PC圧着関節工法への取り組み	8
2.2.1 PC圧着関節工法への取り組みについて	8
2.2.2 PC圧着関節工法への取り組みに関する経緯の詳細	10
2.3 PC定着装置および高耐久PC鋼材の開発	14
2.4 PCの考え方をを用いたグラウンドアンカー工法への取り組み	17
2.4.1 各種工法	17
2.4.2 PCフレームアンカー工法	19
2.5 橋梁への取り組みの実績	20
2.5.1 PC構造の橋梁	20
2.5.2 橋梁施工方法の開発	21
2.6 防災を意図した人工地盤への取り組み	23
2.7 プレストレスの基本力学への取り組み	24
2.8 本考究に関連する既往の技術と研究開発について	25
3. PC固有の力学挙動	30
3.1 はじめに	30
3.2 ラーメン構造に於けるPC固有の変形性能	30
3.3 ひび割れの生じない状態でのPC部材固有の力学特性	34
3.3.1 PC鋼材の緊張力がコンクリート体に与える影響	34
3.3.2 軸圧縮力が緊張材とコンクリート体に与える影響	35
3.3.3 弾性率が一定でない場合のプレストレスの影響	36
3.4 実験による検証	37
3.4.1 供試体と実験方法	37

3.4.2	実験結果	39
3.5	プレストレス力の力学的考察	41
3.6	PC構造の制震性能の考察	44
3.7	まとめ	45
4.	PC固有の復元力特性と耐震性	48
4.1	はじめに	48
4.2	ひび割れが生じるPC部材の固有な力学特性	48
4.3	PC構造固有の減震性	52
4.4	柱梁接合部の耐震性と復元力特性	52
4.5	本章の考究を裏付ける既往の実験	53
4.5.1	PC鋼材で桁と圧着接合した柱の耐震性能の実験	53
4.5.2	逆L字形RC橋脚と逆L字形PC橋脚の耐震特性	59
4.6	まとめ	61
5.	PC鋼材の高耐久化のための技術開発	63
5.1	はじめに	63
5.2	全素線塗装型の開発	63
5.2.1	防食PC鋼より線開発の変遷	63
5.2.2	全素線塗装型の製造方法および品質基準	65
5.3	全素線塗装型の性能	68
5.3.1	全素線塗装型の防錆性能	68
5.3.2	全素線塗装型の機械的性質	69
5.3.3	全素線塗装型の付着性状	71
5.3.4	定着具と組み合わせた定着性能	72
5.4	全素線二重防錆型PC鋼より線	73
5.5	塗膜形成方法がPC鋼より線の基礎的な力学的挙動や耐久性に与える影響	74
5.5.1	二種類の防錆PC鋼より線の概要	74
5.5.2	3次元有限要素法による塗膜の挙動解析	75
5.5.3	各種実験によるPC鋼より線の性状	77
5.6	まとめ	82
6.	PC圧着関節工法の考究	84
6.1	PC圧着関節工法の基本	84
6.1.1	PC圧着関節工法の原理	84

6.1.2	PC圧着関節工法に関連した考察	86
6.1.3	PC圧着関節工法のパーシャルプレストレス効果の注意点	87
6.1.4	PC圧着関節工法の地震時の挙動について	87
6.1.5	鉄骨構造とPC構造の変形量の違いと揺れの違い	87
6.1.6	PC構造物の位置づけ	89
6.2	PC圧着関節工法の制震性の基本	90
6.3	PC圧着関節理論の実験及び実験結果	92
6.4	PC圧着関節工法の卓越性	94
6.4.1	ラーメン構造としての機能保持性	94
6.4.2	持続的供用に関する卓越性	94
6.4.3	コーベルの卓越した機能	96
6.5	袖壁によるラーメン構造の剛性増加	97
6.6	圧着関節部の高性能目地モルタル開発	97
6.7	PC圧着関節工法の施工例	97
7.	プレストレス技術の知的権利の意義	105
7.1	技術開発と知的権利	105
7.2	2段階設計法の知的権利の例	106
7.2.1	2段階設計法の概要	106
7.2.2	本設計を考案した背景	106
7.3	外国への権利供与	111
8.	社会の持続的発展を意図した人工地盤の考究	114
8.1	人工地盤形成の技術的条件	114
8.2	具現化した人工地盤構想	115
8.2.1	横浜国際総合競技場	115
8.2.2	福島キャピタルフロント	116
8.3	今後の人工地盤構想	118
9.	結論	120

第1章 序 論

1.1 はじめに

プレストレストコンクリート構造物は、予測される荷重や地震に対して常に力を蓄えて身構えていることが、大きな特徴であると著者は認識している。

本論文の標題は「社会の持続的発展を意図したプレストレス技術の考究」であり、プレストレス技術が社会の持続的発展に貢献することを目標としている。

著者が初めてプレストレストコンクリート構造物（P C構造物）に出会った昭和30年代初頭の時代のプレストレス技術は、土木、建築の構造物にとって最先端の技術として海外から導入されたものであった。著者はこの技術に接して大いに感銘を受け、以降、今日までこの技術の発展に取り組んできた。高強度の緊張用鋼材（ピアノ線）を用いてコンクリートに予め圧縮力が導入されたP C構造物は従来の鉄筋コンクリート構造物と比較してコンクリートの全断面を有効に活用できるために軽快で大スパンの構造とすることが可能であり、極めて将来性のある構造形式であると考えた。土木の分野ではその後順調に我国でP C橋の建設が進められてきたが、建築の分野ではこの構造が変形時に弾性的でエネルギー吸収能力に劣ると考えられ、耐震性の観点から長らく採用が進まなかった。一方、橋梁の分野でもP C鋼材のグラウト充填不良による耐久性の問題が顕在化し、P C鋼材の防錆技術の開発が必須の状態となってきた。

そこで著者はP C構造物の弾性的性能が耐震性に寄与することに着眼し、全く新しい観点からプレストレス技術の優れた弾性的性能を耐震技術に適用すべくラーメン構造の柱梁接合部をP C鋼材によるプレストレス力を用いて関節機能を持たせる構造を開発した。P C圧着関節工法である。この技術により、コンクリート構造物の耐震性、地震後の供用性を確保できれば大地震が発生しても災害の発生を防ぎ、社会の持続的発展に貢献できると考えられたのである。また、大規模な自然災害の発生頻度は低いいため、それに備えるためには耐久性に優れた構造とすることが求められる。

著者はこれまでP C鋼材の高耐久化を目指して全素線エポキシ樹脂塗装P C鋼材の開発を進めてきた。このように、P C構造による耐震技術の開発およびP C鋼材の高耐久化技術の開発の二つの成果を中心として社会の持続的発展の基礎となる良質の社会基盤構築の具現化について考究

することが可能であると著者は考えたのである。

1.2 社会の持続的発展

論文の標題に含まれる社会の持続的発展について先ず考察する。文明社会の「持続的発展」という概念は意味の極めて深いことであって、「発展」をする条件として「持続性」が必須の事柄なのであり、「持続性」が目的ではない。「発展」は進化を宿命とする人類にとっての基本的性向であるがそれ自身の中には制御機能を持たない。従って、持続性は発展のための制御機能であると位置付けられる。

社会基盤とその運営システムは文明の形成の基本であり、良質な社会基盤の形成は社会の持続的発展の中核となるものである。文明の発展の過程で社会基盤も変化することが求められるのであり、変化の中に持続性の認識が必要なのである。社会基盤は利便性と安全性への欲求に応じて整備、形成されるのであり、文明の持続性への配慮が必須の条件なのである。つまり、社会基盤の持続性ではなく、社会の持続的発展のための社会基盤の形成であることの認識が必要なのである。解りやすく例を挙げるならば、伊勢神宮の建物や橋梁は20年毎に全く新しい物に更新する。これによって技術が継承されるとともに機能性や安全性が満足される。この方式により1000年以上に亘り神宮の持続性が保たれてきたのである。従って、単に耐久的な社会基盤を形成することが社会の持続的発展にとっての答えではないのである。また、経済や技術の発展に応じて、社会基盤の機能性や安全性を向上させる努力をすることが社会の持続的発展に必要である。

一方、社会の持続的発展を阻害するものとして資源の有限性が挙げられているが、社会基盤の存続性にとっては200年に1度の規模の大地震や500年に1度の規模の大津波を想定しなければならない。これらの災害の規模が大きければ社会基盤のみならず、社会そのものが喪失することもあり得るのであって、想定外ながら思考の範囲には入れておかなければならない。大災害を被災する時の社会基盤の機能維持や機能創造についても社会の持続的発展を考える場合に必須の事柄なのである。

近年地震動の観測が進み、従来から設計で考えられてきた地震時の最大加速度の10倍以上のものがしばしば観測されるようになってきた。2011年の東日本大震災では、本震後の余震が頻発し、特に震度7の直下型地震が余震として発生して被害を及ぼした。2016年4月の熊本地震では震度7の地震発生2日後に震度7を含む本震が発生し、その後も大きな余震が頻発した。このような大地震に関する新たな知見が得られてきた現在、これまでの耐震設計に関する根本的見直しが必要と思われる。現在の建築基準法における耐震安全性は法律としての最低の規準を示しているものであり、計測値で表されるようになった震度7の強震を対象としていない。また、学会等での耐震設計基準でも震度7のような大地震に対してはレベル2の稀な事象と考えて構造耐力を塑性設計を基本とした終局限界状態として崩壊を避けるのみの設計方針である。最近、企業ではBCP (Business Continuation Plan) と称して災害後の業務継続計画が立案される状況にあるが、

終局限界状態での設計ではBCPは困難である。著者が開発したPC圧着関節工法による耐震技術では震度7の地震が繰り返しても構造物の継続的供用性能が確保されるためBCPを満足させられるとともに社会の持続的発展にも寄与できるものと思われる。

1.3 プレストレス技術

プレストレス技術は本能的に構造物の建設や日常の我々の行動の中で適用されてきた。古くはエジプトやギリシャの古代石造多柱形式の構造では、石造の重量によって石柱の下部には重力による圧縮力がプレストレスとして導入され、これが地震や風などの水平力による引張応力の発生を抑えて巨大石造構造物の長期の存続に寄与してきたのである。従ってこの場合のプレストレスは地球の重力に起因するものである。ローマ時代になるとアーチの概念が普及し、多柱構造に比べてはるかに大きな支間を有する石造アーチ橋の建設が具現した。アーチの概念は一对の水平反力の形成に起因するものであり、アーチ部分に作用する重力を、同時に発生するこの水平反力で抵抗させるものであり、この一对の水平反力こそが近年のプレストレス技術の原型と言える。

プレストレス力は前述のように重力と同類ながら決定的に異なることは重力が常に鉛直方向に作用することに対し、プレストレス力は常に緊張材の方向に作用することである。このことがプレストレス力の耐震性や制震性に根元的な役割を持つことを認識されるべきであり、この優れたプレストレス技術を発展させることによって耐震性や地震後の構造物の機能性確保を図ることが可能であると著者は考える。

プレストレス技術は近年の社会基盤の形成に大きな役割を果たしつつある。そこで、プレストレス技術に関する本質的な優秀性を発展させ、その成果を社会の持続的発展を意図した技術として考究することが極めて重要であると著者は考えるに至ったのである。著者はこれまでプレストレス技術の開発と実用化に没頭し、プレストレス技術の持つ本質的に優れた構造特性の解明およびPC構造の高耐久化技術の開発を行い、これらの成果を多くの実構造物へ具現化してきた。このような研究と開発に関する多年の経験と実績とを基本的要素として改めて一貫したプレストレス技術としての枠組みを構築し、これを社会の持続的発展という大きな目標を意図して考究することが本論文の趣旨である。

1.4 本論文の構成

本論文の構成は以下の通りである。

第1章は「序論」であって、論文の標題である社会の持続的発展の意義とプレストレス技術の役割について先ず考え、次にプレストレス技術の歴史的な存在を改めて認識した上で著者がこれまで取り組んできたプレストレス技術の成果を社会の持続的発展の枠組みとして構築する意義を述べるものである。

第2章は「プレストレス技術発展への取り組み」であって、我国に於けるPC技術の黎明期からの発展を当事者として体験しながら独自のプレストレス技術の研究開発に取り組んできた背景と実績、並びに今後の社会の持続的発展を意図した展望についての著者の想いを中心に考究する。

第3章は「PC固有の力学挙動」であって、先ずPCラーメン構造においてプレストレスの持つ固有の変形性能の特性を長期荷重と地震時について概観し、次いでひび割れのない状態でのPC緊張材自身の変形挙動が部材に及ぼす力学的影響について考究するのであり、重力場における引力と同類の緊張材の緊張定着によって発生する力学状態が構造的に優れた力学性能を部材に付与することに関して述べるものである。また、緊張材の曲げ変形性能がコンクリート体の存在によって緊張力と圧縮力が釣り合う状態を明確にしたことを述べるものである。

第4章は「PC固有の復元性能と耐震性」であって、PC構造が材料の弾性挙動の範囲でバイリニアな非線形特性を有することにより地震時の共振を回避するとともに大きな歪みエネルギーを保持することによる優れた原点回帰の復元性を持つことを明らかにした。ここでは荷重-変形関係を表現するにあたり、バイリニア直線のなかの2番目の直線を第2象限側に延長してその部分の潜在的歪みエネルギーを評価する手法を見出したのである。

第5章は「PC鋼材の高耐久化のための技術開発」であって、PC鋼より線の各素線に独立にエポキシ樹脂塗装を施す技術の開発とその優れた特性について述べるのである。PC鋼材の高耐久化は社会の持続的発展にとって必須の要求事項であるのでここではその性能について詳述している。

第6章は「PC圧着関節工法の研究と開発」であって、PC圧着関節工法の開発と実構造物への多くの具現化についてその成果を述べるものである。この工法を用いた構造物がこれまで大地震に遭遇しても地震時および地震後にその機能を保持した実績について例をあげて詳述する。

第7章は、「PC技術の知的権利の意義」であって、フレッシュナーの特許から実用化が始まったプレストレス技術にとって、発展の過程での知的権利の確保の重要性を述べ、技術開発によって得た権利の内容とその意義について詳述する。

第8章は「社会の持続的発展を意図した人工地盤の考究」である。

第9章は「結論」であって、以上に述べた事柄について総合的に取りまとめる。

第2章

プレストレス技術発展への取り組み

2.1 取り組みの背景と経緯

我国に於けるPC技術の黎明期からの発展を当事者として体験しながら独自のプレストレス技術の研究開発に取り組んできた背景、経緯および実績、並びに今後の社会の持続的発展を意図した展望についての著者の想いを中心に考究する。

先ず、著者は最初にPC構造物に接した時、将来に亘り作用する大きな荷重や作用に対し、この構造物が予め力を蓄えて常に身構えている凜然とした姿をしていることに心を打たれたのである。この印象がその後の生涯のプレストレス技術への取り組みの根底にあると考えている。

改めてプレストレス技術の我国に於ける黎明期を振り返ってみると、1928年にフランス人のウジェヌ フレシネーがPCに関する実用可能な特許を取得して以来、我国では1952年に完成した長生橋（プレテンション梁を利用した単純支持のスラブ橋、3連で橋長11.6m、現在は公園に移設して供用中）が第1号の道路橋であった。最初の鉄道橋としてはフレシネー工法で設計施工されたスパン30mの信楽線の第一大戸川（だいどがわ）橋梁が1954年にフランス人技術者の指導で完成した。我国最初の片持ち張り出し式のPC橋である神奈川県の大磯橋は1959年にデイビダーク工法によりドイツ人技術者の指導によって建設された。プレストレストコンクリートの日本語がカタカナで示されるようにプレストレス技術は外国の特許技術の導入から始まったのである。言わば舶来崇拝としての先端技術であった。

著者は、1954年に山梨大学工学部土木工学科に入学し、1958年に卒業して同年4月にオリエントコンクリート株式会社に入社した。卒業論文のテーマは就職後の業務を意識してPC橋の研究とした。当時同社は新しいPC技術の開発と発展を目指す先駆的なベンチャー企業の状況であり、神奈川県の大磯橋の大規模な側径間部のPC橋（スパン39m、多連）を施工中であった。入社当初は設計部に席を置き、設計業務を担当した。その後、橋梁工事（新波橋梁、中河原橋、賀張川橋梁、無地内橋、鬼怒川橋梁、水上第八橋梁、まちや橋 等）の施工管理を行い、昭和36年（1961年）からは建築工事も担当し、本邦に於ける創成期の時代のPC工事の施工監理に携わった。鈴木金属の習志野工場、小西六写真工業の八王子工場、早稲田第2学生会館、早稲田ボーリング場、芝ボーリング場、東洋バルブの茅野工場、ライオン株式会社の小田原工場、等の建築工事ではP

C技術が採用された。

昭和41年(1966年)9月に黒沢建設㈱を設立後は、東名高速道路、中央高速道路の橋梁工事に平行して、昭和43年には、栃木県議会棟庁舎(構造設計:木村俊彦氏)、同第二庁舎(構造設計:青木繁氏)を同時期に施工した。昭和57年(1982年)には構造的に明快で鉄筋コンクリート(RC)構造物とは一線を画し、地震時の復元力特性に圧倒的に優れたPC圧着関節工法を研究開発して、これを実施工に適用して施工性、安全性を格段に向上させた。これについては2.2で概略を述べる。

前述のようにPCは、昭和30年代初頭から我国で建築分野にも採用されて来た。近年では用途上、機能上の問題でこれらの建築物を解体する事が多い。或いは、耐震診断を行うなどでPC構造物の調査が盛んに行われている。その結果、構造系のコンクリートの中性化や有害なクラックは観察されていない。これは材料・構造的に優れていると言う事であって、スランプの小さい密実な高強度コンクリートで構造部材を施工し、適切な軸力(プレストレスに因る圧縮力)を加えるPC工法が内包する潜在的な能力の高さに因るものであると思われる。

著者は、土木工学科の出身ながらPC建築物の創生期からその設計、施工に関わり、その後、日本を代表するPC建築構造物をPC圧着関節工法で施工し、その実績を積み重ねてきた。佐賀県立九州陶磁文化館(内田祥哉・三井所清典)、海の博物館(内藤廣)、公立ほこだて未来大学(山本理頭 写真-2.1)、横浜国際総合競技場(松田平田・東畑建築事務所 写真-2.2)、いわき平競輪場(日本設計 写真-2.3, 2.4)は東日本大震災において被害を受けず災害復旧作業を行う自衛隊の拠点として利用された。広島市新球場(仙田満 写真-2.5)、都営北青山住宅(日本設計)、岩見沢複合駅舎(西村浩)、等がその例である。また、平成10年(1998年)には、本邦発の免震+PC圧着関節工法で興亜火災神戸センター(サーバーセンター)を建築した。

PC圧着関節工法(免震、耐震)に依る物流倉庫(横浜港国際流通センター 写真-2.6、かわさきファズ、JR東京貨物ターミナル、JR新座貨物ターミナル、等)の建築床延べ面積は、400万 m^2 を超えている。加えて、阪神淡路の震災以降は、災害時の拠点である病院、庁舎の免震化が進み、これに最も相性が良いPC圧着関節工法の採用が増加している。

著者は、PC構造物の力学的卓越性に対するアキレス腱はPC鋼材の耐久性であると考えている。そこで耐久的に優れたエポキシ樹脂による全素線エポキシ樹脂塗装PC鋼より線の開発に取り組み、これを実用化した。これに関しては概略を2.3で述べる。なお、社会の持続的発展のためには社会基盤を構成する材料は必要な耐久性を持つことが構造物にとって必須の事柄である。

プレストレス技術は構造物のみならず土構造の安定対策、特に斜面の安定化による土砂災害の防止に有用である。著者は不安定な斜面に対して、施工は常に上側から着手することを提案し、この考えが今や工事の基本になっている。PC鋼材によるグラウンドアンカーとしてKTBGラウンドアンカー技術を開発し、既に全国の斜面安定に広く貢献している。これに関しては2.4で述べる。

プレストレス技術を構造物の耐震性や制震性の向上に一層寄与させるためにはプレストレスの

力学的に詳細な考究が必須である。そこで、理論的、実験的な研究を経てプレストレス技術の持つ根元的な力学特性を明確にすることができ、この成果を2016年に開催された国際会議で発表した。これに関しては2.7で述べ、第3章および第4章で詳述する。

以上に述べたこれまでの経緯のように著者は大学の卒業研究を含めて60年間、プレストレス技術の発展に取り組んできたのである。



写真-2.1 公立はこだて未来大学

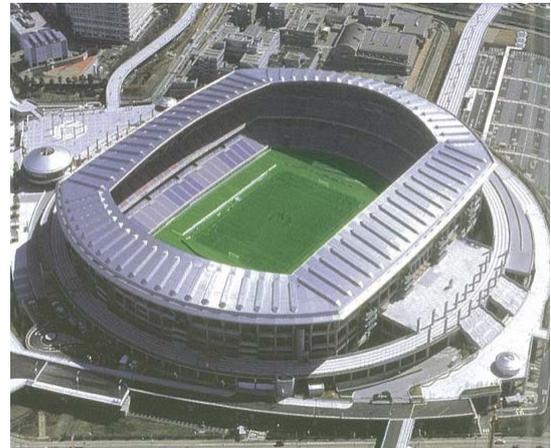


写真-2.2 横浜国際総合競技場



写真-2.3 いわき平競輪場



写真-2.4 いわき平競輪場のバンクPCフレーム（現場合せで制作）

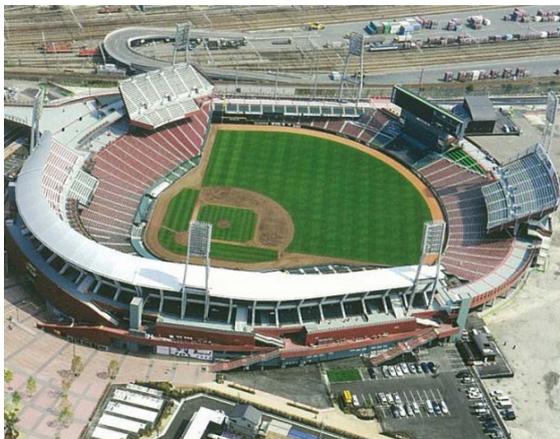


写真-2.5 広島市新球場



写真-2.6 横浜港国際流通センター

2.2 PC圧着関節工法への取り組み

2.2.1 PC圧着関節工法への取り組みについて

著者は、プレキャストPC部材で構築されるラーメン構造の構築に際し、先ず柱材を鉛直に設置し、次いで柱の接合部に配置されたコーベル上にプレキャスト梁を設置後、柱梁接合部の目地モルタル打設・硬化後にプレストレスによって柱梁接合部に適切なプレストレス量を導入して圧着接合し、圧着接合部が地震時に関節のように機能できる工法を独自に開発した。この工法をPC圧着関節工法と称することとした。PC圧着関節工法は、従来のプレキャスト・PC工法に独自に改良を加えて架設性と耐震性を付与するように開発された工法であり、柱に配置されたPC鋼棒を用いて柱の自立を容易に行い（写真-2.7）、柱に設けたコーベルに梁を載せることで支保工を必要としない。梁は予め工場では1次ケーブルによりプレストレスを導入し、現場で2次ケーブルによりプレストレスを導入して、柱と梁を圧着接合する（写真-2.8）。本工法は、昭和57年の深谷上柴ショッピングセンター新築工事が原形となっている。著者はこの工法を分かり易く説明するために釣竿理論と関節理論に基づくものであると称している。即ち、大きな地震力をそのまま受けるのではなく、関節の自由回転の機能を接合部に持たせることにより地震力を軽減する耐震性能を有している工法なのである。



写真-2.7 柱部材の自立
(深谷上柴ショッピングセンター、
コーベル上に切欠きのない梁を設置)



写真-2.8 柱・梁の圧着接合
(コーベル上に切欠きのある梁を設置)

PC圧着関節工法は、まれに発生する大地震においても柱・梁等の構造部材は健全な状態に保ち、かつ2次ケーブルは弾性範囲内にあることを原則としている。地震時には圧着接合部のコーベル上で梁を人間の関節のように回転させることにより、地震力の応答による増幅を吸収することができる構造システムである。耐久性、耐震性、施工性に優れ、病院、物流倉庫、スタジアム等に求められる様々な条件を満たし、超耐久建築物を実現する工法である。

著者は、前述したように平成10年に免震+PC圧着関節工法で興亜火災神戸センター（サーバーセンター）を建築した。この時、時刻歴応答解析を実施する事でPC造に課せられた地震係数

の割り増しから解放され、PC圧着関節工法の優れた特質を一層顕著にする事が出来た。この事に因って、PC圧着関節工法は新たな段階に入ったと確信している。

PC圧着関節工法、或いは、免震+PC圧着関節工法のサーバーセンターや物流センターは、その需要が旺盛であり、平成10年から平成28年の間に著者の会社で総数67棟、その内39棟が免震+PC圧着関節工法の建築されている。その内の数例を写真-2.9に示す。現在、宇都宮市の中心街で本工法による超高層ビルを施工中である。

免震構造の上部躯体にPC圧着関節工法を採用した場合、RC造、S造では実現できない大スパン化と同時に耐震壁、耐震ブレースを必要としない純ラーメンの架構を成立させる事ができる。本工法はイニシャルコストの軽減と建物利用者の利便性の向上を同時に満たす事が出来る画期的な工法である。PC圧着関節工法の全般の理論的および実験的考究については第6章で詳述する。

●PC免震・物流施設の建築事例



センコー浦和PDセンター(埼玉県)



ニチレイロジスティクス関東東扇島物流センター(神奈川県)



住友倉庫東京支店羽生アーカイブセンター第1期(埼玉県)



Dプロジェクト高島平(東京都)



GLP・MFLP市川塩浜(千葉県)



ニチレイロジスティクス関東東扇島物流センター(神奈川県)

写真-2.9 PC圧着関節工法、免震+PC圧着関節工法による建築事例

さて、日本とトルコの共通項が、「地震国」であり、「資源小国」である。東日本大震災の半年後、2011年10月23日トルコ東部地震が発生した。トルコの東部ヴァン湖の畔、ヴァン市の建物の多くは崩壊し、人的被害も600人以上と甚大であったこの激甚災害の中、『日本の「奇跡の住宅」がトルコで話題となっている。ビルが崩れ落ち、廃墟となった地区で、たった1棟だけ、無傷で残ったマンションがあった。それが、日本の建設会社（黒沢建設）の耐震技術を使ったものだったのだ。』と言う内容の報道ドキュメント番組が日本で放送された。PC圧着関節工法による海外での実績の例である。これに関しては第7章で詳述する。

2.2.2 PC圧着関節工法への取り組みに関する経緯の詳細

著者がPC圧着関節工法の工学的な論理を構築し、それが建築分野に受け入れられ発展するに至った経緯は以下の通りである。

草創期の建築系PC構造物の発注者は、官公庁、国鉄がそのほとんどである。当初は、規模も小さく、使用された用途も限定的なものであった。

著者は、1958年（昭和33年）に当時のオリエンタルコンクリート株式会社に入社した。最初は設計部の配属となり、日々、橋梁の設計を行っていた。当時は、今のコンサルタント会社が存在せず、発注者と設計者（施工業者の設計部社員）が事前の相談を行い、整合性のある、より良い橋梁を建設して行った。その後、橋梁の現場へ主任技術者、現場代理人として赴任し、桁架設の安全性を格段に向上させた電動式ブレーキ付ウィンチを自ら開発し、大型PC橋梁の架設を可能にするなどの施工の問題点を克服していった。

また、この時期、オリエンタルコンクリート(株)は、自社の本社ビル（1960年10月竣工）を建設する為、或いはPC部材を建築物に取り入れる為に土木橋梁系の技術として本邦に導入されたPCの考え方を建築、特にラーメン構造に展開する必要が生じていた。当然の事であるが、この時期には拠り所となる基準・指針などは存在する筈もなく、本社ビルは、当時、横山建築構造設計事務所に在籍をしていた木村俊彦氏によって設計が行われ、これをもって個別の大臣認定を取得し施工が実施された。

追いかけるように1960年2月に「PC建築構造物に対する建設省告示」、その翌年に日本建築学会から「PC設計施工規準および同解説」が発刊され、条件付き（建物高さ16m以下）ではあったが一般の確認申請手続きで施工が可能になった。この時に示された考え方が現在の建築系PC構造物の規基準・指針の基になっている。当時の経緯、事情を承知する著者にとって当社の若い設計者が今の規基準・指針を根拠に著者に設計内容を説明する時、その指針の本義を理解していない事も時にあり、その時には隔世の感を強く受ける。

この規準の整備を機にオリエンタルコンクリート(株)は、多くの建築系PC構造物も手掛けるようになった。著者は鈴木金属工業(株)習志野工場1962年（昭和37年）、小西六写真工業八王子工場1963年（昭和38年）など当時としては大型案件の現場代理人を務め、その実績を重ねた。また、リフトスラブ工法である早稲田大学第二学生会館のリフトアップにOKK式クライミングジャック

キを開発・導入して、これを実施した。平行してこの時期に活況を呈していたボーリング場建設に数多く採用された現場打ちPC梁の施工も手掛け、PC構造に係る広範な技術と知見を習得した。

オリエンタルコンクリート㈱に奉職して8年、1966年（昭和41年）4月に退社して、同年9月に黒沢建設株式会社を設立した。当初、建設中であった中央高速道路北八王子工区、東名高速道路中井工区などで本線を横断する跨道橋を設計・施工していた。

1968年（昭和43年）に木村俊彦氏の要請を受けて栃木県庁舎増築工事（議会棟・第二庁舎）の施工に従事した。議会棟の構造設計者は木村氏、第二庁舎は、青木繁氏が設計を担当した。どちらの建物もRCプレキャスト、プレストレストプレキャスト部材をPC鋼材で圧着するPC圧着工法である。使用されたプレキャスト部材は当時では珍しい軽量骨材を使用して、スランプ5cmで圧縮強度45MPaの生コンクリートで製造された。木村氏が要請した建物の全体重量の軽減をこれで実現させた。

建築系PC構造の発展期に於いて、本構造が持つ意匠的、構造的な可能性を当時の意匠設計者、構造設計者が模索していた。この時期に坪井善勝氏、松井源吾氏ら建築系設計者の知己を得た。著者は、諸氏に比べれば若輩であったがPC構造に於いてはその本質を理解し、技術・施工の最先端を熟知していたので諸氏の信頼を獲得し、その良き相談相手となった。当然、その系譜は木村俊彦氏、大高正人氏、青木繁氏、斎藤公男氏、渡辺邦夫氏、今川憲英氏、中田捷夫氏らに引き継がれていった。一方、官公庁や大手設計事務所に対しても精力的に優れた性能と施工面での優位性などを丁寧に説明しPC構造物の普及を図った。この中には、当時の建設省の建築研究所所長の中野清司氏も含まれており、発展期の建築系PC構造に関わる議論を工学的見地から戦わせた。

一方、既存のPC專業社は、新幹線整備、高速道路網整備、地方道路整備などに資本、技術を投下して、インフラ整備・公共事業に軸足を置き建築系の技術開発を疎かにしていった。この事によりPC業界の建築系PC構造物に関わる工学的、技術的な対応は停滞する事になった。当然、大学教育に於いてもこの状況が反映し、PCの事を全く知らずに大学の建築学科を卒業する事になる。悪循環であり、建築系のPC構造物は発展しなかった。

創業から16年が経過した1982年（昭和57年）に木村俊彦構造設計事務所から独立した渡辺邦夫氏が設計を行った深谷上柴ショッピングセンター新築工事の施工を行った。渡辺氏は、これ以前に8件以上のPC圧着工法を設計していたがその全ての施工は、当社が行っている。その当時、渡辺氏は新進気鋭であり、氏の設計は評定取得の際に施工法の説明も必要とされた。そのような時、施工予定者である著者が審査に同席し、先生方、或いは役所の主事に施工方法などを説明し、評定を通した事もある。

深谷上柴ショッピングセンターはその用途から純ラーメン構造で初期投資を抑えなければならぬ建築物（3層・22,000m²）であった。加えて厳しい工期が設定されていた。設計段階の打ち合わせで柱・梁・床、構造体の全てをプレキャストし、これを圧着する事が決定した。また、工期

の縮減と躯体コストを抑える事も同時に決定した。

施工計画作成，施工図・部材製作図の作成に当たり，①3節／1柱（3階分を1本の柱）として，柱脚部に配置したPC鋼棒を緊張する事で基礎と緊結させて柱を自立させる事，②柱脚部分に柱と同寸法のプレキャストブロックを設置して現場打ち基礎の施工誤差をプレキャスト部材の精度に合わせる事．③柱にアゴ（コーベル）を設けてこの上に梁を架設して支保工を省略する事．の3点を著者が社員に指示しこれを具現化した．この時点では，PC圧着関節工法と言う認識は無く，工期の縮減と梁，床の架設時に必要な架設支保工を排して初期費用の削減を図る事を意図に従来のPC圧着工法の進化形であると言う認識であった．従って，コーベルの上で梁が回転して極大地震時の外部入力を逸らす，かわす，と言う発想は無く，現場打設した柱・梁接合部の高強度無収縮目地モルタルを破壊させる事で外力を軽減させると言う考え方は無かった．

但し，本件の施工完了後，この工法の将来への可能性を直感した著者は，設計者である渡辺氏と協議の上，著者の権利として本工法の特許を申請し，これを取得した^{2.1)}．

著者は，1983年（昭和58年）に深谷上柴ショッピングセンターが竣工後，1991年（平成3年）3月までの7年間に151件のプレストレスト・プレキャストコンクリート工事の施工を実施した．その内，22件がPC圧着関節工法による施工である．PC構造の優れた性能を損なう事なく，施工性の向上とコストの削減を図る為の施工的な模索（梁通し工法，埋込鉄骨による柱・梁接合工法，など）をこの間に試行している．

また，PC圧着関節工法の根幹である「釣竿理論」，「関節理論」は，この時期に著者が思考し，この理論を基に当社の設計部に実施設計をさせている．施工床面積の増加に伴いPC圧着関節工法の工期の縮減効果と初期費用の削減効果が顕著になった．この事は施主の要望に応える事になり，施主と設計事務所の信頼獲得に繋がっている．後年の事になるが1995年（平成7年）の阪神淡路大震災，2011年（平成23年）の東日本大震災を通じて，当社が施工したPC圧着工法，PC圧着関節工法による建築物に構造的な被害が無かった事も本工法の優位性と信頼を獲得した．

また，これも後年に明らかになった事であるが本工法で建てられた大型物流倉庫のランニングコストが他工法と比較して極端に軽減されるという事実がある．他工法の場合，賃借人が変わる時，庫内の修繕（特にスラブの修繕）が必然であったが本工法で建設された構造物は，清掃のみで次の使用者に賃貸が可能であると言う．イニシャルコストとランニングの軽減は施主，設計者が次の案件を計画した際の大きな選定要素となった．この様な実情から最近の大手物流倉庫業者は，賃貸物件（自社の資産）は本工法で建築・運営している．

1991年（平成3年）にはワールド流通センター物流A棟新築工事に伴う性能確認実験を(株)山下設計・五洋建設(株)・黒沢建設(株)で行っている．この実験の結果は，(社)日本コンクリート工学会のテクニカルレポートとして発表されている^{2.2)}．著者が考究していたPC圧着関節工法の性能を確認する為の実験であった．この時のレポートには「PC圧着関節工法」というフレーズが使用されていないが内容は本考究に沿ったものであり，1992年にこの実験の考察と共に「PC圧着関節工法」の基礎となる「釣竿理論」と「関節理論」を記載したレポートをまとめている^{2.3)}．

1998年(平成10年)より、PC工法で建築系の建物を施工する当社を含むPC専業4社が集まり工法の発展と普及を目的に委員会が設立された。当時、社会インフラの整備が一段落して、専業他社は、建築系建物への進出を模索して時期であった。委員長は元建設省研究所・所長の中野清司氏であった。また、委員にはPC技術の草創期から国鉄職員としてPC工法に携わった東京建築研究所・町田重美氏とPC専業社の技術系社員が参加した。しかし、この委員会は専業他社が有するプレストレスト技術が土木系に偏っていた事、また、専業他者の社内における建築系の事業規模の小ささが災いして、中野氏の判断で速やかに解散する事となった。

その後、著者の依頼を受けて中野氏は2000年(平成12年)にPC圧着関節委員会を設立し、中野氏が委員長に就いた。委員会の目的はPC圧着関節工法の普及と工学的特性の考究であった。委員には、東京理科大学・松崎育弘教授、東京工業大学・和田章教授、東京建築研究所・町田氏、東京工業大学・坂田弘安助教授(当時)が参加した。著者も委員に名を連ね当社が取得している特許の使用実施権を委員会に預け本工法の普及に努めた。

委員会は、2001年(平成13年)から、精力的にPC圧着関節工法に関わる一連の実験を行い、本工法の工学的な考究を始めた。著者が深谷上柴ショッピングセンターで本工法の可能性を直感してから17年、「釣り竿理論」、「関節理論」を唱えてから12年の歳月を経てからの本格的な実験の開始であった。著者のなかでは、工法採用時に実施した性能確認実験と自らの考究で本工法の優位性を確信していたが当社の事業規模に即した必然と考え全面的な協力を行った。この委員会の実施した実験を根拠に東京工業大学・坂田弘安助教授によってfib〔国際構造コンクリート連合〕に論文が提出され世界に認知されている^{2,4)}。

その後、PC圧着関節委員会には、東京大学・秋山宏名誉教授、横浜国立大学・池田尚治名誉教授、東北大学・山田大彦教授、東京電機大学・立花正彦教授、元国土交通省建築研究所・山之内泰之所長、東京理科大学・北村春幸教授が参加している。平成29年12月現在までに83回の委員会を開きPC圧着関節工法を含む広範なPC技術に関わる考究を継続して行っている。この委員会には、当社の設計部長・田辺恵三と設計部、技術部の若手社員も参加させて委員の貴重な意見を聞かせる事、意見を述べさせる事で社員の資質の向上と工学的な視野の拡大を図ると言う側面もある。

著者は、耐震構造の建築物の構築にあたっては、本工法の持つ極大地震時の外部入力を逸らす、かわすという特性を活かし、他工法との圧倒的な性能の違い、或いは、費用対効果の良さを発注者、設計者に諄々と説明する事で本工法の採用に注力してきた。その中、2000年(平成12年)の建築基準法の改正以降、免震構造においては時刻歴応答解析を実施し個別の評定を取得する事で、RC造とS造に比べて大きく設定されていたPC造上部躯体の剪断力係数を同等の値で設定できることとなった。著者はこの改正を機に「免震構造+PC圧着関節工法」に大きく舵を切った。また、改正後には、杭頭免震の考え方と弾性すべり免震を開発・製造し、その設計法を確立した。

著者が開発した全ての新工法、新技術の採用に当たっては、最終段階で前述のPC圧着関節委員会の委員各位にその内容を示し、評価を受けた上で、日本建築センター、日本ERI等の第三者

機関から性能評価・評定を取得する事になっている。

著者は大学4年生からPC工法と関わりを持ち、60年間、真摯に技術の研鑽と工学的な考究を絶える事なく行ってきた。研鑽と考究だけでは事業の発展は望めるものではない。優れた性能を持った工法でもコストの軽減により他工法との価格競争に勝たなければ事業の発展は望めない。

著者がこの事業を発展、継続できたのは、常に「力必達（努れば必ず達す）」の社是を自ら意識して、事業に邁進して来た事であると確信している。

2.3 PC定着装置および高耐久PC鋼材の開発

PC定着装置であるKT B定着工法については昭和52年に意匠登録を完了した。「KT B」は”Kurosawa Tension Bearing”の頭文字を表わしている。その特長は、定着時のくさびセットロスを解消するためくさびとナットを併用して締付け効果を高めたところにある。図-2.1に定着具の構成例を示す。

それまで国内で使用されていたPC定着工法は、フレッシュナー工法（くさび定着方式）、SEE工法（ナット定着方式）、VSL工法（くさび定着方式）であった。くさび定着方式は、施工現場にて定着具にセットするくさびが緊張材とともに定着具に引き込まれることにより緊張材を締め付けて定着する工法であるので、緊張材は工場もしくは施工現場において必要な長さに切断加工して使用できるが、くさび戻りにより緊張力が低下するセットロスが発生する。一方で、ナット定着方式のSEE工法はくさび定着を行わないのでセットロスは発生しないが、定着具（マンションという）は工場加工を行わなければならないため、施工現場において自由に緊張材ケーブル長さを加工することができなかった。

そこでくさび定着方式とナット定着方式のそれぞれの長所を取り入れたKT B定着工法を着想した。本定着工法は、昭和61年4月、(財)日本建築センターの評定(評定番号[BCJ-P定着5])を取得し、以後、長大スパンの構造物や人工地盤等の建築工事、橋梁やグラウンドアンカー等の土木工事の基礎技術として広く活用され、日本国内で開発されたPC定着工法では唯一の一般的に使用されている定着工法であり、その使用量は海外から取り入れた定着工法も含めて最大である。

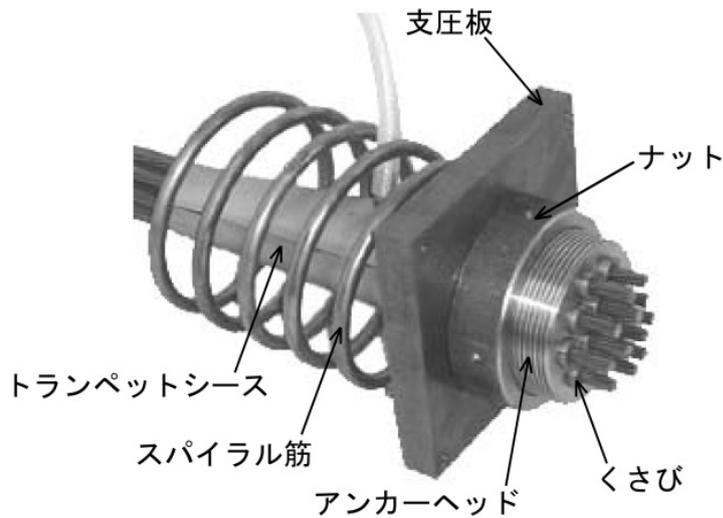


図-2.1 KTB定着体の構成例

材料開発としては、SCストランド（図-2.2）、SCアンボンド（図-2.3、2.4）、Ducst（図-2.5）を著者が開発した。なお、SCはSurpass Coatの頭文字である。昭和30年代に当時の建設省からPC専門者にPC構造物の耐久性を向上する方策を開発するように命があった。しかしながら、当時のPC専門者はその方策を提案することができずに、PC構造物の耐久性向上に苦慮していた。そこで、著者はPC鋼より線の外周にポリエチレン被覆を行い防錆層として使用することを着想したが、PC鋼より線内部の素線間の空隙を防錆することができないことから、PC鋼より線の各素線に独立にエポキシ樹脂塗装を施して全断面、全長にわたり連続的な防錆塗膜を形成することを着想し、全素線塗装型PC鋼より線を開発した。PC鋼材の高耐久化のための画期的技術開発である。力学的特性は裸PC鋼材と同様で耐久性が付与された鋼材である。さらに、エポキシ樹脂塗膜と亜鉛めっき層の二重防錆層を各素線に形成した全素線二重防錆型PC鋼より線を開発した。PC鋼材の高耐久化は社会の持続的発展にとって必須の要求事項であるのでその性能については第5章で詳述している。

エポキシ樹脂全塗装PC鋼より線

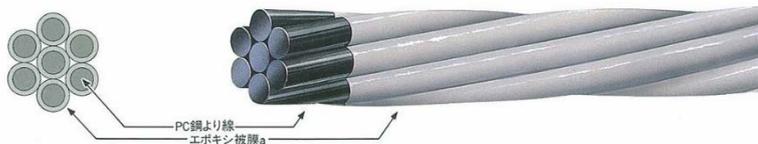


図-2.2 SCストランド (SC-S)

SCストランド+充填材+ポリエチレン被覆

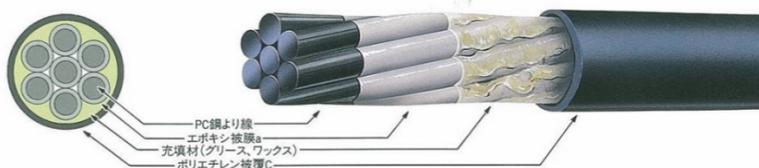


図-2.3 SCアンボンド (SC-U1)

SCストランド+ポリエチレン被覆+充填材+ポリエチレン被覆

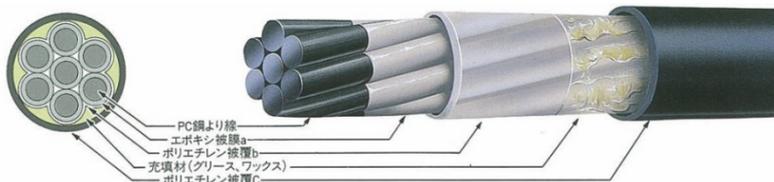


図-2.4 SCアンボンド (SC-U2)

全素線を亜鉛めっき皮膜 (一次防錆層) +エポキシ樹脂被覆 (二次防錆層)

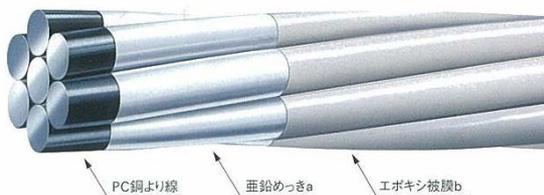


図-2.5 Ducst

なお、上記のSCストランドは、平成6年に「大河内記念生産賞」平成10年に(社)発明協会より全国発明表彰・発明賞を受賞している。

2.4 PCの考え方をういたグラウンドアンカー工法への取り組み

グラウンドアンカーは欧州で開発された工法で、最初の実施は1934年アルジェリア国のシェルファダム（注）の補強のためのロックアンカーである。日本への技術導入は、1957年の藤原ダムにおける副ダムのプレストレスアンカーが最初である。グラウンドアンカーの技術の変遷については、例えば藤田圭一ら^{2.5)}、山門明雄^{2.6)}の報告がある。著者は1969年（昭和44年）にPCの考え方をういたグラウンドアンカーの施工を開始し、1976年（昭和51年）には著者が独自に開発したKTB定着工法を使用したグラウンドアンカーで法面崩壊を防止している。

2.4.1 各種工法

グラウンドアンカー工法は、タイプによって土中の応力の状態もそれぞれ異なっており、目的によって様々なタイプを選択して使用する。また、設計対応年数が2年以上か2年未満により工法名に永久（本設）、または仮設をつける場合もある。

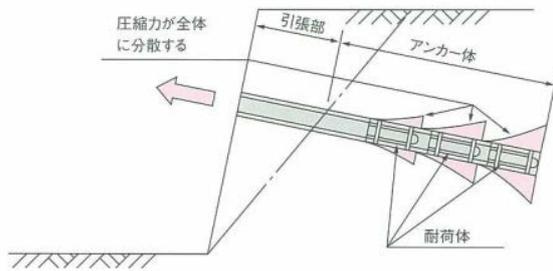
下記に示す各工法は、著者が独自に開発したもので、技術審査証明と様々な特許に裏付けされた技術である。

1994年に（財）砂防技術センターの技術審査証明を取得したKTB・荷重分散型永久アンカー工法は、アンカー頭部の緊張力を土中で耐荷体数だけ分散させて伝達する工法であり、従来の引張型や圧縮型グラウンドアンカーの緊張力が局所集中し、進行性破壊につながっていることを解消したものである。本工法開発時に著者が特に留意した事項はPC鋼より線の緊張方法である。耐荷体ごとで長さの異なるPC鋼より線をアンカー頭部で同時に緊張すると、短いPC鋼より線と長いPC鋼より線が同じ伸び量を与えられるので、短いPC鋼より線により多くの緊張力が付与され、アンカーの最大緊張力においては短いPC鋼より線が先に降伏し、他のPC鋼より線は降伏しないという不均衡が発生する。そこで、長いPC鋼より線から順次緊張を行い、長さの差から発生する伸びの差だけ緊張開始時期をずらしながらすべてのPC鋼より線がアンカー最大荷重時に同じ緊張力となるような緊張方法を開発した。この緊張方法を異時緊張方法と命名した。

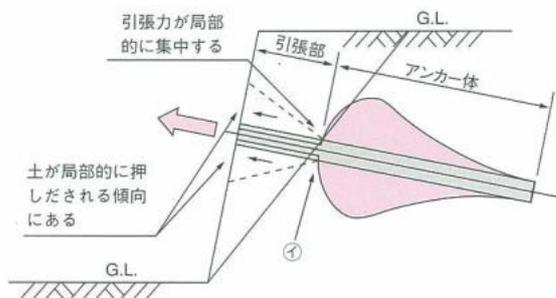
1998年に（財）土木研究センターの技術審査証明を取得したKTB・引張型SCアンカー工法は、従来の引張型アンカー工法では引張部とアンカー体部の境界部分に作用する大きな荷重によりアンカー体グラウト材にひび割れが発生し、ひび割れから浸入した水等の腐食因子がPC鋼より線を腐食破断させる事例が多くあったことを鑑み、緊張材に全素線塗装型PC鋼より線を適用することを着想し、引張型グラウンドアンカーの耐久性を飛躍的に向上させた。

さらに、引張型グラウンドアンカーの引張部とアンカー体部の境界に発生する集中応力を波形加工鋼管によって拘束しひび割れが発生しない引張型グラウンドアンカーの発展系である応力拘束型アンカーを開発した。これは、KTB・応力拘束型Cmsアンカー工法と呼ばれるもので、2000年に（財）土木研究センターの技術審査証明を取得した。

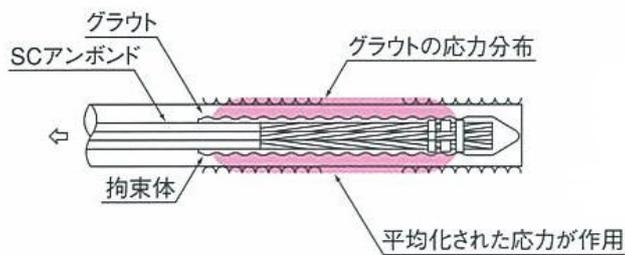
K T B ・ 荷重分散型永久アンカー工法



・ K T B ・ 引張型 S C アンカー工法



・ K T B ・ 応力拘束型 C m s アンカー工法



2016年4月の熊本地震では写真-2.10に示すように崩壊した阿蘇大橋近辺の大規模地滑り地域において本KTB工法によるPCグラウンドアンカーで施工した区域では十分にアンカー機能を発揮して、斜面崩壊の進展を阻止したのである。



写真-2.10 崩壊した阿蘇大橋近辺の大規模地滑り地域

2.4.2 PCフレームアンカー工法

PCフレームアンカー工法は、PCフレームと言うプレキャストPC製品(工場製品の受圧版)を現場に搬入して、これをグラウンドアンカーで緊張・定着して法面全体の崩壊を防止する工法である。長崎県土師野尾ダム現場において最初に採用された(昭和58年)。

PCフレームアンカー工法は、著者が培ったプレキャストPC技術を基に開発した世界初の工法であり、更にこの工法は発展展開されて、法面逆打ち施工法が開発された。従来の法面補強工事は、法面下側から上側に向かって順次鋤取りながら、アンカーにて補強する方法であったが、法面鋤取りの際に斜面崩壊する事故が多く発生していた。そこで、著者は法面上側から鋤取り直後に受圧版とグラウンドアンカーにて補強しながら法面下側に向かって補強する逆打ち施工法とした。この施工法によって施工中の法面崩壊と言うリスクは大きく軽減し安全性は大きく向上した。また、この施工法はそれ自体で特許を取得しているものである。鹿児島県出水市での法面逆打ちの施工例を写真-2.11(a)～(c)に示す。平成9年に大規模な斜面崩壊が発生、平成10年に工事に着手し(写真-2.11(a))、翌平成11年に法面補強工事が完了した(写真-2-11(b))。工事完了からおおよそ7年を経過し、植生がよみがえった状態が写真-2.11(c)である。

平成9年には、PCフレームを発展展開したスーパーメタルフレームアンカー工法の施工を開

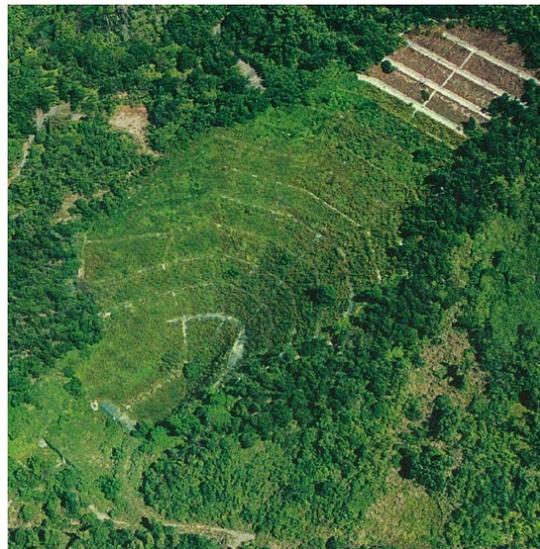
始し，急勾配地の施工性を格段に向上させている．



(a) 工事開始



(b) 工事完了



(c) 竣工6年7か月後

写真-2.11 (a) ~ (c) PCフレームアンカー工法施工例

著者が開発した施工法は，法面保護の画期的な工法として定着し，大きな産業となっている．このシステムに参加する施工者が昭和53年に協会を設立し，平成29年現在，協会員約170社で社会のインフラ整備に貢献している．

2.5 橋梁への取り組みの実績

2.5.1 PC構造の橋梁

著者の主導する黒沢建設は設立当初から、P C 構造の橋梁を数多く手がけている。旧国鉄では、山陽、上越、東北の各新幹線の建設工事（特に施工が難しい、或いは、架設時に十分な注意が必要な橋梁工事）に関わってきた。また、旧道路公団では、中央高速道路、関越自動車道の中で他のP C 専門社が敬遠する橋梁を数多く手懸け技術の研鑽と新たな設計法の確立を図った。旧国鉄関係（山陽新幹線花岡工区、上越新幹線坂井高架橋、同鳥原高架橋、同御稜威ヶ原中工区、東北新幹線那須東通り工区、同黒磯工区 等）、旧道路公団関係（中央高速道路北八王子工区、同標八王子工区、関越自動車道母谷沢橋 等）などの実績がある。

2.5.2 橋梁施工方法の開発

開発した SPC 合成桁橋は、P C 桁のコンクリート断面内に鋼材（鉄骨）を配置した橋梁であり、低桁高、または長スパン化に適した構造となっている。昭和 56 年に滋賀県甲賀郡信楽村の神慈秀明会滋賀の神苑・第 5 橋梁を本邦初の S P C キャンチレバー工法（片持梁工法）/ストランド工法で施工を行っている。本工法は、桁内に鉄骨材（抱き合わせの C 型鋼材）を埋め込んだキャンチレバー工法である。中央径間施工時には鉄骨材同士を接合し、併合前の橋梁の安定化を図ると共に足場として使用することにより施工の安全性を高めた。さらに径間併合時には P C 鋼材で緊結する事で中央部のエキスパンションを無くし供用後に多く見られる有ヒンジラーメンの問題点を解消することで大幅なランニングコストの縮減と工期の短縮を図った。また、S P C 合成桁橋の断面内に配置された鋼材は構造部材として使用される他に、張出し架設時に移動式支保工等の荷重を一部負担させることにより、架設時の資材の簡略化を図り施工費を軽減することができた。写真-2.12 に架設の状況を示す。

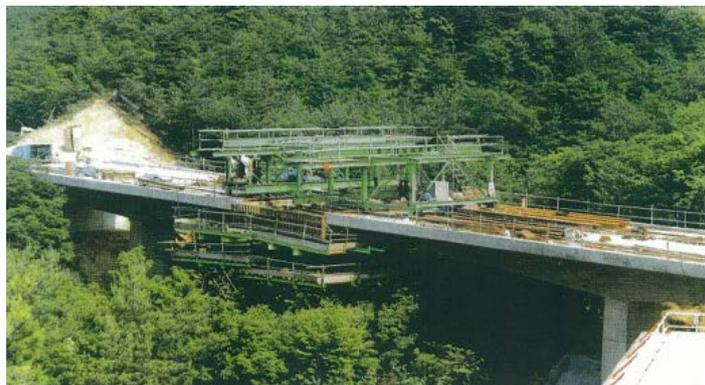


写真-2.12 S P C キャンチレバー工法による架設状況

平成 14 年には、熊本県阿蘇郡阿蘇町の跡ヶ瀬大橋で S P C 合成桁橋を施工している。本 S P C 合成桁橋は上フランジ内に鉄骨を配置し、その両端に外ケーブルの反力をとっている。この構造により、断面内に張弦構造を形成し、中立軸を大きく上げることを可能した工法である。桁の架設は内部の P C ケーブルを緊張した状態で行い、架設後に外ケーブルの緊張を行う。これによ

て橋長 52.1m（スパン 50.9m）で梁成 1.92m（桁高スパン比 1/26）の長スパンの単純桁橋を構築した。単純梁（1等橋）においてスパンが 50m を超え、桁高スパン比が 1/26 以下となる橋梁はほとんど類がないものであった。写真-2.13 に桁の架設状況を、写真-2.14 に竣工後の状況を示す。



写真-2.13 桁の架設状況



写真-2.14 竣工後の状況

なお、本橋梁は架設から現在までに、大きな災害を 2 度受けている。平成 24 年 7 月 12 日には短時間の集中豪雨により、架設地点の黒川が氾濫している。写真-2.15～2.17 に跡ヶ瀬大橋と同河川のわしの石橋、西野浜橋の水が引いた後の状況を示す。中間橋脚がある場合には、増水時に洗掘によって橋脚が転倒し落橋したが、SPC 合成桁橋は中間橋脚がないため水害を免れたのである。SPC 合成桁橋は 50m を超える支間でも経済的に架設でき、耐水害においても有効な橋梁形式であることが示された。



写真-2.15 水害後の跡ヶ瀬大橋



写真-2.16 水害後のわしの石橋



写真-2.17 水害後の西野浜橋

2016年4月には熊本地震が発生し、跡ヶ瀬大橋が架設された地域においても震度6が記録され、大きな震度の余震も長く続いた。跡ヶ瀬大橋架設付近でも道路の寸断や地盤の亀裂が複数箇所で生じたが、橋体に損傷がなく地震の直後から供用され、巨大地震作用下でのSPC合成桁橋の耐震性が実証された。

2.6 防災を意図した人工地盤への取り組み

社会の持続的発展のためには防災を大きな課題とする必要がある。これまでに著者が開発した高耐久で耐震性に優れたプレストレス技術を要素技術として今後の社会基盤の整備を進めることが肝要である。

著者が33年前に思考し具現化を図った人工地盤構想は着実に実績を重ねている。プレストレスト構造の持つ可能性を理解し、これを時代が求める構造物として具現化する。当然、費用対効果の必然性も強く求められる。自らの確信を企業の継続と発展に繋げる事の大事さを示すのが人工地盤構想である。

人工地盤構想のコアとなる技術は、横浜国際総合競技場、福島キャピタルフロント、昭和57年に施工したアルシャフィード（イラク）戦勝記念館、東日本大震災で被災した気仙沼漁港の整備

工事、等々で既に確立している。また、事業計画としては、東日本大震災後の被災地の復興構想の中で検討された人工地盤構想などが上げられるがどちらも法整備の不備と言う壁に計画が阻まれている。

今後、人工地盤構想は地震国であり、津波や洪水による水害の多発が予想される日本には不可欠な構想である。今までのインフラ整備に見られる広域への薄い投資より集中的な投資によって人命、財産を守ると言う発想の転換が求められる。或いは、何れかの選択が可能になるような法整備を急ぐべきと考える。第8章に以上で述べた事柄を詳述する。

2.7 プレストレスの基本力学への取り組み

著者はPCに関する基本的な力学を初心に帰って基礎から考究し、プレストレス力を持つ本質的な耐震性を検討してプレストレス技術の発展を図ることを考えた。プレストレス力は外力によって与えられるが一旦導入されれば内力として扱われる。しかし、内力と外力との相違ではプレストレス力を正当に評価できないことがある。

プレストレス力は常にPC鋼材の法線方向に作用するので柱の水平変位を戻そうとするベクトルとなるのであり、また如何に柱が細くとも決して柱を座屈させるようなことはない。このようなプレストレス力は耐震性の向上方法として正当に評価されるべきものである。また、曲げ作用によって曲げ変形したPC部材では、高い緊張力を導入されたPCケーブル自身が部材の変形と共に曲げ変形するのでその復元力についても耐震性の観点から評価されなければならない。

一方、プレストレス力と同じ大きさの荷重を独立柱の頂部に作用させた状態で独立柱の頂部に水平力を作用させると、頂部の荷重は常に重力により鉛直方向に作用しながら水平変位分だけ水平に移動する。この移動により、柱には付加的に鉛直荷重の偏心による曲げモーメントが増加するのであって、緊張定着されたプレストレス力とは本質的に異なる挙動を示す。即ち、この場合には柱頂部に作用する力の相違が内力か外力かで区別できる。

一方、プレストレス力を外力で導入することができる。梁の断面中央にPC鋼材を配置して片端を梁端部に定着し、他端でケーブルを鉛直にして荷重Wを取り付けてぶら下げ、これを左右対象とすると重力によって外力Wによるプレストレス力が梁の断面中心に導入できる。

同様にして柱の場合も柱の断面を貫通するように緊張材を配置して柱の頂部で緊張材を定着し、柱の下部で緊張材に重力Wの物体を取り付けてぶら下げると、柱に外力としてのプレストレス力Wが導入できるのである。勿論、柱はフーチング上に設置されフーチングは基礎で支持されている場合である。以上のことから、プレストレス力は外力の作用によっても導入できるのであり、重力場においては、単に内力と外力の区別ではプレストレス力の特性を判断できないのである。

また、PC構造と鉄筋コンクリート構造との制震性の相違についても基礎的に考究することが必要である。

プレストレス力に関する基本的な力学の検討結果の詳細については第3章及び第4章で述べる。

2.8 本考究に関連する既往の技術と研究開発について

(1) プレストレス技術について

プレストレストコンクリート技術は本章の冒頭で述べたようにフランス人のウジェヌ・フレシネーが高強度コンクリートと高強度鋼線を用いて導入したプレストレスを確実に保持する技術を開発し、1928年に特許を取得したことに始まる。フレシネーはそれ以前には大規模な鉄筋コンクリートアーチ橋の建設に画期的な業績を残したが特許取得以降はプレストレス技術の開発に没頭し、ルザンシー橋建設の成功を経て マルヌ 5 橋を設計施工し、PC 橋の発展の嚆矢とした。フレシネーの業績については友人のスペイン人のオールドネス氏がスペイン語で著書を表し、これがフランス語と英語に翻訳されて広く世界で読まれることとなった。わが国ではこのフランス語・英語版をコンクリート構造関係者の分担によって和訳し、2000年に「PCの原点フレシネー」として出版されプレストレス技術の啓蒙が図られた^{2.7)}。フレシネーの業績についてはこの著書に詳述されている。フレシネーとほぼ同時期にドイツ人のディッシンガーはプレストレス技術を開発し、外ケーブル方式によるアウエ橋（建設時にはヒトラー橋）を建設し1937年に開通させた^{2.8)}。

(2) PC 柱および圧着接合技術について

国内で最初にPC柱が採用された構造物としては、1954年（昭和29年）に竣工したJR（当時、国鉄）浜松町駅のホーム上屋がある。この時、PC鋼材によるプレストレス力は柱の自立のために導入されたものである。その後、施工面からラーメン構造の構築に圧着工法が用いられるようになってきた。PCラーメン構造の柱に著者が初めてコーベルを設けた1982年（昭和57年）の深谷上柴ショッピングセンターの施工時でも従来のPC圧着工法の進化形であると言う認識であった。但し、本件終了後PC圧着関節工法の力学的優位性を認識し始め、それを確認する為の実験を1991年に行っている^{2.2)}。1992年にこの実験の考察と共に「PC圧着関節工法」の基礎となる「釣竿理論」と「関節理論」を記載したレポートをまとめている^{2.3)}。PC圧着関節工法に関する取り組みについては2.2節で述べ、研究については6章で詳細に述べる。

(社)プレストレストコンクリート技術協会では、常時軸方向に圧縮力を受ける部材にプレストレスを与えることによる優位性について力学的見地から検討し、1999年にそれらを基に「PC橋脚の耐震設計ガイドライン」を発行している^{2.9)}。また、PC橋脚に関して行われた研究をまとめた論文集を同時期に発行しており^{2.10)}、実験面、解析面から検討された数多くの論文が掲載されている^{2.11, 2.12)}。

接合部の耐震性能に関する研究では、PC鋼材のみで圧着接合された構造に実地震波を作用させた準動的載荷実験が行われており、接合部の損傷もほとんど無く、鉄筋のエネルギー吸収が無くとも応答変位がRC構造と比べて大きくなり、地震終了後の残留変位が極めて小さい、など優れた接合方法であることが確認されている^{2.13)}。

(3) 定着工法について

プレストレス技術は高強度の緊張材を緊張した状態で如何にコンクリートに定着してコンクリートにプレストレスを安定的に保持するかが技術の基本であり、多くの定着工法が提案されて特許が取得されてきた。定着方法の基本的な機構はクサビ定着とねじによるナット定着であるが他にも色々あり、土木学会コンクリート委員会では、工法ごとの設計施工指針案を策定したがこれらの技術はほとんどが外国からの技術導入であった^{2.14)}。なお、土木学会では1961年にプレストレスコンクリート設計施工指針案の改訂版(国分正胤委員長)を制定し、この技術のわが国での基本を示した^{2.15)}。

著者は建設技術者としてこれらの外国からの導入技術を実際の現場に適用してそれぞれの特徴を把握するとともに改良する技術の必要性を感じ、クサビ定着とナット定着を組み合わせた独自の定着工法を開発し、K T B (Kurosawa Tension Bearing) 工法と命名したのである。

(4) P C 鋼材の防錆技術について

緊張状態にあるP C 鋼材の防錆技術はプレストレスコンクリート技術の根幹であり、不可避の技術であり、P C 鋼材の張力をコンクリートに対する圧縮力とする為にはボンド(グラウトを実施し空隙を充填する意)である事も不可避である思考する。

著者はプレストレスコンクリート構造の主たる材料であるP C 鋼線の防錆技術の開発に1988年(昭和63年)に着手した。当初はストランドを全体的に被覆するフロボンドタイプ(現在、住友電工スチールワイヤーで製造)の防錆技術の開発を試行したが一層の性能の向上を図り、1992年(平成4年)に2.3節で述べるSCストランドに関わる特許を取得して製造に着手した。その後、2003年(平成15年)には、亜鉛めっきP C 鋼より線の各素線にエポキシ樹脂塗膜を形成した全素線二重防錆P C 鋼より線(ダックス)の特許も取得して、現在は両製品を製造している。

(5) グラウンドアンカー技術について

グラウンドアンカー技術への取り組みについては2.4節で述べた通りであって、グラウンドアンカーは1930年代に欧州で開発され、日本への技術導入は1950年代になってからである。日本でグラウンドアンカーに関する基準が制定されたのは、使用され始めてから約20年経過した1970年代になってからであり土質工学会より発行されている^{2.16)}。その後、永久アンカーに対する基準も加えられ改訂が繰り返されており^{2.17, 2.18)}、それに伴いアンカーの設計・施工者のために基準に従った設計施工マニュアルが発行されている^{2.19)}。また、グラウンドアンカーの受圧板を対象とした設計・試験マニュアルも制定されている^{2.20)}。

ヨーロッパでの基準類としては、例えば、F I Pで制定されたものがある^{2.21)}。

(6) 桁高の小さい PC 橋について

橋梁の桁高を小さくすることは大きな意味を持っている。既存の短支間の河川橋梁を更新しようとする場合、河川管理者の要請で支間を大きくする必要に迫られることが多い。この場合、橋梁との取り付け道路の路面高との関係で新設の橋梁の桁高を出来るだけ低くすることが求められる。

著者が開発した SPC 合成桁橋はこのような要求に適した構造であるが、桁高を低くできる構造には、プレビーム工法、バイプレストレッシング工法、および鋼コンクリート合成床版橋などがある。プレビーム工法は鋼桁に曲げ変形を与えて引張側フランジの周囲にコンクリートを打設してコンクリートが硬化後に曲げ変形を解除することにより引張側のフランジコンクリートにあらかじめ圧縮応力を導入する方法であって、これに圧縮側の床版コンクリートを打設する工法である。鋼桁の圧縮フランジを鉄筋コンクリート床版に埋め込む構造なので桁高を低くすることができる。プレビーム振興会が組織されており、設計施工指針が国土技術研究センターより発刊されている^{2,22)}。すでに 1000 橋を越える実績があり、単純支間で 50m を超え支間桁高比が 30 を超えるものも建設されてきた。プレビーム橋はコンクリートで鋼桁が被覆されているため外見上はコンクリート橋に見えるが、構造的には鋼桁構造として耐荷力が設計されており、供用時に下フランジコンクリートにひび割れを許す構造であることが PC 橋と大きく異なる点である。なお、この工法は我が国で開発と実用化が図られたことが特徴であるが、鋼桁を曲げ変形させる設備が必要である。

バイプレストレッシング工法はバイプレストレッシング工法協会が技術を管理しており、設計施工マニュアルを策定している。この工法は断面の圧縮側に高強度鋼材を配置してこれに予め圧縮力を導入することにより通常のプレストレス導入と類似の負曲げモーメントを断面に導入することによって桁高を低くすることを可能にしたわが国独自の技術である。支間桁高比が 30 程度の橋梁を建設することが可能であり、実績も多くみられる。ただし、プレストレス導入を従来からの緊張材の引張力を定着して導入することに加えて圧縮力によるプレストレス力の導入も必要のため現場作業が煩雑となる。

鋼コンクリート合成床版橋は、支間桁高比を 40 程度まで大きくすることが可能であるが鋼材を多用するために建設費が高くなることとなる。

本章の 2.5 節で述べた SPC 合成桁橋は構造的には上述のプレビーム橋と異なって純粋なコンクリート橋であり、また、バイプレストレッシング工法の橋梁と異なって緊張材によるプレストレス導入のみの PC 構造であるため現場作業が煩雑とならない特徴があるといえる。

2章の参考文献

- 2.1) 黒沢亮平：特許第 1500330 号 プレキャストコンクリート部材による建物の構築方法，公開日 昭和 58 年 10 月 29 日，登録日 平成 1 年 6 月 28 日
- 2.2) 岡本，高崎，田辺，佐藤：プレキャスト・プレストレストコンクリートはり・柱接合部モデル試験体の静的正負繰返し加力実験報告，コンクリート工学，Vol. 30, No. 6, pp27～38, 1992 年 6 月
- 2.3) 黒沢亮平：P C 圧着工法は「なぜ耐震性能に優れているか」— 釣竿理論・関節理論を応用—，1992 年
- 2.4) Wada, A., Sakata, H., Nakano, K., Matsuzaki, Y., Tanabe, K., Machida, S. :Study on Damage Controlled Precast-Prestressed Concrete Structure with P/C MILD-PRESS-JOINT — Part 1:Overview of P/C Mild-Press-Joint Building Construction and its Practical Applications, fib Proceedings of the 2nd International Congress , Session 8, June 5-8, 2006—Naples, Italy.
- 2.5) 藤田，菊池：内外のアンカー基準の動向と使用状況，プレストレストコンクリート，Vol. 31, No.4, pp13～19, 1989 年
- 2.6) 山門明雄：グラウンドアンカーの発展の経緯と提案，土と基礎，Vol. 38, No.5, pp5～8, 1990 年
- 2.7) J. A. Fernández Ordóñez 著，池田尚治監訳：P C 構造の原点フレッシュナー，建設図書，2000 年
- 2.8) Komendant, August E. : Prestressed Concrete Structures, McGraw - Hill Book Company, pp203
- 2.9) 社団法人プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン，平成 11 年 11 月
- 2.10) 社団法人プレストレストコンクリート技術協会：橋脚 P C 構造研究委員会発表論文集，平成 11 年 11 月
- 2.11) Ikeda, S. : Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium, Vol. 12, pp879～884, May 1998
- 2.12) 池田，森，吉岡：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol. 40, No. 5, pp40～47, 1998 年
- 2.13) 平，松田，山口，池田：P C 緊張材で桁と剛結合したコンクリート橋脚の耐震性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18, No.2, pp23～28, 1996 年
- 2.14) 社団法人土木学会：プレストレストコンクリート工法設計施工指針，コンクリートライブラリー66, 1991 年
- 2.15) 社団法人土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，昭和 30 年制定，昭和 36 年

度改訂

- 2.16) 社団法人土質工学会：アースアンカー工法 一付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準一，1976年
- 2.17) 社団法人地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（J G S 4101-2000），2000年
- 2.18) 社団法人地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（J G S 4101-2012），2012年
- 2.19) 一般財団法人日本アンカー協会：グラウンドアンカー設計・施工マニュアル，2013年
- 2.20) 財団法人土木研究センター：グラウンドアンカー受圧板 設計・試験マニュアル，2004年
- 2.21) F I P : Design and construction of prestressed ground anchorages, April 1996
- 2.22) 国土技術研究センター：プレビーム合成げた橋設計施工指針（第3版指針改訂委員会池田尚治委員長）

第3章 PC固有の力学挙動

3.1 はじめに

線材に引張力を与えた状態で両端を固定すると線材はその直交方向の力に抵抗できる。従って緊張定着されたPC鋼材を持つプレストレストコンクリート（以下PC）部材は、曲げ変形に伴ってPC鋼材自身の直交方向の抵抗力が付加されると思われるのでこの抵抗力について明確にすることが重要である。特にPC構造の特性を活用して耐震化を図る場合にこのような抵抗性の明確な認識を把握することが重要である。多くのPC技術者はこのようなPC鋼材の有する抵抗性能の存在を直感的に期待しているが現在までこれに関する定量的な検証はなされていなかった。なお、プレストレス力は内力としてのみ存在すると考えられてきたので緊張材の曲げ変形の影響と内力との整合性を検証する必要がある。PC構造を一層発展させるためにはPC構造の持つ基礎的な力学特性の認識とその理論的な解明が必要である。

本章は、先ずPCラーメン構造においてプレストレスの持つ固有の変形性能の特性を長期荷重と地震時について概観し、次いでひび割れのない状態でのPC部材の力学特性を検証し、PC構造の基礎的な力学挙動を認識することを目的として論じるものである^{3.1)}。

3.2 ラーメン構造に於けるPC固有の変形性能

構造物にプレストレスを導入した場合の建物全体の挙動を長期と地震時に分けて図式化してラーメン構造に於けるPC固有の変形性能を先ず考察する。

ラーメン構造に於いては、**図-3.1**～**図-3.3**に示すように構造物の長期荷重によって梁に発生するクリープたわみ（－）に対して構造体にプレストレスを導入する事でむくり（＋）を発生させてキャンセルする。これが長期荷重に対するPC構造物の持つ基本的な性能である。そのためには、プレキャスト製品にしてコンクリートの乾燥収縮やクリープ、PC鋼材のリラクゼーションを無くしてから梁部材にむくりをつけておく事が理想的である。

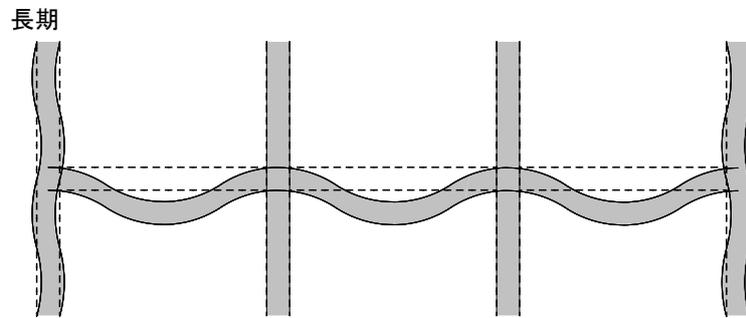


図-3.1 構造物の長期荷重によるたわみ（-）変形図

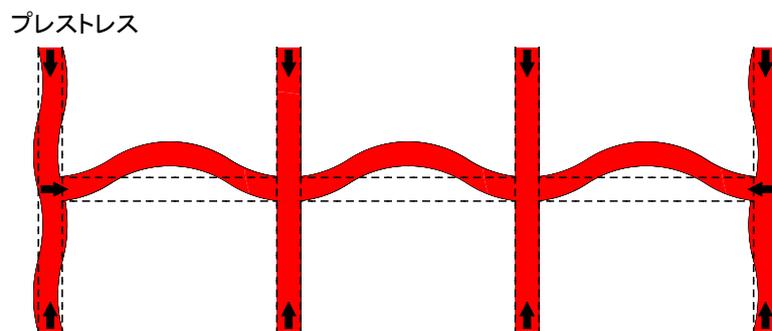


図-3.2 施工時、プレストレス導入による架構のむくり（+）変形図

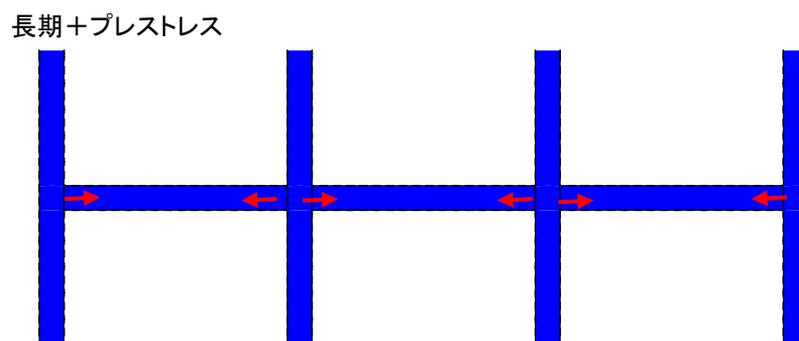


図-3.3 長期のたわみ（-）とむくり（+）を合成した図

次に、著者が考える地震時のPC構造の特徴は次の通りである。

図-3.4で通常のRCラーメン構造物の地震時の変形状態を示すように、コンクリートのひび割れ発生によって変形が顕著となる。これに対してPCラーメン構造は図-3.5に示すように柱にもプレストレスが導入されているので、この効果を考慮すると図-3.6のように地震時の変形が相当に制御される。何故なら、PCラーメン構造物にはひび割れが発生しないので、全断面有効となって軽量化が可能なこと、およびひび割れが発生しないので断面剛性が大きいことによるのである。

著者は、地震力に対してPCラーメン構造物の持つ固有の性能として次の事項を評価すべきと考えている。

- ① 柱部材に能動的にプレストレスによる軸力を与える事で外力（地震による入力）を低減する事が出来る。この軸力は、建物の自重による軸力とは違う。
- ② 柱部材に配置されたPC鋼材は外力（地震）の入力側は鋼材が伸び、入力と反対側は、鋼材が縮む事になる。
- ③ コンクリート構造物に於ける鉄筋（柱の主筋）も同じ挙動を示すが鉄筋とPC鋼材はその性能が圧倒的に違う。また、PC鋼材は施工時に導入力に相当する変形までは、反力として働き、入力をキャンセルする。入力がキャンセルされると言う事は、揺れが軽減されると言う事である。
- ④ 鉄筋コンクリート（RC）構造の主筋は、受動的であり、コンクリートにひびが入って初めて鉄筋が効くと言う構造体である。
- ⑤ RCには、内部に蓄えた緊張力が外部から入力する力（地震力）をキャンセルすると言う考え方が無い。
- ⑥ 今の建築工学では、緊張されたPC鋼材に因って発生する柱軸力（コンクリートに対する圧縮力・内部に蓄積された能動的なエネルギー）と建物の自重に因って発生する軸力が同一視されている。
- ⑦ 必然として、プレストレストの有無（PC鋼材と鉄筋の比較）と揺れに対する制振性の関係を判別する事ができない。
- ⑧ 阪神淡路大震災、東日本大震災で証明されたプレストレスト構造物の制震性を認める事が出来ないのである。
- ⑨ 今の建築工学では、『場所が少し違えば地震の入力値は全く違う。』『PC構造物は、せん断力係数が大きく規定されているから安全率が高い。』と言う言葉で片付けてしまうのである。
- ⑩ RC構造物は、躯体内部に配筋された鉄筋構造物であり、コンクリートは空間を構成するのみである。一方、PC構造物は、コンクリートの性能を極限まで引き出す純粋なコンクリート構造物なのである。
- ⑪ リブ（節）の大きな異形鉄筋は、鉄筋が持っている能力を全部使いきれない段階でコンクリートが付着による割裂を引き起こす。

コンクリート構造物は常に圧縮力を受けた状態にしておく事が理想的である。RC構造は受け身にまわるがプレストレスト構造は、能動的に常時、圧縮状態にしておく事が出来るのである。

極大地震時に於いては、RC構造は塑性変形してエネルギー吸収をするという考え方である。従って、構造物としては極大地震後の再利用をする事が出来ない。一方、プレストレスト構造は大きな力を逃がす(かわす)と言う考え方であるので極大地震が過ぎ去ればその構造物を再利用する事が可能な構造体である。

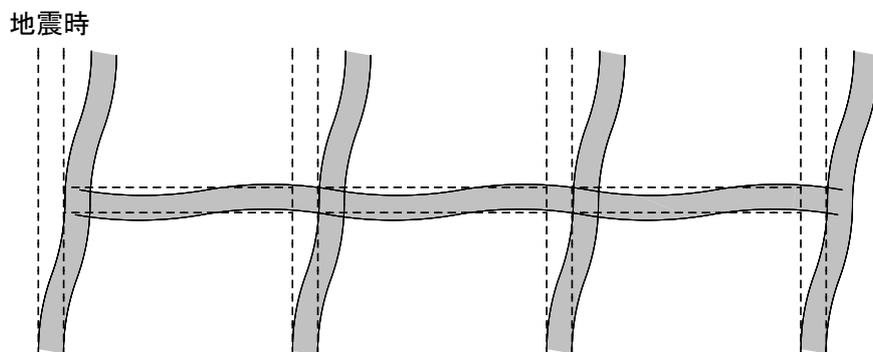


図-3.4 構造物が地震動に因って変形した図

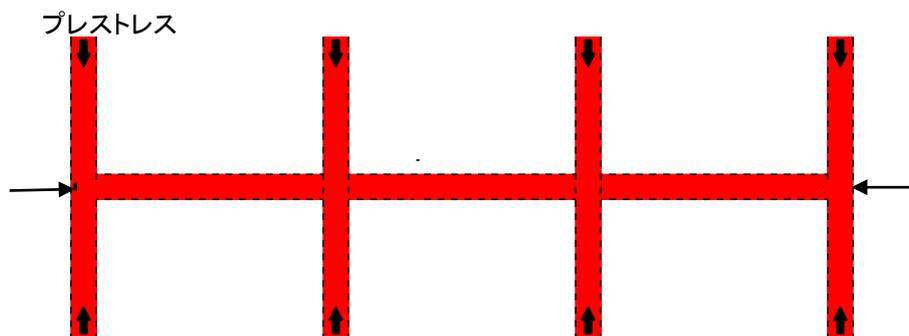


図-3.5 施工時、地震時の変形をキャンセルさせる為の軸力概念図

地震時

	:地震時のRC構造物
	:プレストレス
	:地震時+プレストレス によるPC構造物

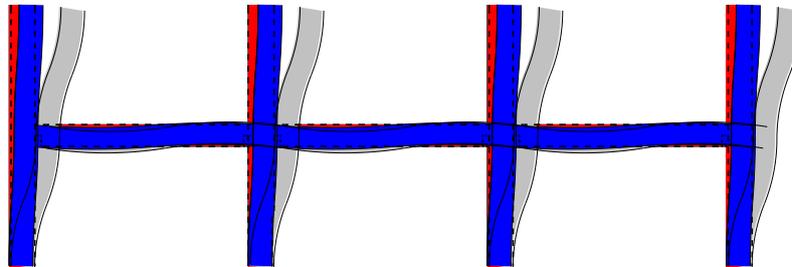


図-3.6 構造物がプレストレスに因って制振効果が起こる概念図

3.3 ひび割れの生じない状態でのPC部材固有の力学特性

プレストレストコンクリート部材はPC鋼材の緊張定着により内力としてプレストレス力が存在する。コンクリートにひび割れがない状態においてこの内力の要素が部材の変形や力学挙動に影響を与えることについて検討する。

3.3.1 PC鋼材の緊張力がコンクリート体を与える影響

まず、PC鋼材の緊張力の定着によって発生するプレストレス力が外力としてコンクリート部材端の断面に垂直方向に作用し、部材の曲げ変形に伴う緊張力の腹圧力がコンクリート体に曲げ荷重として作用する釣合い状態を対象とする。ここでは部材として下端が固定されたコンクリート柱（高さ h 、断面積 A ）の中心にPC鋼材が配置され、この緊張定着により中心軸方向に C のプレストレス力が導入されている図-3.7の場合を考える。これにより緊張材の曲げ変形とそれによる直交方向の力の関係が求められる。

曲げモーメントを作用させる荷重として柱頭に水平力 P が作用する場合、コンクリート体には図-3.7に示すように柱頭断面に垂直な軸力 C の水平分力 C_s 、および鉛直分力 C_v と、PC鋼材の曲率によって発生する腹圧力が外力として作用する釣合い状態となる。

コンクリートの全断面が有効の場合、梁理論による解析の結果、荷重 P による柱頭部の変位 δ は次式で表わされるようにプレストレス力 C の影響が求められた。

$$\delta = \left(\frac{1}{1 + (3/10) C h^2 / EI} \right) P h^3 / 3EI \quad (3.1)$$

細長比を λ とすれば $\lambda^2 = h^2 / (I / A)$ であるから、上の式は次で表わされる。

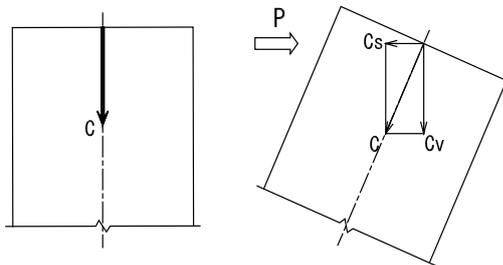
$$\delta = \left(\frac{1}{1 + 0.3 \lambda^2 \sigma / E} \right) P h^3 / 3EI \quad (3.2)$$

ここで、 $\sigma = C / A$: プレストレス

柱頭部の水平方向のバネ定数を K 、 $K_0 = 3EI / h^3$ とすれば、 $P = K \delta$ の関係から

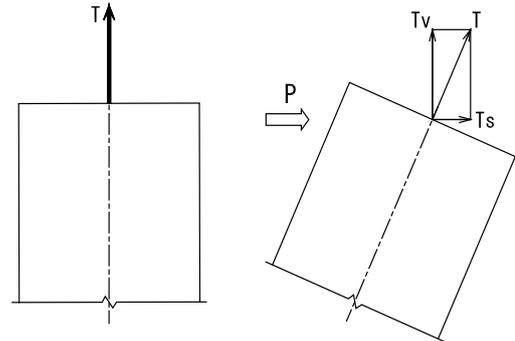
$$K = (1 + 0.3 \lambda^2 \sigma / E) K_0 \quad (3.3)$$

すなわち、断面の中心軸にプレストレスが導入されたひび割れのない PC 柱部材の曲げ変形による緊張材の腹圧力の発生によって水平力 P に対する柱の水平方向の剛性は $[1 + 0.3 \lambda^2 \sigma / E]$ 倍増加する。通常のプレストレス部材では細長比 λ が 30 以下であるのでここで抽出したプレストレスの効果は高々 5 パーセント以下であり極めて僅かである。



(1) P の作用前 (2) P の作用後

図-3.7 鉛直柱頂部に作用する水平力 P によって変形する時のプレストレス力 C 、その水平成分 C_s 、および鉛直成分 C_v



(1) P の作用前 (2) P の作用後

図-3.8 鉛直柱頂部に作用する水平力 P によって変形する時の緊張力 T 、その水平成分 T_s 、鉛直成分 T_v

3.3.2 軸圧縮力が緊張材とコンクリート体に与える影響

定着された PC 鋼材に緊張力を発生させているのはその周囲に存在するコンクリート体であり、コンクリート体が圧縮されることによって PC 鋼材に緊張力が発生するのである。図-3.8 に示すようにコンクリート部材端ではこの緊張力 T の水平成分 T_s および鉛直成分 T_v がプレストレス力の水平成分 C_s および鉛直成分 C_v と逆方向に同じ大きさで PC 鋼材に作用している。部材が曲げ変形する場合にはコンクリート体の圧縮応力の合力が断面中心の軸圧縮力の曲率の影響として作用し、緊張材による曲率の影響と逆向きに同じ大きさで作用する。したがって式 (3.3) に対応したコンクリート部材の剛性 K_1 は次の式 (3.4) に示すように減少する。

$$K_1 = (1 - 0.3 \lambda^2 \sigma / E) K_0 \quad (3.4)$$

実際の PC 柱は式 (3.3)、式 (3.4) の両式の影響を同時に受けるので、結果として断面の中心軸にプレストレスが導入されたひび割れのない PC 部材の曲げ変形に伴って発生する緊張材の曲げ変形による剛性増加は発生しないことになる。

以上のことから、式 (3.1) から式 (3.3) までに示した緊張材の曲げ変形による部材の力学的特性の変化はプレストレス力を外力と見做して計算すると存在するが内力であることによりコ

ンクリート体の圧縮力の影響で完全に相殺されるのである。したがって、断面の中心軸にプレストレスが導入されたひび割れのないPC部材の力学的特性は、緊張されたPCケーブルが作用荷重によって曲げ変形しても変化しない。

3.3.3 弾性率が一定でない場合のプレストレスの影響

ゴムやポリ塩化ビニールを材料とする構造体の場合、プレストレスの導入のレベルによって構造体の弾性率が変化し、プレストレスの影響が部材の力学特性に大いに影響する。これらの材料では弾性率が10倍程度変化することがあるのでプレストレスの新しい活用法が考えられる分野であると思われる。コンクリート体においても表面の乾燥収縮や荷重作用による微細な内部ひび割れの存在は部材レベルでの弾性率の低下をもたらすがプレストレスの導入によってこれらの影響を排除して部材の剛性を高めることが可能である。

3.4 実験による検証

実験の目的はP C単純梁を用いてプレストレスの有無とそのレベルが梁の剛性，復元力特性に関し，ひびわれ発生前と発生後に分けて検証することである。

3.4.1 供試体と実験方法

柱供試体を用いて実験を行うことを想定し，実験の容易な小型のP C梁を用いて曲げによる載荷実験を行った。供試体はモルタル製の梁部材であり，その形状は，長さ 3000 mm，高さおよび幅 100mm，断面中央にPC 鋼より線 12.7mm を 1 本配置したものである。供試体の一覧と諸元を表-3.1 に示す。部材の細長比は 48.4 である。

プレストレス力はプレテンション方式とポストテンション方式で導入した。プレストレスのレベルは，0 MPa，6MPa，および 12MPa とし，プレテンション方式の場合，PC 鋼より線を緊張後，モルタルを打設し，強度が 40MPa 以上発現したことを確認後，緊張力を開放してプレストレスを導入した。ポストテンション方式の場合，モルタルを打設し強度発現後緊張力を導入した。写真-3.1 にプレテンション方式での鋼線緊張後の状況を示す。

表-3.1 試験体一覧表

供試体*1	導入力	プレストレス導入方式	載荷スパン	備考
M0	0 kN	無緊張	2800 mm	
M6	60 kN	プレテンション	2800 mm	
M12	120 kN	プレテンション	2800 mm	
PT0	0 kN	無緊張	2800 mm	シーす無し
PT6-G	60 kN	ポストテンション	2800 mm	グラウト注入
PT6	60 kN	ポストテンション	2800 mm	グラウトなし

※1 記号 M：モルタル プレテンション，PT：ポストテンション，G：グラウト

数字 0：導入力 0 kN，6：導入力 60 kN，12：導入力 120 kN



写真-3.1 プレテンション方式での鋼線緊張後の状況

荷重は単純梁としてスパン中央に集中荷重を作用させることとし、途中で適宜徐荷しながら漸増させた。荷重状況を図-3.9と写真-3.2に示す。荷重時のモルタルの圧縮強度は49～58MPa、弾性率は18400～20500MPaであった。

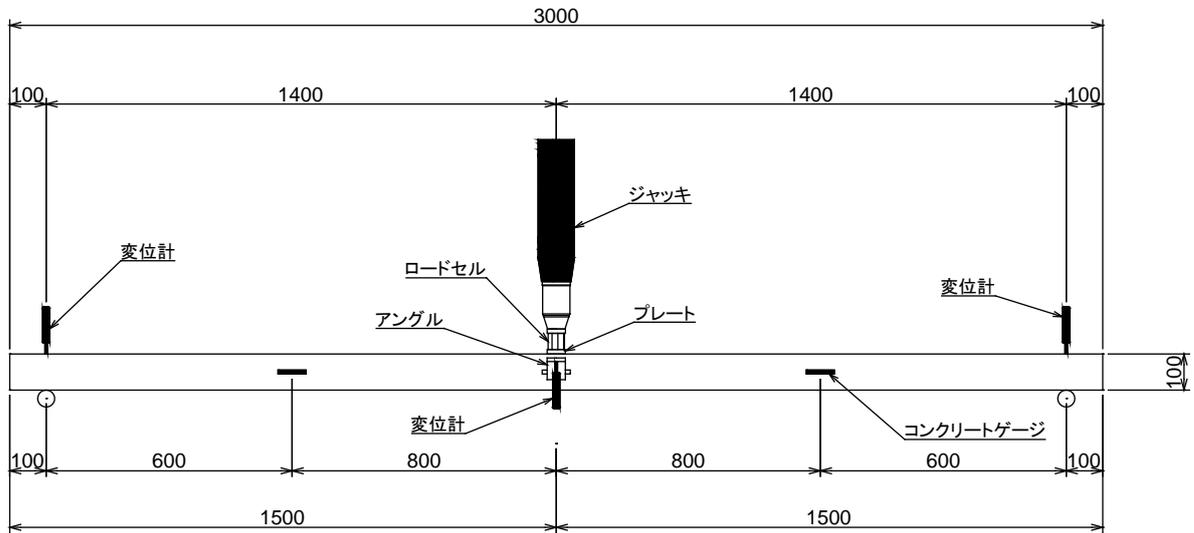


図-3.9 供試体形状と荷重状況



写真-3.2 荷重状況

3.4.2 実験結果

図-3.10 に曲げひび割れ発生までの各供試体の支間中央の撓みの比較を示す。この図から明らかなように梁の荷重-撓み関係はプレストレスの有無に関係なくほぼ同一であった。このことは3.2.2項で述べた事柄を証明するものである。ただし、プレストレスのない供試体ではひび割れ発生荷重近傍では微細な内部ひびわれの発生によって若干剛性が低下するためにプレストレスされた供試体よりも10%以上変形量が多い。このことはプレストレスの効果として乾燥収縮の影響や内部ひび割れによる断面剛性の低下を防止できることがあげられる。

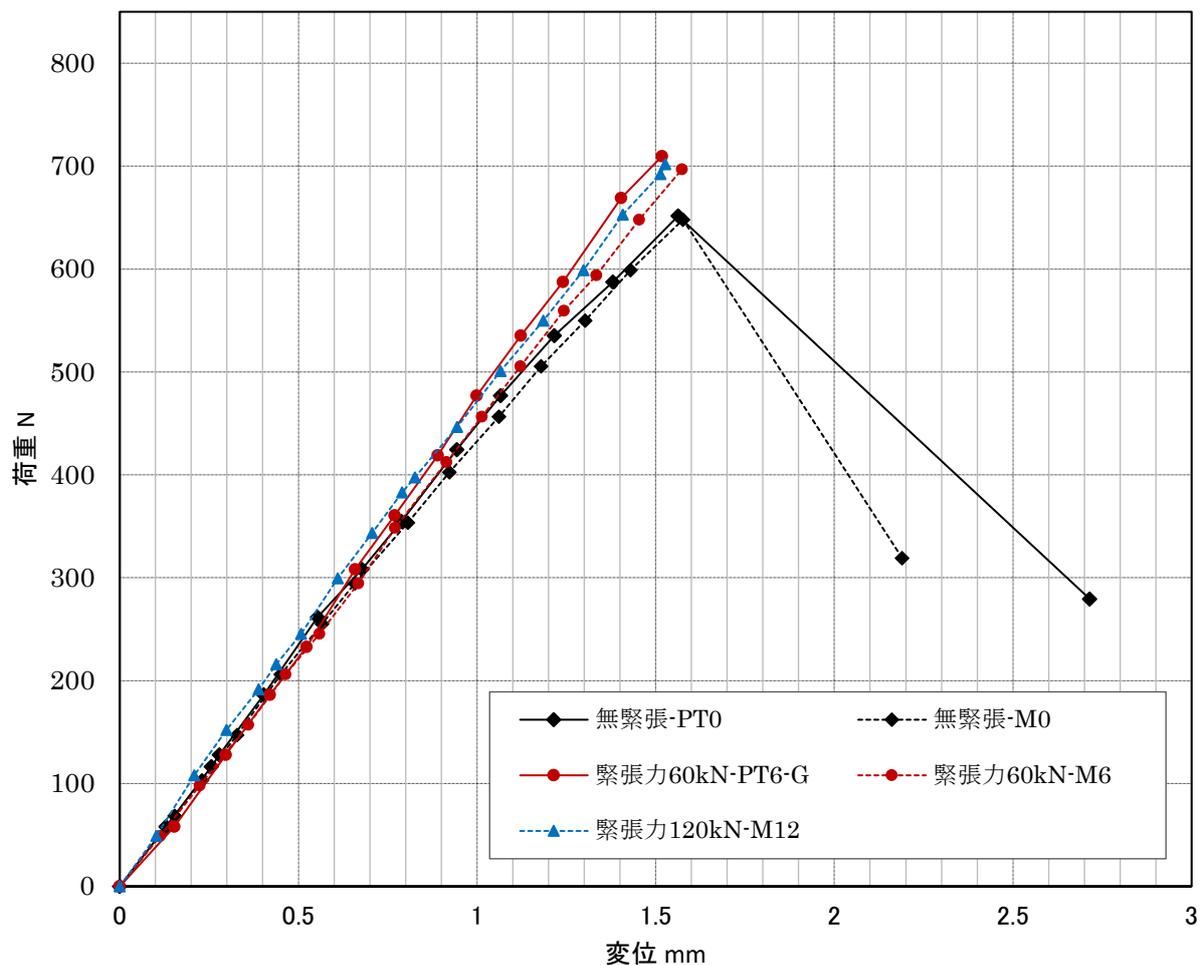
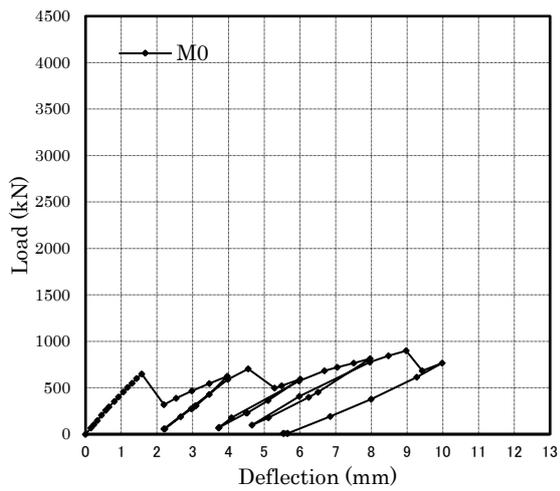
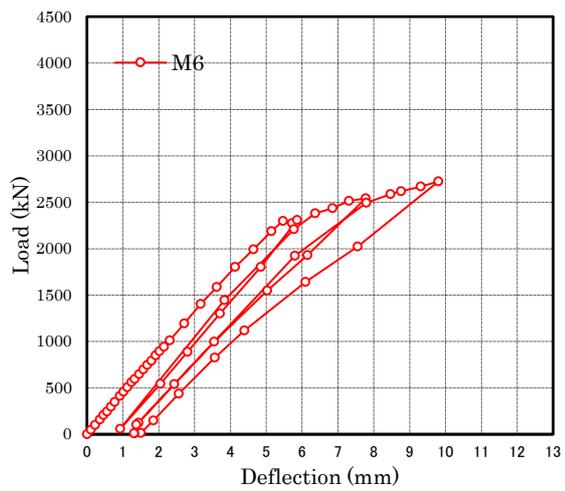


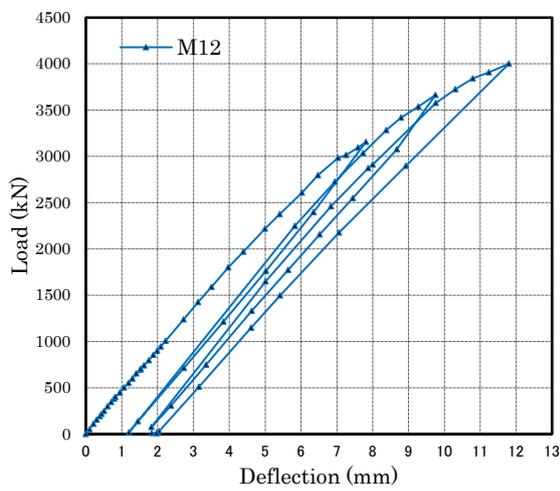
図-3.10 荷重 - 変位関係比較図



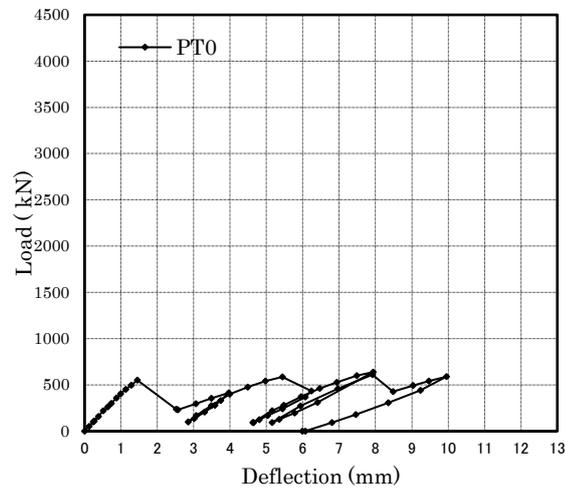
供試体 M0



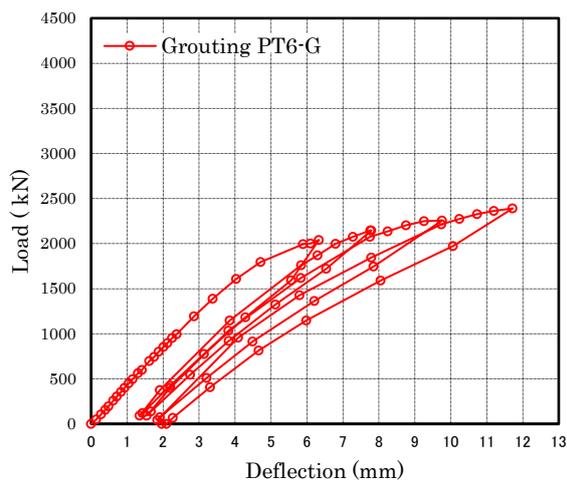
供試体 M6



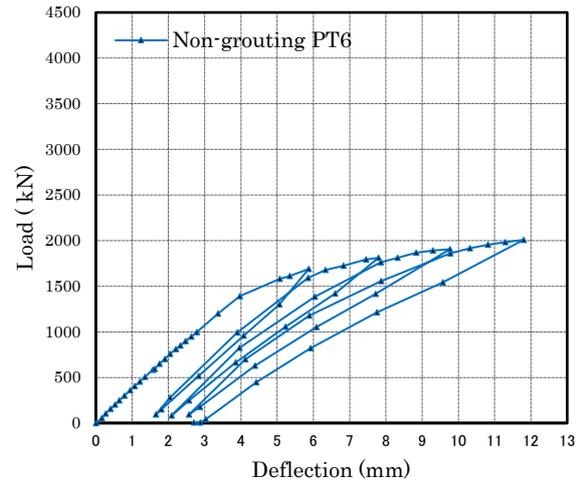
供試体 M12



供試体 PT0



供試体 PT6-G



供試体 PT6

図-3.11 荷重—撓み関係

図-3.11 に各試験体の曲げひび割れ発生以降の荷重—撓みの実験結果を示す。今回の実験では P C 鋼材はすべて弾性範囲であったため、プレストレスが導入された梁は、除荷時にはひび割れが閉じほぼ完全な復元特性が示された。ただし、実験では梁の自重が作用してその変位が存在した状態で撓みの初期値をゼロとしたため、除荷しても撓みはゼロとなっていない。

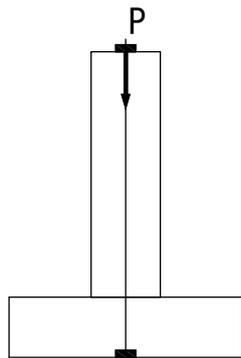
プレストレスされた梁ではひび割れ発生まではほぼ直線の荷重—撓み関係を示し、ひび割れ発生後はマクロ的にはバイリニア形となる関係が得られた。ひび割れ発生後に蓄えられる弾性ひずみエネルギーはプレストレスが 6MPa と 12MPa とでは後者が 20 % 程度大きい結果が得られた。また、グラウトのないアンボンド梁はグラウトのある梁に比べて蓄えられる弾性ひずみエネルギーは 20 % 程度小さい結果が得られた。これはアンボンドの場合、荷重の増加に伴う P C 鋼材のひずみの増加が少ないため P C 鋼材のひずみエネルギーの増大が少ないことによっている。しかし、アンボンド P C 鋼材は究極限界荷重が作用した場合でも弾性範囲を超えないので復元性能に優れていることを認識しなければならない。

3.5 プレストレス力の力学的考察

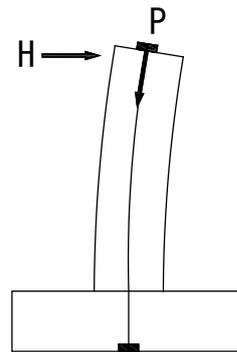
著者はプレストレスコンクリートに関する基本的な力学を初心に帰って基礎から考究し、プレストレス力が持つ本質的な耐震性を検討してプレストレス技術の発展を図ることを考えた。ポストテンション方式ではプレストレス力は外力によって導入されるが、その時に緊張力が定着されればプレストレス力は内力として扱われてきた。そこで、先ず柱の頂部にプレストレス力が柱の軸線に沿って作用する内力の場合と、これと同等の荷重が外力として柱の頂部に作用する場合について比較する。

図-3.12 (1) のように柱にプレストレス力が導入された状態で柱の頂部に水平力 P が作用すると (2) の状態となって、プレストレス力は常に P C 鋼材の法線方向に作用するので柱の水平変位を戻そうとするベクトルとなり、水平変位による付加的な曲げモーメントが発生することはない。また如何に柱が細くとも決して柱がプレストレス力によって座屈することはない。しかしながら、前節までに述べたように断面の中心軸にプレストレスが導入されたひび割れのない P C 部材において、緊張材の曲げ変形による付加的な耐荷力の増大は弾性力学上で存在しないのである。

次に、プレストレス力と同じ大きさの荷重を独立柱の頂部に作用させると図-3.13 (1) の状態となり、これに水平力が (2) のように作用すると、頂部の荷重は常に重力により鉛直方向に作用しながら水平変位分だけ水平に移動する。この移動により、柱には付加的に鉛直荷重の偏心による曲げモーメントが増加するのであって、緊張定着されたプレストレス力とは本質的に異なる挙動を示す。即ち、この場合には柱頂部に作用する重力による荷重は柱の耐震性を低下させるものである。また、プレストレス力と重力による荷重との相違が内力か外力かで区別できる。

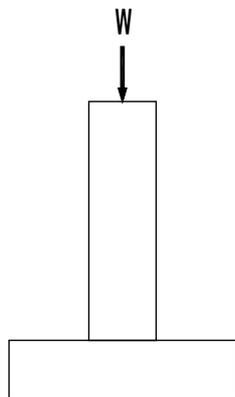


(1) 緊張材の緊張定着による
プレストレスカ P の作用状態

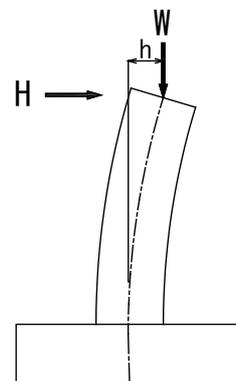


(2) 水平力 H の作用による P の方向
の変化 (P は常に断面の図心に作用)

図-3.12 緊張材によるプレストレスカ P の状態



(1) 外力 W の作用状態



(2) 平力 H の作用による W の移動 h (付加
曲げモーメント $W \cdot h$ の発生)

図-3.13 重力による外力 W の状態

一方、プレストレス力を重力による外力で導入し、導入側の緊張材を定着することなくプレストレス力を保持することができる。図-3.14 に示すように梁の断面中央に PC ケーブルを配置して片端を梁端部に固定し、他端でケーブルを鉛直にして荷重 W を取り付けてぶら下げ、これを左右対象とすると重力によって外力 W によるプレストレス力が梁の断面中心に導入でき、緊張力の作用側を定着しなくともプレストレス力を保持できる。なお、この場合に梁に導入されるプレストレス力は $2W$ である。

同様にして図-3.15 に示す柱の場合も柱の断面を貫通するように PC ケーブルを配置して柱の頂部で PC ケーブルを固定し、柱の下部で PC ケーブルに重量 W の物体を取り付けてぶら下げると、柱に外力としてのプレストレス力 W が導入でき、PC ケーブルの下側を定着しなくともプレ

ストレス力を保持できるのである。勿論、柱はフーチング上に設置されフーチングは基礎で支持されている場合である。以上のことから、プレストレス力は外力の作用によっても導入、保持できるのであり、重力場においては、単に内力と外力の区別ではプレストレス力と重力による荷重とを判別できないのである。

極めて興味深いことは、**図-3.15**で示された柱が水平力を受けて水平変位をする場合、プレストレス力を外力として柱の頂部に作用させ、かつ、PCケーブルの曲率による腹圧力を外力として柱の軸に沿って作用させた状態のみでは、3.3.1で述べた荷重状態と同一なのであり、外力としては不十分なのである。即ち、3.3.2で述べた力を外力として同時に考慮しなければならないのである。このことは、3.4の実験によって証明されているのであり、プレストレス力をPC構造物の耐震性に活用しようと検討する場合に基本的に重要な事柄である。

なお、プレストレス力の力学的考察としてPC構造と鉄筋コンクリート構造との制震性の相違についても考察することが必要であり、これに関しては次の節で詳述する。

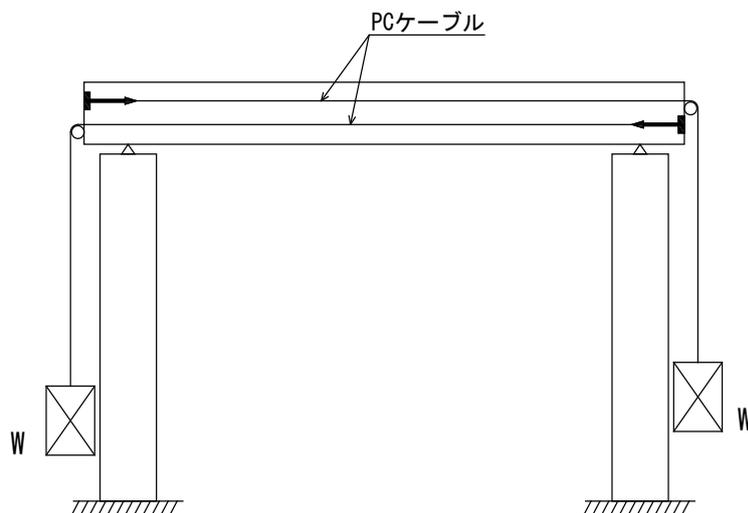


図-3.14 重力（万有引力） W による梁へのプレストレス力の導入

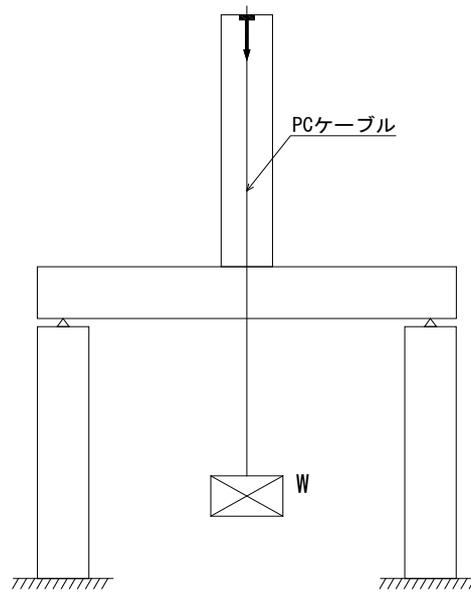


図-3.15 重力Wによる柱へのプレストレス力の導入

3.6 PC構造の制震性能の考察

現在の建築基準法は、大地震時（本震）で建物が崩壊する事なく、人が避難する時を確保する事が出来る建物の性能を求めている。この基本的な規定を満足させる為に鉄筋コンクリート構造、或いは鉄骨構造、RC+SS構造（鉄筋コンクリートと鋼構造の混合構造）は、建物を構成する構造体を塑性化させる事で崩壊を防ぎ、かつ、人が避難する時間を確保することとしてきた。

一方、この基準法は、建物の揺れに関わる具体的な規定をせず、層間変形角の規定で建物の変形を規制している。この規定を満足させる為にRC構造、或いは鉄骨構造、RC+SS構造は、その断面性能を上げる事をせずにブレースや耐震壁を設けて変形角の抑制を図る手法を用いることが一般的である。

基準法の規定に準拠する為に盛んに行われている上述の塑性変形による崩壊の防止、あるいは、ブレースや耐震壁で変形角を抑制する事も建物の本義である人命を確実に守る事、建物内の財産を守る事および地震後の建物の健全性を勘案した時、十分な規定とは言えない。そもそも、ブレースや耐震壁は建物全体の挙動と一体化して変形角を抑制すべきものである。しかし、実際は、応力が集中する一部のブレースあるいは耐震壁が先に破壊し、結果としてブレースなどの破断箇所が増加して設計段階で想定した建物性能は失われる。ブレースや耐震壁が設計段階で想定した働きをしなくなれば、RC建造物の塑性化は加速し、鉄骨建造物の揺れは増大し、塑性化も加速する。言い換えればこれらの構造体は、建物が持つべき本来の性能が最初から無いと言う事であり、新築時に耐震補強を施した構造体を建築している事と同じと言える。

勿論、ブレース、耐震壁の機能が失われたてもラーメン構造で建物本来の性能を確保できるのであれば前述の事柄は全て杞憂である。建物を構成する構造体は、地震時に塑性化する事なく、

常に許容応力度内にある事が本来、有るべき姿である。加えて、本邦でPC構造が建築で採用される段階で当時の建設省は、その技術が未だ成熟していないとして、様々な規制を行い、RC構造、鉄骨構造と比較して安全率を高く設定し、導入から60年以上経過した現在でも耐震構造設計ではその制約を受けている。

これらの事の是非は別にして、PC構造とRC構造、鉄骨構造を建築基準法の規定の枠内で比較し、PC構造の耐震特性を正當に把握することが重要である。

PC構造は、柱部材に能動的にプレストレス力を与える事で外力（地震による入力）による変形を低減できるのであり、前節で述べたように建物の自重による軸力とは全く異なるのである。

現場打ちのコンクリート構造物の場合、鉄筋を組み立ててからコンクリートが打設されるために打設直後のコンクリートの沈下によって柱の鉛直鉄筋には相当の圧縮応力が導入されている。更にコンクリートのクリープにより、一層圧縮力が鉄筋に蓄積される。従って、コンクリートには地震力による曲げひび割れが発生しやすく、また、鉄筋による柱の復元性は減少して耐震性能が劣ることになる。一方、柱に鉛直に導入されたプレストレス力は、コンクリート断面のひび割れ発生を抑制し、かつ、PC鋼材の緊張力は地震力による変形を元に戻す復元性を発揮するのである。

また、ラーメン構造の剛体的挙動を考える時、地震力によって一方の柱基部に引張力が発生し、ラーメン構造が基礎から浮き上がろうとする。RC柱の場合にはこの力によって、コンクリートにひび割れが発生しやすくなり、かつ、せん断耐力も低下する。これに対してPC柱の場合にはこの引張力に抵抗できるので柱の耐震性能を保持することができる。

以上のように柱にプレストレス力が導入されたラーメン構造は制震性に極めて優れていると言える。ただし、ここでいう制震性とは地震による変形を構造的に抑制して構造物の揺れを制御する性能のことである。

阪神淡路大震災や東日本大震災などで証明されたPC構造物の制震性をその基本的力学性能として認識することが重要である。

3.7 まとめ

PC部材が持つ固有の力学特性について探究するために理論的な考察を行い、次いでこれを実験によって検証した。また、PC構造固有の制震性についても考察した。ここで得られた結論は以下のとおりである。

- (1) ラーメン構造において、プレストレスによって鉛直上側への変形（むくり）した梁部材は、長期荷重作用によって鉛直方向にたわむ。このことにより梁部材長さが長くなるため、両端が拘束された状態の梁部材および柱パネルゾーンには梁部材長さの変化量に相当する軸圧縮力が作用する。この軸圧縮力も梁部材に付与したプレストレスにより発生した効果であり活用することができる。

- (2) ラーメン構造において地震時には、柱梁の3軸にプレストレスを付与することによりひび割れの発生を抑制し、断面剛性の低下を防ぐことにより地震に抵抗することができる。こればプレストレスを付与しないRC構造やS構造では考慮できない性能である。
- (3) コンクリート部材にひび割れが発生していない状態で中心軸に導入したプレストレス力をPC鋼材の緊張力、コンクリート体の圧縮力、および曲げ変形により曲率を持つ状態での両者の影響について分類して検討した結果、作用荷重によって生じるPCケーブルの曲率変化は、PC部材の耐荷力の増加に寄与しないことが理論的に明らかにされた。すなわち、中心軸に導入した場合、緊張されたPC鋼材が部材の曲げ変形によって曲率による分力が発生し曲げ抵抗への寄与が生ずるがコンクリート体の圧縮合力による逆向きの作用によって打ち消されるのである。
- (4) 部材の中心軸にプレストレスが導入された梁の実験を行った結果、ひび割れが発生する前の梁の荷重—撓み関係はプレストレスの有無に関係なくほぼ同一であった。このことは(3)で述べた事柄を証明するものである。ただし、プレストレスのない供試体ではひび割れ発生荷重近傍では微細な内部ひび割れの発生によって若干剛性が低下するためにプレストレスされた供試体よりも10%以上変形量が大きい。このことはプレストレスの効果として乾燥収縮の影響や内部ひび割れによる断面剛性の低下を防止できることがあげられる。
- (5) 重力場においてプレストレス力はコンクリート部材の片端にPCケーブルを固定し、他端に重力による外力を作用させたままの状態でのこの部材にプレストレス力を導入し、それを保持させることが可能である。すなわち、一般的にはプレストレス力はPCケーブルの緊張力を部材の両端で定着することによって内力の状態となっていることに対して、外力の状態がそのままプレストレス力となることが可能なのである。このことはプレストレス力による圧縮力と荷重作用による圧縮力との力学的相違を単に内力と外力との相違として判別できないのである。ただし、この場合、曲げ荷重作用時における部材の曲げ変形のもとで、外力としてプレストレス力を部材端面のノーマルな方向への圧縮力とPCケーブルの曲率変化による腹圧力の変化とを考慮するだけでは不十分なのである。何故ならこの部材はコンクリート部材とPCケーブルとの複合体であるのでPCケーブルに対しても外力を考慮しなければならないのである。したがって、結論的には両者の影響がキャンセルされてプレストレス力が部材両端で定着された内力の状態と同一になるのである。
- (6) PC構造は柱部材に能動的にプレストレス力を与えることで外力としての地震力による変形を低減できるのであり、重力による荷重作用とは全く異なり、本質的な制震性能を持っている。何故ならプレストレス力は常に柱の断面のノーマル方向に作用するため復元性に優れているからである。ただし、ここでいう制震性能とは地震による変形を構造的に抑制し、構造物の揺れを制御する性能のことである。

現場打ちのRC構造では、コンクリートの打設直後の沈下、コンクリートのクリープ作用により、柱の鉛直鉄筋には想定外に大きな軸応力度が作用しており、コンクリートには

その分だけ圧縮応力度が減少している。したがって、地震時の復元性能は想定よりも低下している。これに対して PC 柱では PC ケーブルが大きな緊張力を保持しているために地震力に対して容易に復元性能を発揮できるのである。

また、ラーメン構造の剛体的挙動を考えると、柱のプレストレス力は構造体の地震時の浮き上がり力に抵抗できるため剛体的な振動を抑制するので制震性が増加する。

3章の参考文献

- 3.1) Kurosawa, R., Ikeda, S., Hirai, K.: Intrinsic Restoration Capability of Prestressed Concrete Structures, Proceedings of the Ikeda & Otsuki Symposium, pp.189~196, 2016, Tokyo Institute of Technology

第4章

PC固有の復元力特性と耐震性

4.1 はじめに

PC部材は、荷重が作用してひび割れが発生し部材が変形しても荷重が除かれればひび割れが閉じ、変形も元に戻って形状が復元する優れた特性を持つ。更に大きな荷重が作用すると、ひび幅が増大しこれに伴って変形が増大するが、PC鋼材が弾性範囲にある限りPC鋼材の緊張力による復元性能は極めて大きく、除荷時にはひび割れも閉じて残留変形も殆んど生じない。鉄筋コンクリート構造に比べてこのように優れた復元性能を持ち、かつ、プレストレス力によって座屈することがないPC構造は、コンクリート柱や橋脚に鉛直プレストレスを導入する工法、柱梁接合部のPC圧着関節工法、などとしてコンクリート建造物の耐震性向上の目的で既に実際に適用されている。また、耐震性の一層の向上のためにPCの持つ優れた復元性能を建造物の制震構造に活用する技術開発が進められている。このように優れた力学特性を持つPC構造を耐震構造や制震構造などの新しい技術として一層発展させるためには、PC構造の持つ基礎的な力学特性の認識とその理論的な解明が必要である。

本章は、PC構造のひび割れ発生後を含めた根源的な力学特性を解明してPC制震工法などの発展のための基礎理論を構築することを目的として論じたものである^{3.1)}。

4.2 ひび割れが生じるPC部材の固有な力学特性

PC部材の特徴は、ひび割れが発生すると図-4.1に示すように顕著なバイリニア状態の変形性状と優れた復元力特性とを有することである。また、変位がさらに増大すれば荷重が一定値となるトライリニア形となる。

PC部材ではコンクリート断面にひび割れがない場合、断面に発生する曲げ応力度による偶力のみが復元曲げモーメントであり、曲げモーメントと合わせた圧縮合力として考える場合には図-4.2(1)のように示される。なお、3章で述べたようにPC鋼材の緊張力とコンクリートの圧縮力の合力とは同一位置に存在して何ら復元力に影響しない。しかしながら、ひとたび曲げひび割れが発生するとコンクリートの圧縮合力は図-4.2(2)に示すように断面の圧縮側に大きく移動し、PC鋼材の緊張力との偶力によって大きな復元モーメントを生み出す。この復元力が地震

時における復元力としてPC構造物の耐震性に大きく寄与するのである。

長方形断面の場合，デコンプレッションモーメントのときの復元モーメントは図-4.2 に示すように $(b/6) C'$ であるがひび割れ発生後は2倍以上の $(2b/5) C'$ 程度まで増大し，そのあとはPC鋼材の引張力が増大してひずみエネルギーを蓄積しながら更に復元モーメントが増大する．このように変形の過程で材料が弾性状態にある限り除荷時には変形がゼロ近傍に復元し，健全性が確保される．

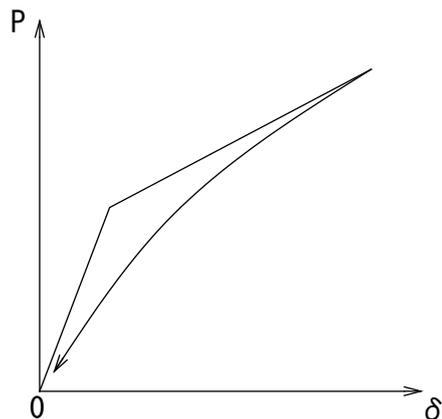


図-4.1 PC 構造のバイリニアモデル

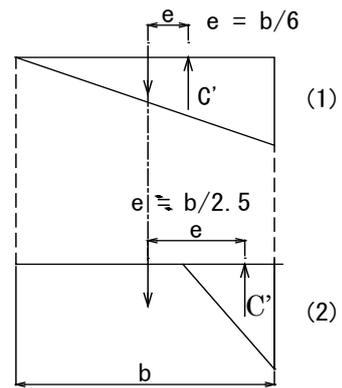
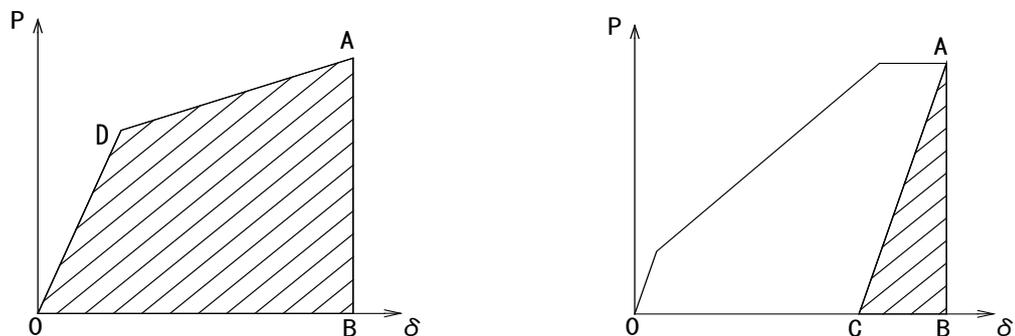


図-4.2 合力 C' の移動

部材が変形してひずみエネルギーが生じる場合，弾性ひずみエネルギーは復元力として保存され，塑性ひずみエネルギーは消費したエネルギーであって復元力には寄与できない．図-4.3 にPC部材とRC部材における大変形時のひずみエネルギーの模式的な相違を示す．すなわち，RCの場合はA点まで変形した後に除荷するとC点に戻るため大半が塑性ひずみエネルギーであって，復元性能を発揮する弾性ひずみエネルギーはハッチした部分CABの面積のみである．これに対してPC部材では変形のほとんどすべてがハッチした部分ODABの面積で示される弾性ひずみエネルギーであって，復元性能に全て寄与できA点まで変形した後に除荷するとO点に戻る．



(1) プレストレストコンクリート

(2) 鉄筋コンクリート

図-4.3 大変形時の復元性のエンジンとなるひずみエネルギー（ハッチ部分の面積）

曲げを受けるPC部材の変形によるひずみエネルギーは図-4.4(1)に示すようにOABDの面積で表わされ、無緊張のPC鋼材の場合のOCDの面積と比べて圧倒的に大きく地震時の弾性的なエネルギーの蓄積に有利である。PC部材がこのように大きな弾性ひずみエネルギーを蓄積して優れた復元力特性を有するが、これを可能にするのが図-4.4(1)のEOAの面積で表わされるPC部材の潜在的なひずみエネルギーの存在なのである。図中のA点の位置は導入力の大小によって自由に決定でき、PC部材特有の優れた復元力性能を形成している。ただし、この潜在ひずみエネルギーはPC部材が降伏荷重を受けなければそれ自身の値は変化しない。しかしながら、究極荷重を受けて図-4.4(2)のOABYのような応答を示す場合、潜在的に存在していたEOで表わされる潜在復元性能の内のEF(=Y₀Y)が消費されて残存潜在ひずみエネルギーがFOGの面積に減少するが、依然として原点回帰の復元性能に潜在的に寄与するのである。ここでY₀はPC鋼材の降伏開始時に対応し、除荷時にはE点に戻る(原点回帰)。Yは極大(塑性)変形時に対応し除荷時剛性はY₀Eと同じとする。なお、Bはトライリニア形の模式的な開始点である。

上述のPC柱部材の潜在的なひずみエネルギーが保有する復元力特性を変形のポテンシャルとして考えてみる。図-4.5に示すように、部材下端部でO点を回転中心とした固定点とし、柱を三角形OABおよびOCD部分のコンクリートを取り除いた形状(二重ハッチ部分)と仮定すれば、直立したときに有している潜在ひずみエネルギー分を柱の変形の動きで模擬することが可能である。即ち、柱部材が傾斜した状態(図-4.5)が緊張材のひずみがゼロのときであり、それから鉛直の状態としOCD部分を埋めたときが断面中心に配置されたPC鋼材のひずみが所定の緊張ひずみに達した場合であり、潜在的なひずみエネルギーを保有している状態である。図-4.5の記号を用いてPC鋼材の緊張ひずみεおよび緊張伸び量Δhは次式で表わされる。

$$\varepsilon = \Delta h / h \quad (5)$$

$$\Delta h = (b/2 - c) a / c \quad (6)$$

$$c = b / 4 \text{ のとき } \Delta h = a \quad (7)$$

$$\text{部材の傾斜 } \theta = 4 \Delta h / b = 4 \varepsilon h / b \quad (8)$$

$$\text{柱頭部変位 } \delta_p = 4 \varepsilon h^2 / b \quad (9)$$

ε = 4000 μ, c = b / 4, h = 10 b のとき、傾きは 0.16, 柱頭部変位は 0.16h であり、PC部材の潜在的な復元性能を定量的に認識できることが示された。

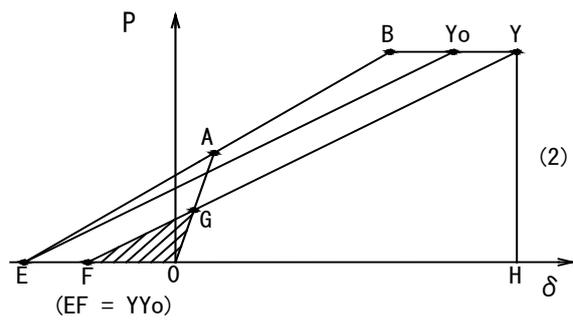
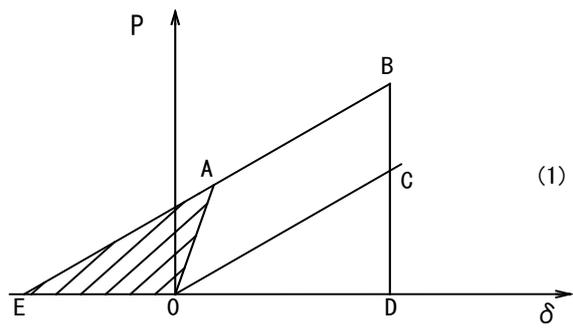


図-4.4 潜在ひずみエネルギーによる復元性能

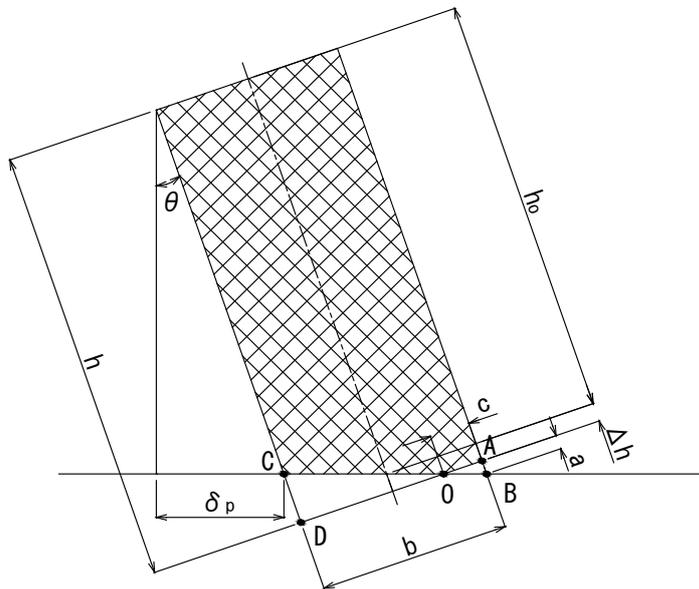


図-4.5 潜在ひずみエネルギーの説明のための柱の底部の状態

4.3 PC構造固有の減震性

PC部材のバイリニアな変形特性は地震応答時の固有周期が変化するので共振による応答の増大を回避することができる。PC構造はRC構造における鉄筋の降伏による塑性変形によって振動エネルギーを吸収することと異なり、コンクリートやPC鋼材が健全な状態で地震応答を制御できるのでPC構造固有の減震性能を本質的に有していることが分かる。この性能は適切なスケルトンカーブを設定すれば時刻歴応答解析によって容易に確認することができる(4.1), (4.2), (4.3)。

実構造物におけるPC柱のPC鋼材は、図-4.6に示すように断面の中心ではなく断面の縁部に配置されている。このため、ひび割れ発生後の復元性能は、中心配置の場合と比べて大幅に増加することを認識しなければならない。

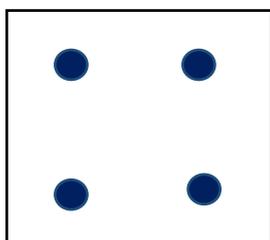


図-4.6 PC柱における実際のPC鋼材配置の断面図

以上に述べた事柄に関しPC構造の耐震性能を考える場合、(1)地震波の作用での動的応答はバイリニア型の特性によって固有周期が固定化されないために共振を回避できる優れた減震機能を有していること、(2)変形によるひずみエネルギーは弾性ひずみが主であるので優れた原点復帰の復元力特性を有していること、(3)プレストレスによる潜在的なひずみエネルギーを常に保持しているため部材の剛性を大きく保てるので変形量を低くできること、(4)プレストレスによる潜在的なひずみエネルギーは設計想定地震を越える地震に対してPC鋼材の降伏の影響を担保できること、などのPC構造固有の優れた減震性能を有していることは明らかである。

4.4 柱梁接合部の耐震性と復元力特性

柱梁接合部の性能はラーメン構造にとって要である。ここに、プレストレスを導入して接合部を圧縮応力場にしておけば接合部のコンクリートにひび割れが入りにくくなり、接合部の耐震性と復元力特性は大幅に向上する。

図-4.7に示すPC圧着関節工法による接合方法を採用すれば、設計地震力が作用しても接合部のコンクリートにひび割れの発生を許さず、更に極大地震に際しては柱と梁の接合面を僅かに離間させることにより、接合部の安全を保つ設計が可能である。一方、RC構造の接合部では、図-4.8に示すように接合部のひび割れ発生を防ぐことは困難である。ラーメン架構において、水平力が作用して変形すると、柱パネルゾーンにせん断ひび割れが発生することが知られており、RC構造ではこのひび割れを防ぐ手段を見出す研究が現在もなされているが、明確な解決手段は未だ

提案されていない。一方で、柱梁の3軸にプレストレスを導入したPC構造では、せん断ひび割れの発生に対してプレストレス力が有効に作用することからひび割れの発生を軽減することができる。

以上に述べた事柄は第6章で詳述する。

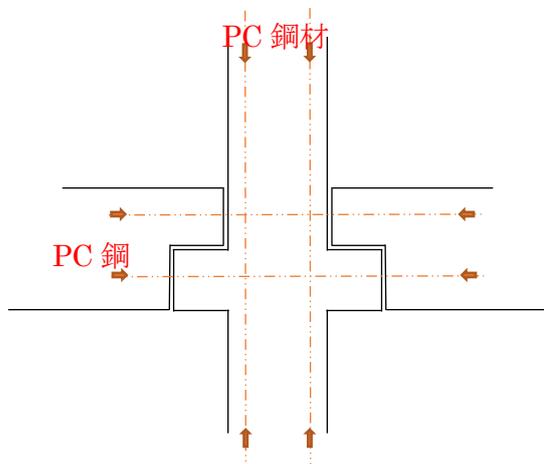


図-4.7 プレストレスされた柱梁接合部
(PC圧着関節工法)

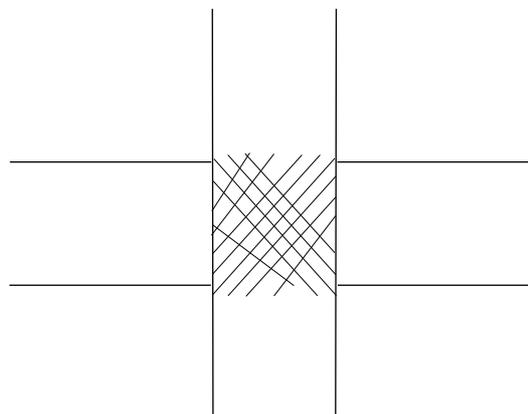


図-4.8 RC構造の柱梁接合部とひび割れの状況

4.5 本章の考究を裏付ける既往の実験

4.5.1 PC鋼材で桁と圧着接合した柱の耐震性能の実験

本章で述べた基礎理論の参照として、桁と柱を圧着接合した実験例を示す^{4.4)}。

(1) 供試体

図-4.9に桁と柱とをU字形に配置したPC鋼より線（以下、Uテンドンと記す）によって剛結合した供試体の形状を、表-4.1に各供試体の諸元を示す^{4.4)}。図-4.9に示すように供試体の形状はT形になっており、桁を反力床に固定し柱部に载荷を行った。柱部と桁の断面は矩形でその寸法は500×400mmとなっている。供試体は柱と桁との結合方法の違いにより2種類のタイプがあり、鉄筋コンクリート構造でそれぞれが分離している柱と桁をプレストレスによって結合したもの(PCタイプ)と、PCタイプとの比較のために作製した柱と桁が一体の通常のRC構造のもの(RCタイプ)となっている。PCタイプのUテンドンにはφ12.7mmPC鋼より線を使用した。PC鋼より線はφ26mmのシース管を通し、図-4.9に示すように载荷方向から見てU字形になるよう桁上面から1.25H(H:断面高さ)の位置で折り返し、桁の底面で定着してある。緊張力は1本あたり79.0kNとした。また、柱と桁が载荷荷重により水平方向にずれるのを防ぐために、アンカーバーとしてφ16mmの丸鋼4本を配してある。柱部の軸方向鉄筋にはD10およびD13、フープ

筋にD6を用いており、RCタイプとその諸元は同一となっている。また、PCタイプとRCタイプの曲げ耐力は同程度になるように設計されている。供試体の実験時のコンクリート圧縮強度は29.7MPaであった。

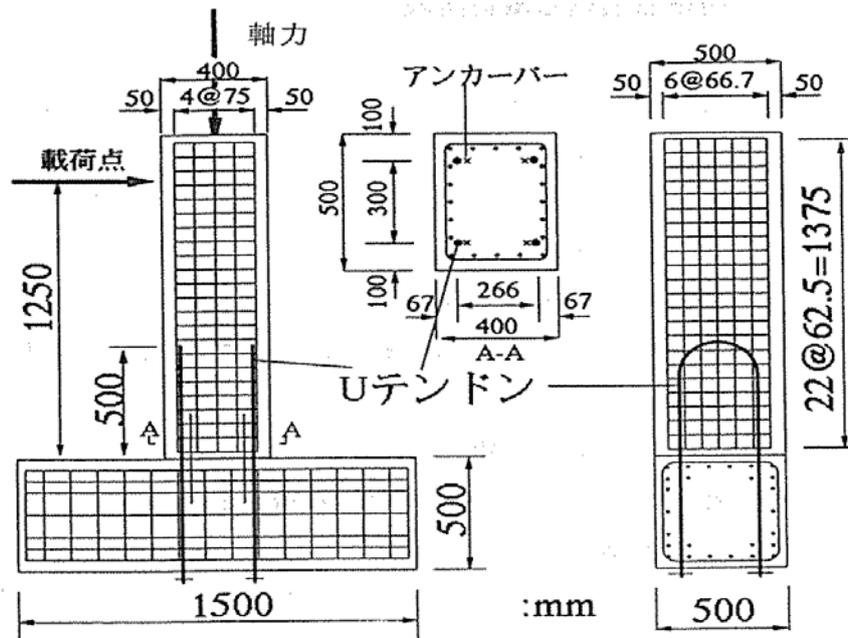


図-4.9 供試体の形状

表-4.1 に各供試体の諸元

タイプ	*1 供試体	鋼材比		
		軸方向鉄筋	PC 鋼材	フープ筋
PC	PC-S	1.10	0.2	0.2
	PC-PD			
RC	RC-S	1.10	0.0	0.2
	RC-PD			

*1: タイプ — 荷重方法 S; 静的荷重実験, PD; 準動的荷重実験

(2) 静的正負繰返し荷重実験

(a) 実験概要

荷重には2本のアクチュエーターを使用し、柱断面に一定の軸圧縮応力 0.98MPa を与えながら、水平変位または水平力を与えた。荷重方法は、材料の非線形性を考慮して求めたRCタイプの計算降伏荷重時の変位の正負の平均値を δ_{yc} として、変位を $1\delta_{yc}$ ずつ増加させながら荷重終

了まで各変位段階で1回の正負載荷を行うことを基準とした。ただし、 $8\delta_{yc}$ においては5回の正負繰返し載荷を行った。実験はRC-Sより先に行い、PCタイプであるPC-Sにおいては降伏点が明確に示されないことが考えられたのでRC-Sの実験で得られた変位 δ_{yc} を基準にして載荷を行った。

(b) 実験結果と考察

PC-SとRC-Sの静的正負載荷実験より得られた荷重-変位関係をそれぞれ図-4.10(a)と(b)に示す。変位は、水平力載荷位置での値を示す。なお、RC-Sの実験より得られた降伏荷重時の変位 δ_{yc} は5.0mmであった。PC-Sは変形量が $8\delta_{yc}$ を超えても耐力の低下が見られなかったため、 $12\delta_{yc}$ においても5回の繰返し載荷を行い、さらに負側のみ $-15\delta_{yc}$ まで載荷したが耐力の低下はほとんど生じなかった。PC-Sでは柱と桁の接合部での開口後に剛性が低下し始め、 $-8\delta_{yc}$ の時Uテンドンが降伏ひずみに達し耐力が最大値の125kNを示した。正側では降伏ひずみに達せず、耐力は負側と比べて10%程度小さい値を示した。Uテンダンの引張ひずみは、降伏点に達した $8\delta_{yc}$ 以降柱部の変形量が増大しているにもかかわらず減少しており、Uテンドンとグラウトとの間の付着切れが生じているものと思われた。接合部では変位の増加につれて開口幅が大きくなり、 $\pm 5\delta_{yc}$ 以降コンクリートに局所的な圧壊がみられたが、耐力の低下は小さいものであり耐荷挙動に大きな影響を与えるものではなかった。PCタイプの耐荷挙動は大変形時の繰返し後でも残留変位の小さい弾性的な挙動を示し、非常に健全なものであった。また、柱と桁とが滑ることによる水平方向への変形は見られなかった。

RC-Sは軸方向鉄筋が降伏した後も耐力を保ちながら変形が進んでいるが、 $8\delta_{yc}$ において5回の繰返し載荷を行っている途中で、コンクリートの剥離とともに軸方向鉄筋が座屈し、接合部から15.5cm(0.4H)の高さにおけるフープ筋が降伏していた。この繰返しにより耐力が30%程度低下した。

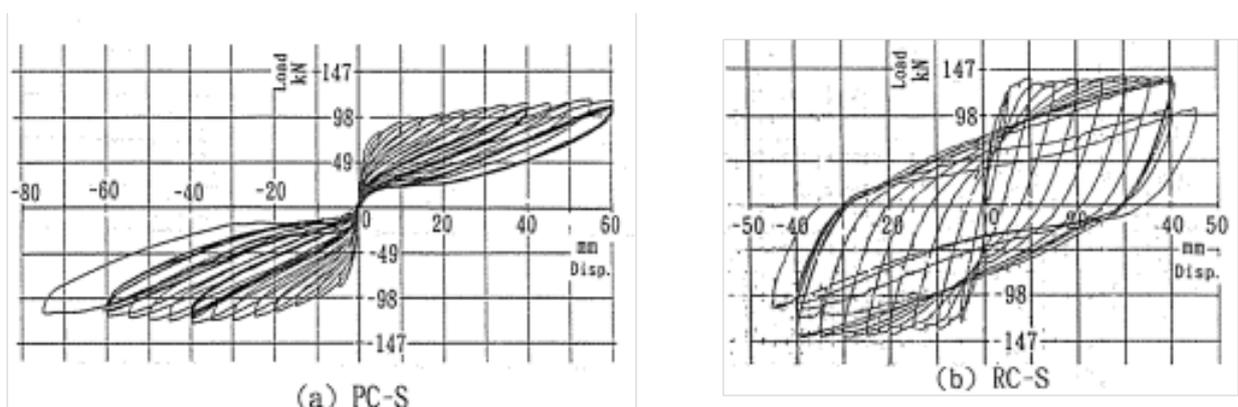
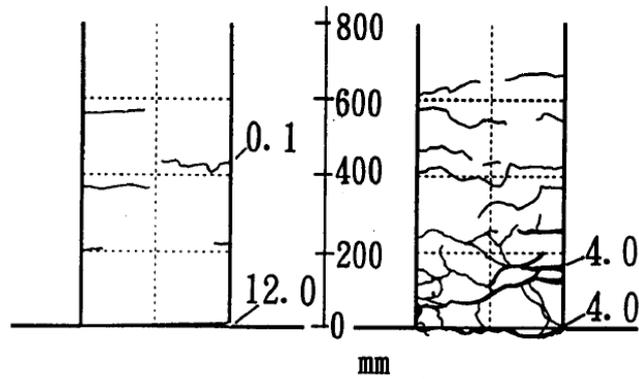


図-4.10 静的正負載荷実験より得られた荷重-変位関係



(a) PC-S (b) RC-S
 図-4.11 +8δ_{yc} 載荷 1 回目のひび割れ状況

図-4.11(a)(b)にPC-SとRC-Sの+8δ_{yc}載荷1回目のひび割れ状況をそれぞれ示す。PC-Sでは開口幅が約12.0mmとなり接合部における回転変形が大きく、柱には数本の曲げひび割れが生じた程度であった。Uテンドンの折り返し部が一種の段落とし部となり、斜めひび割れの発生が懸念されたが、この折り返し部周辺にはひび割れ幅が0.1mmと小さい曲げひび割れが生じただけで、これが大きく伸展することはなかった。RC-Sでは曲げひび割れが多数発生しており、最大ひび割れ幅は4.0mmであった。またコンクリートの剥離も生じていた。

(3) 準動的地震応答載荷実験

(a) 実験概要

兵庫県南部地震で記録された地震波を用いて、動的映像記録化システムを組み入れた準動的地震応答載荷実験を行った。入力地震波は図-4.12に示す神戸海洋気象台でのNS波の加速度波形とし、実験に使用した加速度データは0.01秒の時間間隔で最初の15秒間とした。最大加速度の生起時刻は2.55秒時となっている。

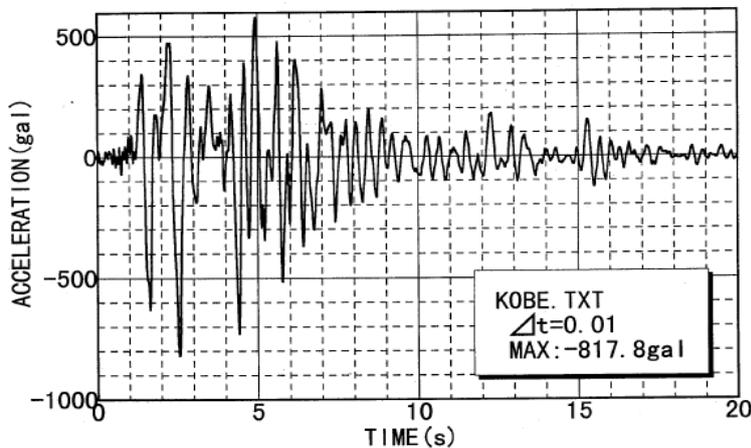


図-4.12 神戸海洋気象台加速度波形 (NS成分)

実験に用いた供試体と実験要因および初期入力データを表-4.2に示す。仮想質量は供試体を1質点系1自由度モデルと仮定し、固有周期が0.6秒となるようにして求めた。固有周期0.6秒は想定構造物と対応するものである。固有周期を求める際に用いた剛性は、静的載荷実験より得られたひび割れ前までの初期剛性とした。最大加速度の大きさは、PC鋼より線または鉄筋の応力がそれぞれ設計地震荷重時の応力に相当する1323MPa, 294MPaとなるとききの水平荷重の値を計算し、その荷重を仮想質量で除し、これを地盤の加速度0.17G相当とし比例計算によって求めたものである。減衰定数は3%としPCタイプ、RCタイプともに $1\delta_{yc}$ を越えてからは0とした。

表-4.2 実験要因および初期入力データ

供試体	固有周期 (秒)	初期剛性 (kN/cm)	仮想質量 (ton)	減水定数	地震波 レベル	入力最大加速度 (cm/sec. ²)
PC-PD	0.6	686	626	0.03	818gal equiv.	73.6
RC-PD	0.6	686	626	0.03	818gal equiv.	84.5

(b) 実験結果と考察

図-4.13にPC-PD、図-4.14にRC-PDの準動的地震応答載荷実験で得られた荷重-変位関係を示す。PCタイプの場合、4.30秒に負側で応答変位が $-5\delta_{yc}$ を超え最大となり、Uテンションのひずみが降伏点に達したが残留変位の小さい弾性的な挙動を示している。4.29秒時の接合部付近の状態を写真-4.1に示す。柱と桁の接合部が開口している様子がよくわかる。ひび割れはコンクリートの圧縮側で接合部から鉛直方向に発生しているほかは特になかった。また、せん断による斜めひび割れも見られず、818gal相当の加速度でも柱はほとんど損傷を受けていないことがわかる。

RC-PDでは応答変位が4.04秒に $-5\delta_{yc}$ を超え最大となった。4.02秒時の状態を写真-4.2に示す。柱と桁に多くのひび割れが生じており、かなりの損傷を受けていることがわかる。

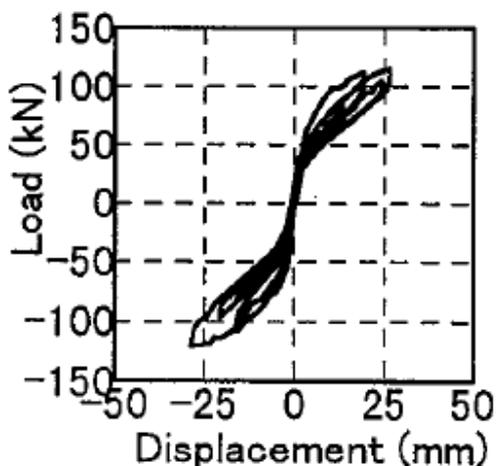


図-4.13 荷重-変位関係 (PC-PD)

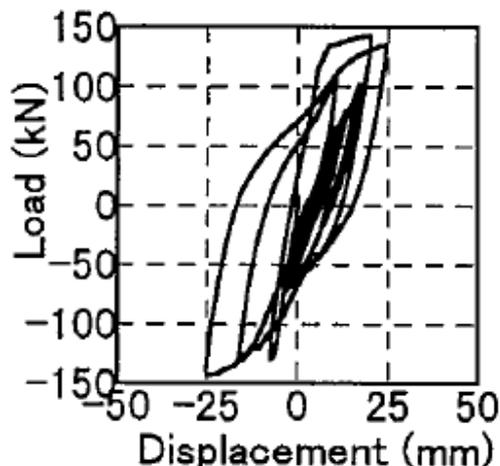


図-4.14 荷重-変位関係 (RC-PD)



写真-4.1 PCタイプ（接合部付近）

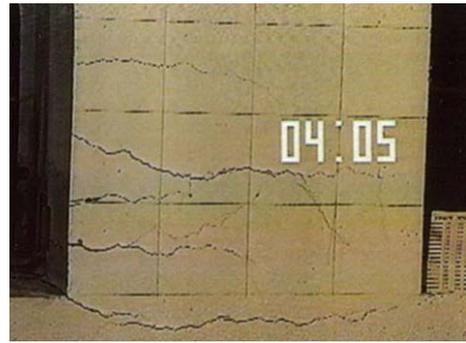
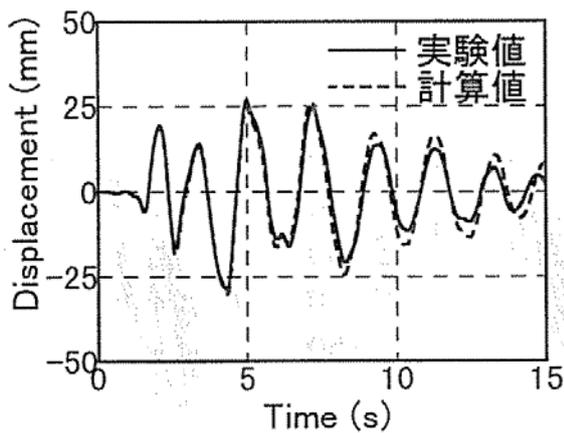


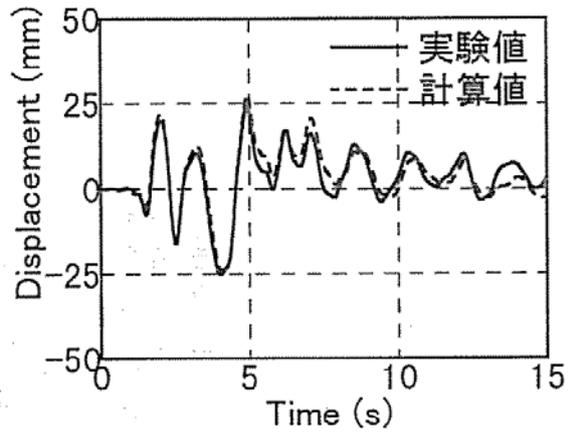
写真-4.2 RCタイプ（接合部付近）

(c) 応答計算

静的載荷実験より得られた履歴特性をモデル化し応答計算を行った。図-4.12(a)にPCタイプの時刻歴応答変位の実験値と計算値の比較、(b)にRCタイプの比較をそれぞれ示す。(a)のPCタイプでは包絡線を6本の直線で表し、除荷を2本の直線で表す原点指向型モデルとした。その結果、除荷時の剛性変化点を適した値にすることで実験値を良く再現することができた。(b)のRCタイプでは包絡線を5本の直線で表し、塑性率に応じて剛性を低下させる剛性低下型モデルで計算を行った。計算値は応答変位、応答周期とも実験値をよくあらわしており、変形が正側へ偏っている様子も再現できた。なお、RCタイプは応答が片側に偏っていたが、後半の入力加速度値が小さいこともあり、残留変形量の小さい状態での実験終了となった。



(a) PCタイプ



(b) RCタイプ

図-4.12 時刻歴応答変位の実験値と計算値の比較

4.5.2 逆L字形RC橋脚と逆L字形PC橋脚の耐震特性

本章で述べた基礎理論の参照として、地震時の応答が片側に偏ることが想定される逆L字形橋脚の実験例を示す^{4.5)}

(1) 供試体と載荷方法

本実験に用いた供試体は、逆L字形RC供試体と柱の鉛直方向にプレストレスを導入した逆L字形PC供試体の2種類であり、形状を図-4.16に示す。供試体は、フーチング付きの独立柱形式のものであり、柱の断面は400mm×400mmの正方形断面とし、フーチング天端から水平荷重の載荷点までの高さを1500mmとした。張り出し部断面は柱断面と同じで、損傷が生じないように十分補強されている。柱断面の主筋は偏心分を考慮して非対称に配置されている。PC供試体において、プレストレスト導入後のPC鋼材の応力度は、規格降伏応力度の50%程度とした。

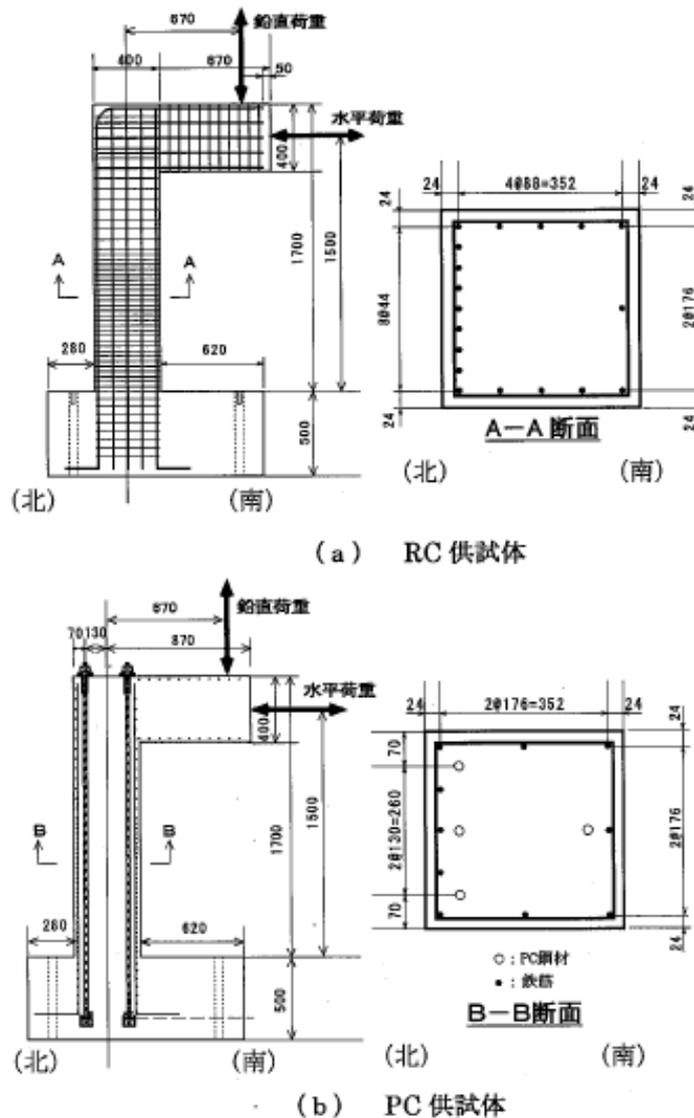


図-4.16 逆L字形供試体の形状

載荷には2本のアクチュエーターを使用し、一定の偏心鉛直荷重を載荷しながら水平変位を作用させた。載荷方向は図-4.16に示す南北方向とし偏心鉛直荷重作用後を水平変位0mmとして、以降南側（張り出し側）への荷重および変位を正（+）の符号で、北側への荷重および変位を負（-）の符号で表している。

(2) 準動的載荷実験

(a) 実験概要

入力地震波は図-4.12に示す神戸海洋気象台でのNS波の加速度波形とし、加速度データは0.01秒の時間間隔で15秒間とした。実験に用いた実験要因と初期入力データを表-4.3に示す。

表-4.3 準動的載荷実験の初期設定値

供試体名	固有周期	初期剛性	仮想質量	減衰定数	水平入力最大加速度
RCタイプ	0.3秒	16.7kN/mm	38t	0.03*	277gal(818gal相当)
PCタイプ		35.3kN/mm	80t		211gal(818gal相当)

※剛性が初期剛性の25%になるまでは0.03、それ以後は0

(b) 試験結果

実験より得られたRC供試体とPC供試体の復元力-応答変位関係の比較を図-4.17に、時刻歴応答変位曲線の比較を図-4.18に示す。PC橋脚の応答変位の偏りは、RC橋脚に比べて小さく載荷終了後の残留変位は1/3程度であった。載荷終了後の柱基部の損傷状況を観察すると、RC橋脚では曲げひび割れが多く残っているのに対し、PC橋脚では最大応答変位時に見られたひび割れもほぼ閉じていた。

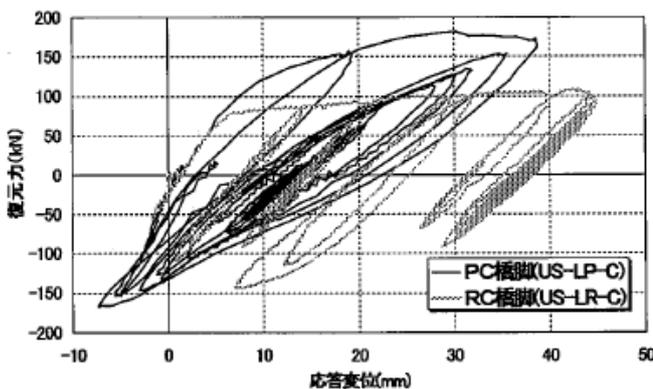


図-4.17 復元力-応答変位関係の比較

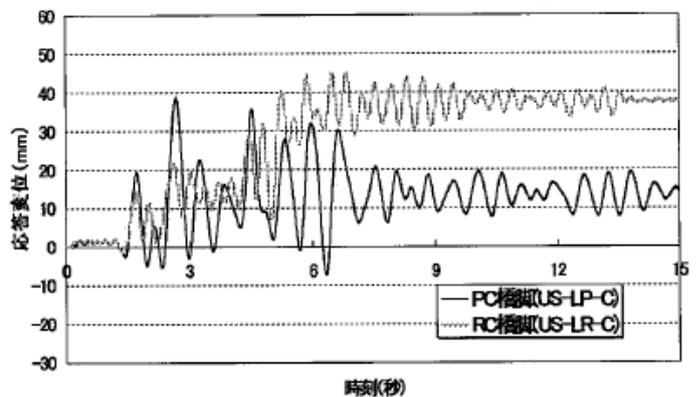


図-4.18 時刻歴応答変位曲線の比較

4.6 まとめ

プレストレストコンクリート部材が持つ固有の復元力特性について探究するために行った理論的な考察と実験例から、以下の結論が得られた。

- (1) 部材が変形してひずみエネルギーが生じる場合、弾性ひずみエネルギーは復元力として保存されるが、塑性ひずみエネルギーは消費したエネルギーであって復元力には寄与できない。したがってP C部材は部材として非線形の挙動を有しながら材料は弾性挙動を保持して優れた復元性能を持つのである。
- (2) 部材に導入されたプレストレス力によるひずみエネルギーは潜在的なエネルギーであり復元性能には直接寄与しない。しかしながら部材に荷重が作用したときに生ずる部材の剛性の保持およびひずみエネルギーの容量増大に大きく寄与する。一方、この潜在的なひずみエネルギーは、P C鋼材が降伏するような大きな荷重が部材に作用したときに塑性ひずみエネルギーを担保することにより部材の復元性の確保に寄与することが明らかにされた。
- (3) P C構造の耐震性能を考える場合、(a) バイリニア型の特徴によって固有周期が固定化されないために共振を回避できる優れた制震機能を有していること、(b) 弾性ひずみが主であるので優れた原点回帰の復元力特性を有していること、(c) プレストレスによる潜在的なひずみエネルギーを常に保持しているため部材の剛性を大きく保てるので地震時の揺れ幅を小さくできること、(d) プレストレスによる潜在的なひずみエネルギーは設計想定地震を越える地震に対してP C鋼材の降伏の影響を担保して復元性能を確保できること、などP C構造固有の優れた制震性能を有していることが明らかされた。

また、本章で述べた基礎理論の参照としてP C構造固有の制震性能を示している2例の実験概要を示した。

4章の参考文献

- 4.1) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫, プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート技術協会会誌, 第40巻 5号, 1998年9月号
- 4.2) Ikeda, Shoji, Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium, Vol. 2, pp.879~884, 1998, Amsterdam
- 4.3) 鈴木宣政, 森拓也, 山口隆裕, 池田尚治, プレストレストコンクリート橋脚の復元力モデル, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.673~678, 1999年10月

- 4.4) T. Yamaguchi, K. Hirai, R. Kurosawa, S. Ikeda, Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns under Near Field Earthquakes, Proceedings of the Ikeda & Otsuki Symposium, pp. 519~526, 2016, Tokyo Institute of Technology
- 4.5) 野中聡, 藤井理隆, 山口隆裕, 池田尚治, 逆L字形コンクリート橋脚の耐震性特性に関する研究, 第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 303~308, 2000年10月

第5章

PC鋼材の高耐久化のための技術開発

5.1 はじめに

現在、我が国で供用されているPC橋は約73,000橋である。この中で、建設当初から50年程度経過している橋梁、海岸地域や凍結防止剤散布地域に建設された橋梁は塩害による鋼材の腐食が顕在化しているものが多くあり、補修・補強などの維持管理費が増加している。建設投資費用に対する維持管理費用の割合は昭和40年後半から増加し、1972年ではその割合が15%程度だったのに対し2010年ではその割合が40%を超えている^{5.1)}。このような維持管理費用の増加は、全てがPC鋼材などの劣化によるものではないが、PC鋼材の腐食事例も数多く見受けられ深刻な状況となっている。

筆者は、我が国における初期のPC橋建設に携わった経験から、PC構造物の耐久性向上にはPC鋼材の防食が非常に重要であることを認識し、その課題に対応すべく1980年代後半から試行錯誤を繰り返して1990年代半ばにエポキシ樹脂で全素線を単独に防錆する方法を開発した。

本章では、エポキシ樹脂で全素線を塗装した全素線塗装型PC鋼より線の開発経緯と各種性能を示し、PC構造物の高耐久化へのアプローチを記す。

5.2 全素線塗装型の開発

5.2.1 防食PC鋼より線開発の変遷

防食PC鋼より線は、現在では熱硬化性樹脂のエポキシ樹脂を用いてPC鋼より線に防錆塗膜を形成する方法が一般的であるが、開発当初は別の方法であった。ここでは、防食PC鋼より線の開発の変遷について述べる。

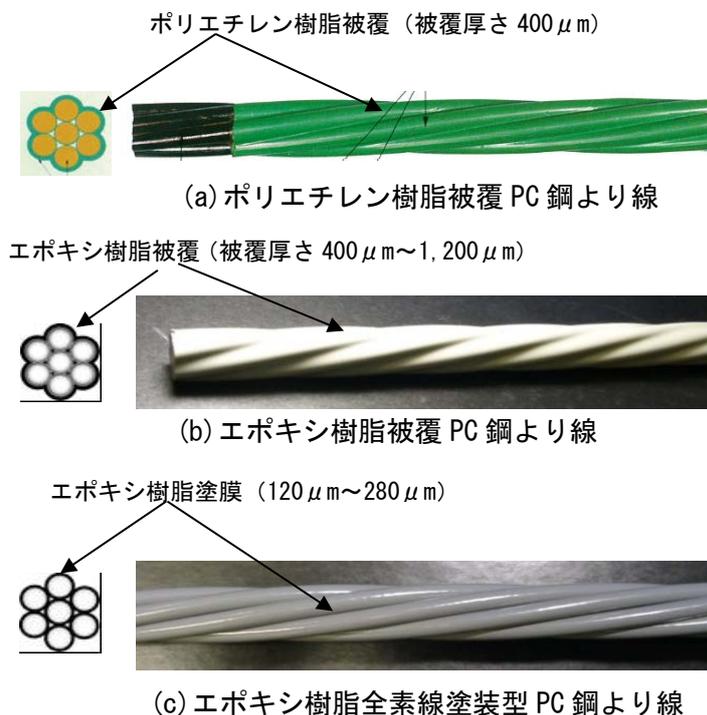


図-5.1 開発段階ごとの防食 PC 鋼より線

図-5.1に開発段階ごとの防食PC鋼より線の概要を示す。1980年代後半から1990年代前半に著者の発想により開発，試作した初期の防食PC鋼より線は図-5.1(a)に示すように，PC鋼より線の外周部に熱可塑性樹脂のポリエチレン樹脂を被覆したものであった。この防錆方法は，PC鋼より線のより溝が被覆により消滅し，さらに被覆とPC鋼より線素地表面が密着していないことから，コンクリートやグラウトとの付着が必要な場合には使用が困難であるという課題があった。

1990年代中ごろに開発した防食PC鋼より線は，図-5.1(b)に示すように，防錆被覆の形成方法はPC鋼より線のよりを一時的に開き，その部分に熱硬化性樹脂であるエポキシ樹脂を塗布してよりを復元する方法^{5,2)}であった。前出のポリエチレン樹脂を被覆したものからPC鋼より線と塗膜の密着性は改善されたが，溝部の塗膜にひび割れが発生しないようにするために厚膜となり，防錆処理を行うことによりPC鋼より線本来の柔軟性や付着性，などの性能を低下させてしまう課題があった。また，非常に多くの塗料を使用しなければならず経済的ではなく，厚膜であるためにクラウン部の塗膜厚さのばらつきが非常に大きく品質管理が困難であることも判明した。プレテンション部材に適用した場合には，より溝の消滅によりコンクリートとの付着が確保できない，ポストテンションの場合には，塗膜の偏りによってくさびの歯が素線に均等に食込まないために安定した定着性能が得られず，圧着グリップ定着もできないといった課題があった。

前述の2方法ではPC鋼より線の性能を確保することが困難であるため防錆処理の方法を全く変更することとした。1990年代後半に著者の着想をもとに開発されたその防錆方法とは，図-

5.1(c)に示すようにP C鋼より線の各素線にそれぞれの防錆被膜を形成する方法で、全素線塗装型と称するものである^{5.3)}。全素線塗装型は、防錆処理後のP C鋼より線は無塗装のP C鋼より線と同様の柔軟性を保持し、グラウトやコンクリートとの付着性に必要なより溝も残存させたものである。

5.2.2 全素線塗装型の製造方法および品質基準

全素線塗装型の製造方法の概略を図-5.2に示す。全素線塗装型は、P C鋼より線の全素線に静電粉体塗装方法によってエポキシ樹脂粉体塗料で塗装するものであり、塗装前にはP C鋼より線の全素線が一時的に20m程度の区間でよりが開かれた状態となる。よりが開かれた状態でブラスト処理にて素線の表面清浄と素地調整が行われる。ブラスト処理は防錆塗膜を形成する上で非常に重要な工程である。ブラスト処理によって、塗膜と素地の密着性を阻害する素地表面の酸化被膜を除去し、さらに素地表面に凹凸が付くことにより密着性が良好となる。つぎに高周波誘導加熱法によって粉体塗料の熔融温度に素線を加熱して、エポキシ樹脂粉体塗料を吹き付けて塗膜を形成する。塗膜が完全に硬化したのちにP C鋼より線のよりを復元する。エポキシ樹脂粉体塗料は全素線塗装型用に開発した粉体塗料であり、塗装から硬化までは約20秒の超速硬化型である。よりを復元した全素線塗装型は塗膜厚さ検査、ピンホール検査を経て木製ドラムに約1,000mの長さで巻き取られる。そして、各ドラムから製品検査用のサンプルを採取して製品検査に合格したものが出荷される。

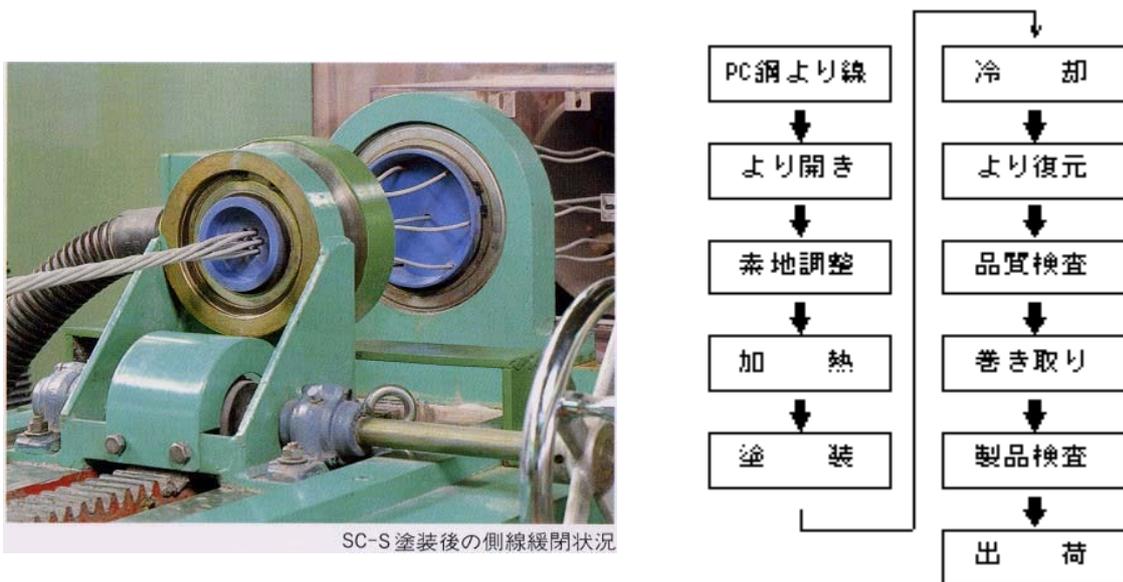


図-5.2 全素線塗装型の製造方法概略

表-5.1 全素線塗装型の諸元

塗装前のP C鋼より線 (JISG3536)			全素線塗装型P C鋼より線		
記号	より線径 (mm)	単位質量 (kg/m)	より線径 (mm)	塗膜厚さ (μ m)	単位質量 (kg/m)
SWPR7B	12.7	0.774	13.9 \pm 0.5	200 \pm 80	0.800
	15.2	1.101	16.4 \pm 0.5		1.131

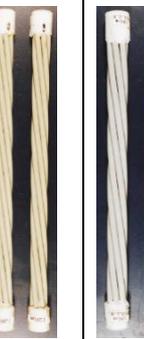
表-5.2 全素線塗装型の主な品質基準線塗装型の主な品質基準

検査項目	品質基準	検査方法とその条件
外観	塗膜が均一で、たれ、突起、異物の付着等が著しいものがあるてはならない。	製造工程中、木製ドラム巻取製品全数に対して目視によって検査する。
ピンホール	全長にピンホールがあるてはならない。	製造工程中、ピンホール検出器によって連続的に全数検査する。(標準負荷電圧: 1 kV)
塗膜厚さ	塗膜厚さは全て 120 μ m以上、280 μ m以下とする。	電磁式膜厚計によって製造中に140m毎に検査し記録する。
耐衝撃性	撃心部分以外の塗膜に割れ、剥離等があるてはならない。	デュポン式衝撃試験方法によって、耐おもり落下性試験(衝撃力 25N \cdot m)を行い、撃心が直接当たった部分の状態を検査する。
曲げ加工性	曲げ加工部全ての個所において、割れ、剥離があるてはならない。	曲げ内半径 32mm の曲げ試験機を用いて180° 曲げ試験を行い、曲げ部内外を目視で検査する。

全素線塗装型の諸元を表-5.1に、品質基準^{5.4)}を表-5.2に示す。全素線塗装型は、7本よりP C鋼より線の各素線に塗膜厚さが120 μ mから280 μ mの塗膜を形成することを基本としている。エポキシ樹脂粉体を使用した静電塗装は、室内では書棚などの什器類の美装や自動車の塗装にも用いられており、これらの塗膜厚さは20 μ m \sim 60 μ m程度である^{5.5)}。これは、塗装時に被塗物が動かないか非常にゆっくりと移動しながら比較的広い平面に塗装するため薄膜でも塗膜にピンホールが発生しづらいこと、塗膜に持続的に大きな荷重が作用しないために塗膜強度がそれほど必要ではないためである。一方で、全素線塗装型は被塗物の素線が線径4mm \sim 5mmと細く、また比較的早い速度で移動する状況下の塗装であるために、薄膜ではピンホールの発生頻度が平面被塗物に塗装する場合と比して非常に大きくなること、さらにP C鋼より線においては緊張力のもとより、緊張力によるより締めり、曲げ配線時の緊張力による腹圧力作用など、他の用途にはない高荷重が持続する状態で使用されることなどから、ある程度の膜厚が必要となる。表-5.3に塗膜厚さを変化させた全素線塗装型の塩水噴霧試験結果を示す。塗膜厚さが90 μ mまでは塗膜表面に点錆が確認できたが、100 μ m以上では錆は確認されなかったことから、全素線塗装型では、塗膜厚さが100 μ m以上であれば、製造時にピンホールが発生することがないといえる。

図-5.3に全素線塗装型の製品塗膜厚さ分布を示す。製品の品質管理試験から得られたPC鋼より線の各素線を電磁式膜厚計にて測定した結果である。測定結果から1,485個のサンプルデータを抽出した分布によれば、平均塗膜厚さは204 μ mであり塗膜厚さの品質管理範囲のほぼ中央となっている。また、測定結果の膜厚範囲は170 μ m~240 μ mであり塗膜厚さが精度良く管理されていることがわかる。

表-5.3 塗膜厚さを変化させた全素線塗装型の塩水噴霧試験結果 (2,000時間後)

塗膜厚さ	60 μ m	70 μ m	80 μ m	90 μ m	100 μ m	120 μ m	200 μ m
発錆の状況							
発錆有無	有	有	有	有	無	無	無

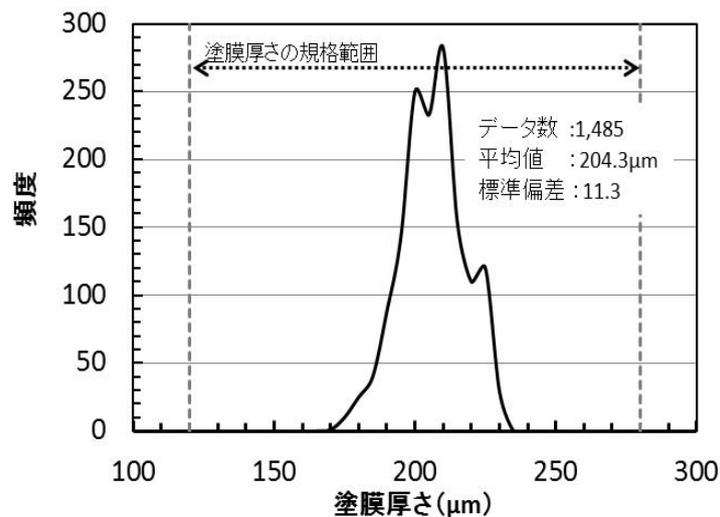


図-5.3 全素線塗装型の塗膜厚さ分布

5.3 全素線塗装型の性能

エポキシ樹脂塗装したPC鋼より線には、防錆性能はもとより塗装をしない普通PC鋼より線と同等の諸性能が要求される。諸性能とは機械的性質、コンクリートやグラウトとの付着性、くさびや圧着グリップなどの定着具と組み合わせた場合の定着効率などである。ここでは、全素線塗装型の各種性能を確認した結果について述べる。

5.3.1 全素線塗装型の防錆性能

全素線塗装型は、その名のとおりPC鋼より線の各素線が単独にエポキシ樹脂塗膜を有しているため、塩分や酸・アルカリなどの腐食因子に対してより線外周および内部で優れた防錆性能を発揮する。写真-5.1(a)にJISZ2371による中性塩水噴霧試験3,600時間後の状態を、写真-5.1(b)に規格引張荷重の60%で緊張力を導入した状態で3%濃度の塩化ナトリウム水溶液に浸漬と乾燥の84サイクルの繰り返しを実施した結果を示す。試験結果から、全素線塗装型は外周および内側ともに錆の発生はなく、全周に防錆性能を有していることが確認できた。とくに、乾湿繰り返し試験においては、試験終了後に15%濃度の塩酸水溶液で腐食生成物を除去したのちに素線径を測定し、断面積の減少量を求めた結果、試験前と試験後の断面積減少率は全素線塗装型では0%であり、普通PC鋼より線では14%であった。

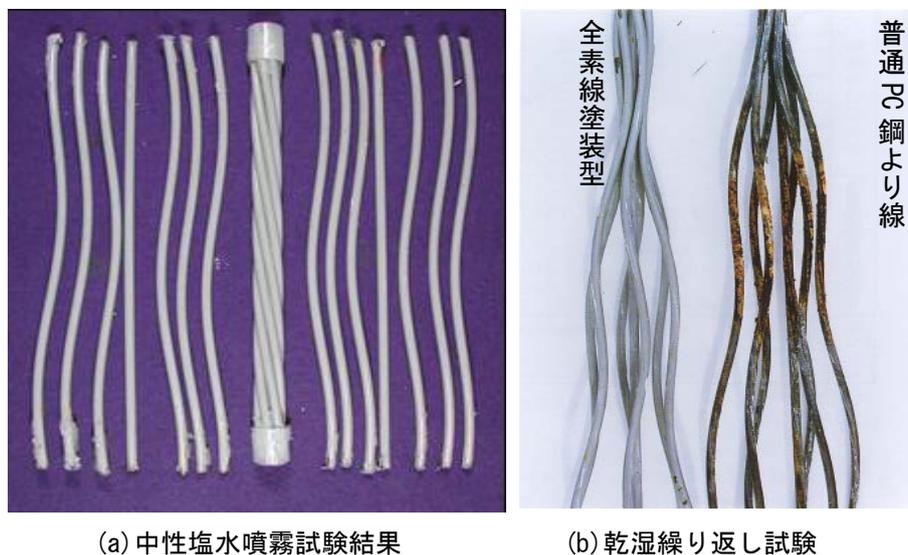


写真-5.1 塩分に対する防錆性能試験結果

5.3.2 全素線塗装型の機械的性質

JIG3536の規定による引張試験を実施した結果を写真-5.2および図-5.4に示す。写真-5.2の上段は普通PC鋼より線の破断後の状態を示す。引張試験機を用いたPC鋼より線の引張試験では、試験機のチャック部付近で素線の一部が破断することで最大荷重に至ることが多い。これは、PC鋼より線の製造過程のより付け時において各素線に発生するより残留応力が均等でないこと、素線の長さが均等ではないことに起因すると考えられる。一方で、写真-5.2の下段は全素線塗装型の破断状況であるが、全素線が破断している。全素線塗装型では、普通PC鋼より線のよりを一時的に戻し、塗装時に加熱することにより素線の残留応力の差異が小さくなることから、多数本の素線が同時に破断する確率が高くなると推定される。

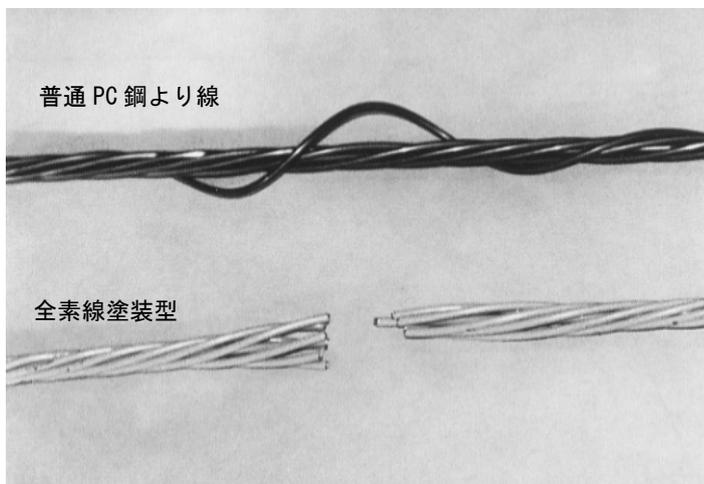


写真-5.2 引張試験結果

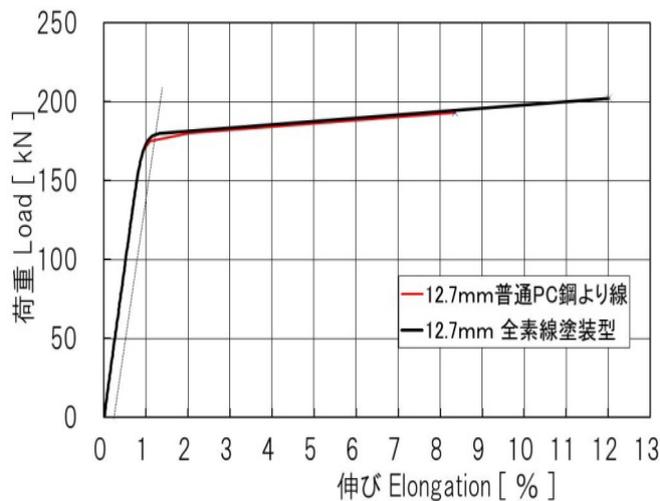


図-5.4 引張試験結果

豊福らの実施した1本の普通（裸）PC鋼より線と定着具を組み合わせた軸引張疲労試験結果^{5.6)}と、1本の全素線塗装型とくさびおよび圧着グリップの定着具を組み合わせた疲労試験結果を図-5.5に示す。図中の○印は普通PC鋼より線をくさび定着した場合の疲労試験中に破断した回数と応力振幅の関係である。図中の■印は全素線塗装型の疲労試験結果を示すが、全素線塗装型は応力振幅240MPaにおいて400万回の繰返し回数でも破断しなかった。PC鋼より線の疲労強度は素線同士のフレットングに大きく影響を受ける。特に定着部はくさびや圧着グリップの側圧が作用した状態下であるため繰返し荷重の作用化では弱点となる。全素線塗装型では、繰返し荷重が作用しても素線間にエポキシ樹脂塗膜が存在することからフレットングが緩和され優れた疲労性能を発揮した。写真-5.3に27S15.2mmの実大ケーブルで実施した疲労試験の状況を示す。試験はPTI規準に準拠して実施されたが、1本のPC鋼より線の場合と同様にマルチストランドケーブルでも優れた耐疲労性能が確認されている。

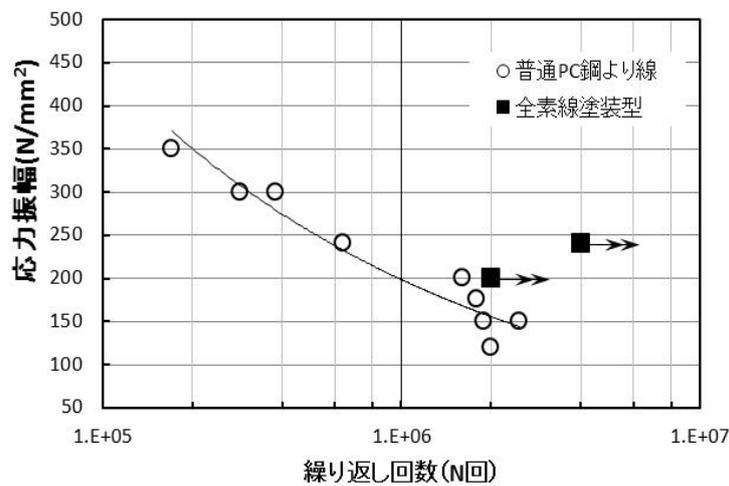


図-5.5 軸引張疲労試験結果

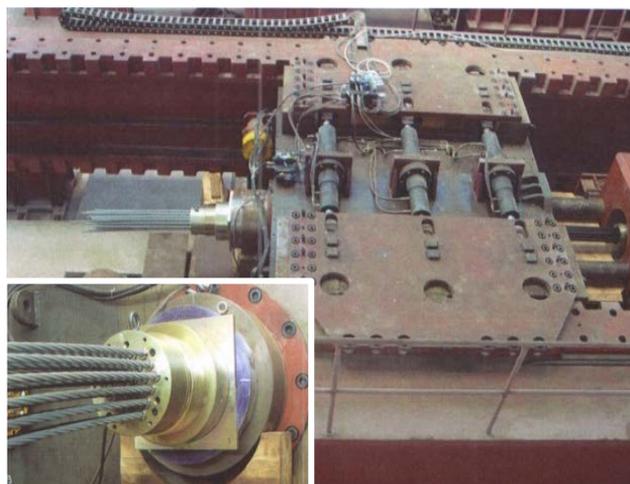


写真-5.3 マルチストランドケーブル疲労試験状況

5.3.3 全素線塗装型の付着性状

プレテンション部材に適用した場合には、部材端部の導入力伝達挙動が補強方法に対して大きな影響を与える。導入力伝達挙動としては、普通P C鋼より線と同等かそれよりも幾分かは伝達距離が長くなることが望ましい。部材端部に導入力が集中すると部材端部で部材軸方向の水平ひび割れ発生の可能性が高まり、またプレストレスによる部材変形が大きくなりクリープ量も多くなる。写真-5.4 にプレテンション部材に適用した場合を想定した導入力伝達長測定試験状況を示す。試験は、長さ 3000mm、100mm の正方形断面を有した部材の中心に、コンクリートの圧縮強度が 40MPa 以上となった時に $\phi 15.2$ P C鋼より線の規格引張荷重の 60%のプレストレスをプレテンション方式で導入して行った。部材の軸方向圧縮ひずみは部材表面に貼付したひずみゲージで測定し、圧縮ひずみの値が一定となるまでの区間を導入力伝達長とした^{5.7)}。

図-5.6 に軸方向圧縮ひずみと部材端部からの距離の関係を示す。端部から 750mm の位置以降で普通P C鋼より線および全素線塗装型の軸方向圧縮ひずみの値がほぼ一定になっていることから、定着長さは 750mm 程度であるといえる。しかしながら、750mm に至るまでの圧縮ひずみは全素線塗装型が小さい傾向を示す。これは、塗装により素線間隔が狭くなり、セメントペーストがより線内部に浸入する量が普通P C鋼より線よりも少ないことに起因していると推測される。急激なプレストレス伝達挙動ではないため、部材端部に与える影響が少ないともいえる。



写真-5.4 導入力伝達長測定状況

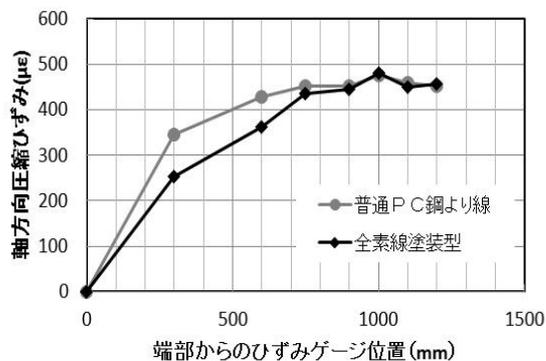


図-5.6 導入力伝達挙動

5.3.4 定着具と組み合わせた定着性能

全素線塗装型は、普通PC鋼より線を定着する際に使用する定着具と同じものが使用できる。一般的にはくさび定着と圧着グリップ定着である。表-5.4に片側くさび定着，他方は圧着グリップ定着の状態土木学会および日本建築学会に規定されている定着効率試験を実施した結果を、写真-5.5にくさび定着および圧着グリップ定着の状況を示す。PCにおいて定着はくさびもしくは圧着グリップの歯がPC鋼より線素線の鋼材部まで適切に到達することで安定的な性能が得られる。普通PC鋼より線を用いた一般的な定着工法におけるくさびや圧着グリップの歯の高さは0.3~0.4mmである。前述したように、素線塗装型では塗膜厚さが0.12mm~0.28mmであるため、塗膜が定着性能に与える影響がないことから定着装置に特別な仕様を設ける必要がなく、安定的な定着性能を得ることができる。エポキシ樹脂被覆PC鋼より線は被膜厚さが400 μ m以上であるため、くさびの歯の高さが0.4mm以上でなければ、歯が被覆を貫通することができないので専用のくさびが必要となる。さらに圧着グリップ定着においても同様であり、被覆とPC鋼より線素地間で抜けるために通常の圧着グリップ定着が使用できないことに留意する必要がある。写真-5.6に圧着グリップ定着をしたエポキシ樹脂被覆PC鋼より線の引き抜き状況を示す。

表-5.4 全素線塗装型と定着具を組み合わせた定着効率試験結果

線径	最大荷重 Pmax(kN)	規格引張荷重との 比率 Pmax/Pu (%)	規格引張荷重 Pu (kN)	学会要求荷重 0.95Pu (kN)
12.7mm	2,156	98.2	2,196	2,086.2
	2,151	98.0		
	2,218	101.0		
15.2mm	3,269	104.4	3,132	2,975.4
	3,321	106.0		
	3,255	103.9		

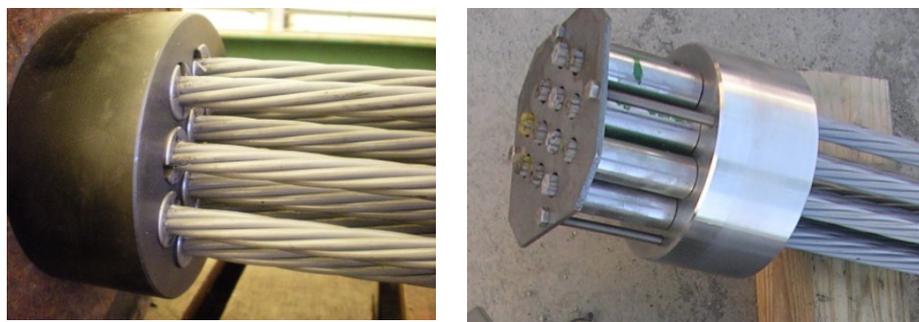


写真-5.5 全素線塗装型とくさび・圧着グリップ定着



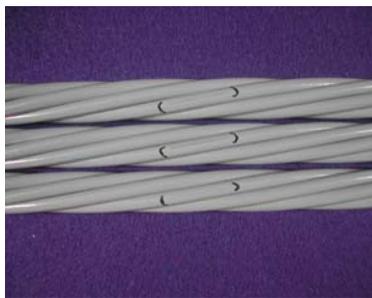
写真-5.6 エポキシ樹脂被覆 PC 鋼材が圧着部で抜けた状態

5.4 全素線二重防錆型 PC 鋼より線

全素線塗装型は、開発から 20 年近くを経過し、適用の範囲は多様化している。開発初期は PC 部材の内ケーブルのみが対象であったが、より環境条件の厳しい箇所での適用を想定し、亜鉛めっき PC 鋼より線の各素線にエポキシ樹脂塗膜を形成した全素線二重防錆 PC 鋼より線^{5.8), 5.9)}を開発した。全素線二重防錆 PC 鋼より線の概要を表-5.5 に示す。エポキシ樹脂塗膜は塗膜の連続性が失われると、不連続部分から鋼材が腐食する。一方で、亜鉛は犠牲防食の作用から継時的に亜鉛層が減少し防錆性能が低下する。これらを補い合うのが全素線二重防錆 PC 鋼より線である。エポキシ樹脂は亜鉛層の不要な減少を防ぎ、亜鉛層は塗膜損傷時に犠牲防食性を発揮する。重要度の高い構造物や日常の維持管理が困難な構造物に適用することで、構造物の耐久性を確保することが可能となる。写真-5.7 に全素線二重防錆型 PC 鋼より線のエポキシ樹脂塗膜層にカッターにて幅 1mm で PC 鋼より線の素線軸に沿って長さ 20mm の人工傷を設けた状態で 2,000 時間の塩水噴霧試験を実施した結果を示す。試験終了後には人工傷部から白い腐食生成物が流れ出ており、亜鉛めっき層の犠牲防食作用が確認できる。この時点で、一般に鋼材が腐食する際に発生する赤褐色の錆は確認されなかった。腐食生成物を除去した状況では、素線の素地は健全な状態であり、エポキシ樹脂塗膜が損傷した場合の亜鉛めっきによる防錆性能補填効果が確認できた。

表-5.5 全素線二重防錆型PC鋼より線の概要

<p style="text-align: center;">PC鋼より線 亜鉛めっき層 エポキシ樹脂塗膜</p>						
塗装前のPC鋼より線 (JISG3536)			全素線二重防錆PC鋼より線			
記号	より線径 (mm)	単位質量 (kg/m)	より線径 (mm)	亜鉛めっき厚さ (μm)	塗膜厚さ (μm)	単位質量 (kg/m)
SWPR7B	12.7	0.774	13.9±0.5	35	200±80	0.800
	15.2	1.101	16.4±0.5			1.131



(a) 試験前 (括弧内が人工傷部)



(b) 2,000hr 後の状態



(c) 2,000hr 後の素地状態

写真-5.7 全素線二重防錆型PC鋼より線の塩水噴霧試験結果

5.5 塗膜形成方法がPC鋼より線の基礎的な力学的挙動や耐久性に与える影響

現在、エポキシ樹脂を用いてPC鋼より線を防錆する方法には全素線塗装型(5.2.1 図-5.1(c)参照)とエポキシ樹脂被覆PC鋼より線(5.2.1 図-5.1(b)参照)を改良した内部充填被覆型の二種類が存在するが、塗膜形成方法がPC鋼より線の基礎的な力学的挙動や耐久性に与える影響については十分に言及されていないのが現状である。

そこで、二種類の防錆鋼材に対して3次元有限要素法による解析や引張試験、曲げ試験、クリープ試験、導入力伝達長試験など実施して、塗膜形成方法がPC鋼より線の各種挙動に与える影響を探究した

5.5.1 二種類の防錆PC鋼より線の概要

塗膜形成方法が異なる二種類の防錆PC鋼より線の概要を表-5.6に示す。全素線塗装型はPC鋼より線の全素線の表面に約200μmの厚さのエポキシ樹脂の塗膜を形成したものであり^{5.10~5.12}、内部充填被覆型は、PC鋼より線の素線内部の空隙にエポキシ樹脂を充填して外周部には約600μmの厚さの塗膜を形成したものである^{5.13}。

表-5.6 二種類の防錆P C鋼より線の概要

項目	全素線塗装型	内部充填被覆型
製品外観		
塗膜厚さ範囲	全素線の外周が120 μ m \sim 280 μ m	クラウン部の平均値が400 μ m \sim 900 μ m 各素線間の隙間を充填する。
許容曲げ半径	より線径の2.5倍 (32mm \sim 38mm)	より線径の16倍 (200mm \sim 240mm)
塗装前の素地調整	ショットブラスト処理	サンドブラスト処理もしくは化学的処理
機械的性質	JIS G 3536 -2014に準拠	
付着機構 (コンクリートとの)	P C鋼より線のより溝による (普通 P C鋼より線と同様)	塗膜表面に埋設されたグリット材 (粒径 150 μ m程度) による

5.5.2 3次元有限要素法による塗膜の挙動解析

(1) 解析条件

エポキシ樹脂塗装P C鋼より線が緊張時に素線が動いた場合の素線や塗膜の挙動について実験的に検証することは困難である。そのため、曲げ変形が発生した場合の素線や塗膜の挙動について汎用3次元有限要素法解析ソフトを用いた線形解析を行った。解析時の各材料の諸元および境界条件を表-5.7に、解析モデルの概要を図-5.7に示す。解析対象は、呼び径が12.7mmの全素線塗装型と内部充填被覆型であり、モデル寸法はより線のより1ピッチ相当の長さ約190mmとした。解析モデル中の材料は、P C鋼より線の素線は弾性係数が210,000MPaでポアソン比が0.28であり、エポキシ樹脂の弾性係数が材料試験から求めた3,100MPaでポアソン比が0.34である。境界条件は、より線の一端を完全拘束し、他端は鉛直のみ拘束し、全素線塗装型ではより線内部の空隙に充填されたエポキシ樹脂要素の弾性係数を1/1000にして内部樹脂の影響がないようにした。载荷条件は、载荷スパン40mm、支点間隔を190mmとして1箇所あたりに1kNの2点集中载荷とした。

表-5.7 解析条件および材料諸元

項目		条件および特性値
弾性係数	素線	210,000N/mm ²
	エポキシ	3,100N/mm ²
ポアソン比	素線	0.28
	エポキシ	0.34
境界条件	素線と塗膜	完全付着
	素線間	拘束なし
	塗膜間	拘束なし
	より線端部	片側：完全拘束 片側：鉛直のみ拘束

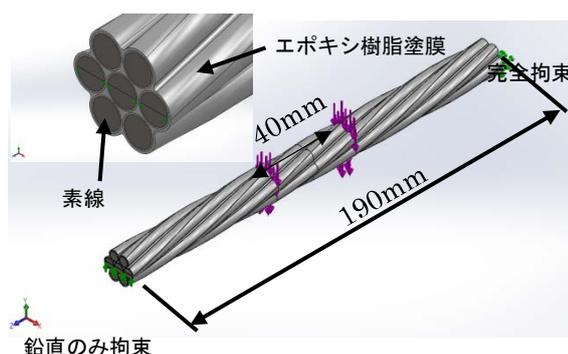


図-5.7 解析モデル図

(2) 解析結果

図-5.8に曲げ変形をさせた場合の解析結果を示す。図中の(a)は内部充填被覆型の変形量を、(b)は全素線塗装型の変形量を示す。内部充填被覆型では最大の変位量が0.9mmであったのに対して、全素線塗装型では最大の変位量が6.34mmであった。両者の変位量の差異は、塗膜により素線の動きが拘束されるか否かによるものであり、内部充填被覆型では塗膜で素線の動きが拘束されること、全素線塗装型では素線が自由に動くことが両者の曲げ剛性の違いとして表れていると考えられる。また端部で素線が開く傾向にあるが素線が自由に動くことを表現しているためより線の解析に影響はないも考える。

図-5.9に最大曲げ変形時の塗膜に発生したせん断応力度の分布を示す。内部充填被覆型ではより線のより溝部に沿ってせん断応力度が分布しており、その最大値は最大曲げ変形部の40.7MPaであった。一方で全素線塗装型では、最大曲げ変形部の塗膜全体にせん断応力度が発生しており、その最大値は12.1MPaであった。この両者の相違も塗膜による素線の動きが拘束されているか

否かによるものであると考えられ、内部充填被覆型では塗膜全体が曲げ変形に抵抗しているためにより溝部にせん断応力度が集中する結果となり、全素線塗装型では素線が自由に動くためにより溝部ではなく塗膜全体にせん断応力度が発生する結果となったと考えられる。

本解析によれば、内部充填被覆型はより溝にせん断応力が集中する傾向があるため、塗膜の損傷を防ぐために施工時などに過度に変形を与えないように配慮が必要である。

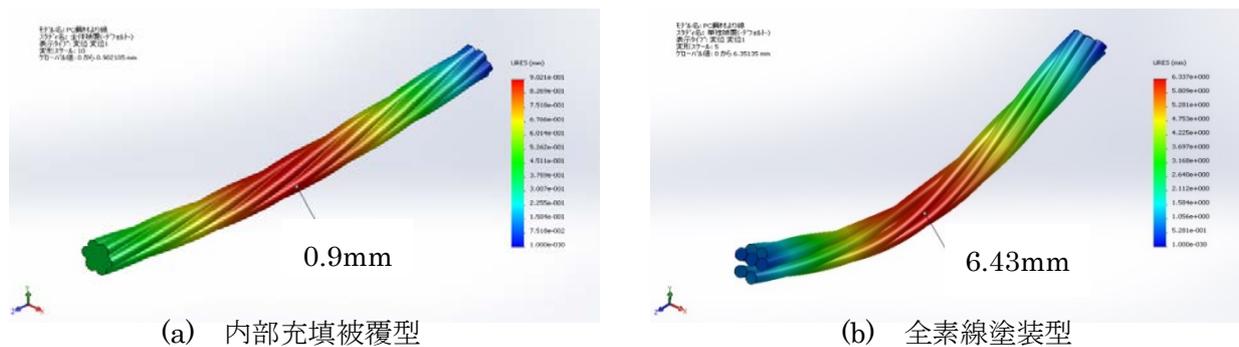


図-5.8 曲げ変形の解析結果

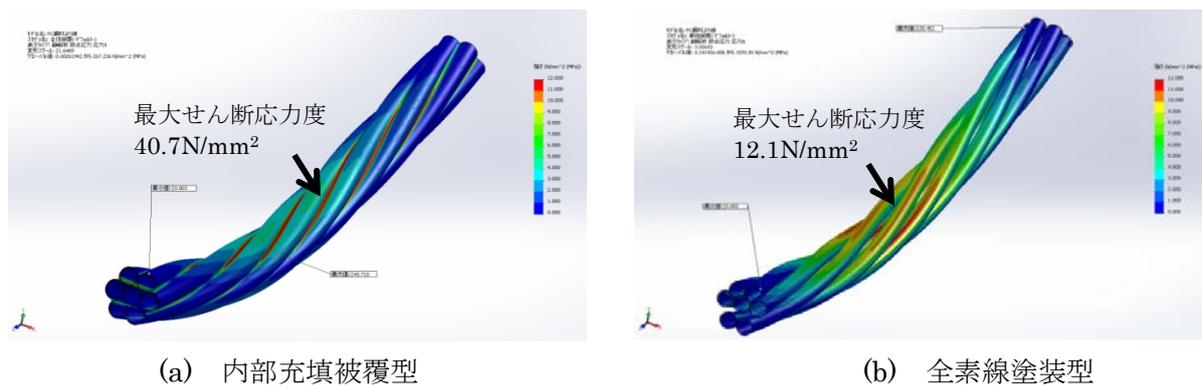


図-5.9 せん断応力度の分布

5.5.3 各種実験によるPC鋼より線の性状

曲げ試験・クリープ試験・導入力伝達長試験によっても塗膜がPC鋼より線の挙動に与える影響について確認を行った。

(1) PC鋼より線の曲げ試験

塗膜形成方法の違いが曲げ変形に与える影響について把握するために、片持ち状態で荷重した場合と2点集中荷重した場合について試験を実施した。試験に供したより線径はすべて12.7mmである。片持ち状態で荷重する試験は、長さ1mのより線の片側端部を治具により固定して先端に10N、30N、50Nの順番に荷重して、そのときの先端部のたわみ量を測定した。試験状況を写真-5.8に、荷重と先端変位の関係を図-5.10に示す。試験結果によれば、いずれの荷重段階においても内部充填被覆型はほかの2種類と比較してたわみ量が小さい挙動を示している。50N荷重時のた

わみ量は、内部充填被覆型では約250mmで、ほかの2種類はほぼ同様のたわみ量で約470mmであった。2点集中荷重は、支点距離800mmで荷重点距離はよりピッチである150mmとし、P C鋼より線の素線（上端と下端）にひずみゲージを貼り付けて荷重とひずみの関係を測定した。試験の状況を写真-5.9に、荷重とひずみの関係を図-5.11に示す。試験結果によれば、1kN荷重したときの内部充填被覆型の上端素線は圧縮ひずみの $540\mu\varepsilon$ であり、下端素線は引張ひずみの $640\mu\varepsilon$ であった。そのほか2種類はほぼ同様のひずみであり、上端素線は圧縮ひずみの $1,200\mu\varepsilon$ であり、下端素線は引張ひずみの $800\mu\varepsilon$ であった。

曲げ試験における変形挙動は、内部充填被覆型では素線の動きを拘束するため断面が一体となって挙動して曲げに対する抵抗が大きく、普通P C鋼より線と全素線塗装型は素線が自由に動くために曲げに対する抵抗が小さい結果となった。



写真-5.8 片持ち載荷の状況

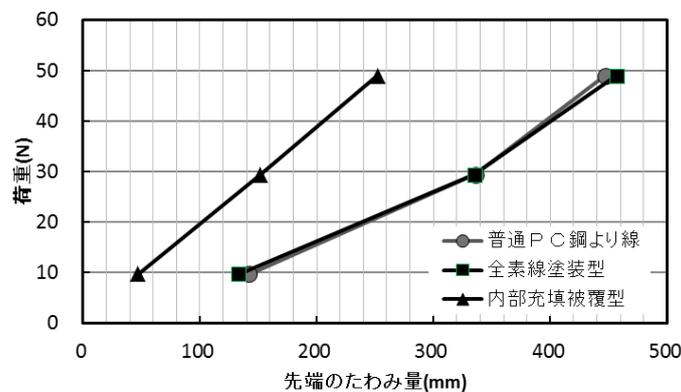


図-5.10 荷重と先端変位の関係

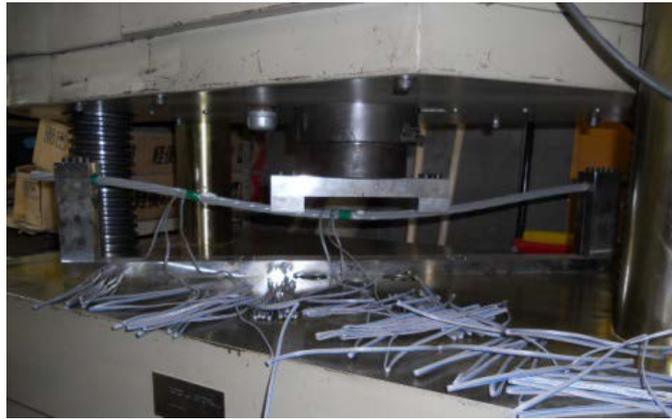


写真-5.9 2点集中載荷の状況

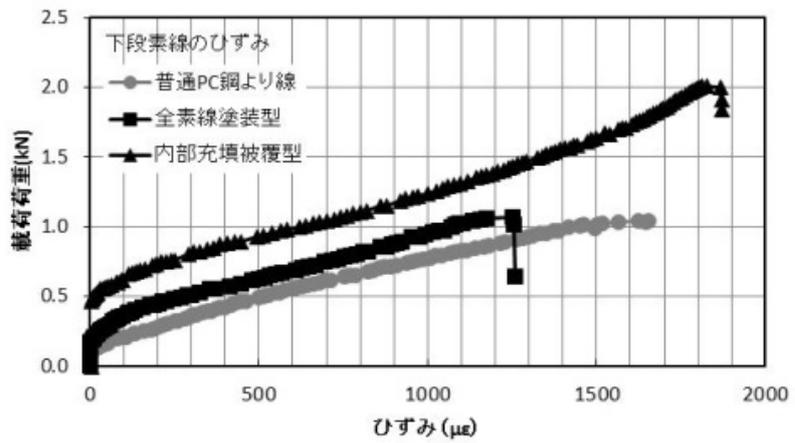
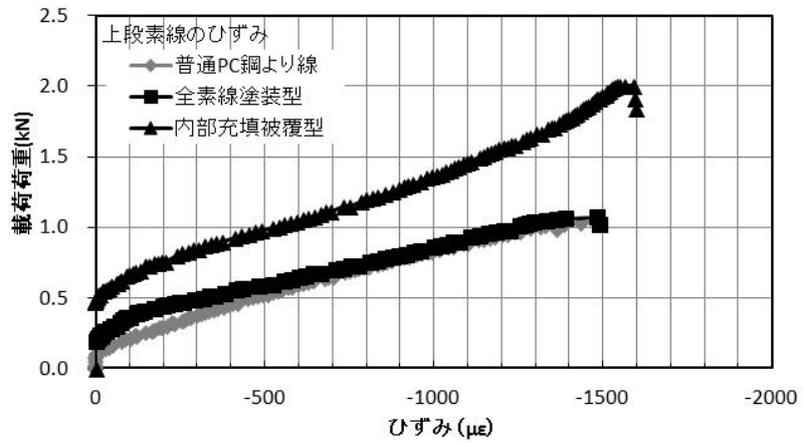


図-5.11 2点集中載荷の荷重-ひずみ関係

(2) 塗膜のクリープ性状把握試験

巻径800mmの木製ドラムにPC鋼より線を巻きつけた状態で最外周の素線にひずみゲージを貼り付けて、その後にドラムからPC鋼より線を引き出したときの素線のひずみ変化を24時間計測した。試験の状況を写真-5.10に、試験より得られた時間とひずみの関係を図-5.12に示す。試験結果によれば、内部充填被覆型はドラムに巻きつけた状態で最外周の素線が引張側となるため引出後はその反力のために圧縮ひずみとなっている。一方で、ほかの2種類はほぼ同様の引張ひずみが発生している。各素線が自由に動く場合、ドラムに巻きつけた状態では、よりピッチが小さくなり引出後は元のよりピッチに戻ろうとする引張ひずみが発生したものと考えられる。



写真-5.10 クリープ試験状況

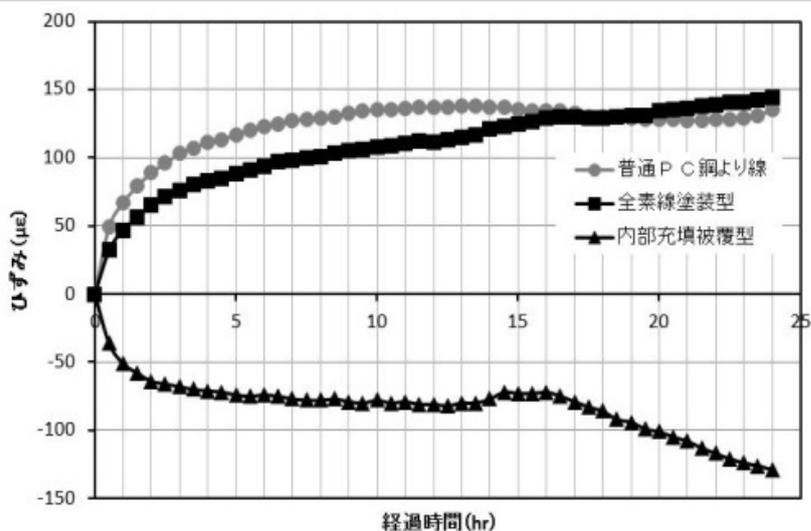


図-5.12 時間と素線ひずみの関係

(3) コンクリートとの付着性状

プレテンション部材を想定して、100mm×100mmの断面で長さ3,000mmのコンクリートにプレストレスを導入した場合の導入力伝達長さをコンクリート側面に貼り付けたひずみゲージにて圧縮ひずみを測定することにより確認した。試験に供したより線径はφ15.2であり、内部充填被覆型は表面にグリット材が埋設されたタイプである。各PC鋼より線は同時緊張装置で同時に緊張し、プレストレス導入力はすべて $0.6P_u=0.6\times 261=156.6\text{kN}$ となるようにした。プレストレス導入時のコンクリート強度は材齢1日で44 MPaであった。図-5.13に試験より得られた部材端部からの距離と圧縮ひずみの関係を示す。普通PC鋼より線では、端部から約700mmの位置で $450\mu\epsilon$ の一定ひずみとなっており、全素線塗装型では端部から800mmの位置で $450\mu\epsilon$ の一定ひずみとなっている。内部充填被覆型は端部から600mmの位置で $400\mu\epsilon$ の一定ひずみとなっている。いずれの塗装材も導入力の伝達長さは普通PC鋼より線よりも長くなっており、プレストレスが完全に導入されたときのひずみの値は全素線塗装型は普通PC鋼より線と同様であり、内部充填被覆型では10%程度小さい値であることが確認された。これは付着機構に起因するものと推測される。

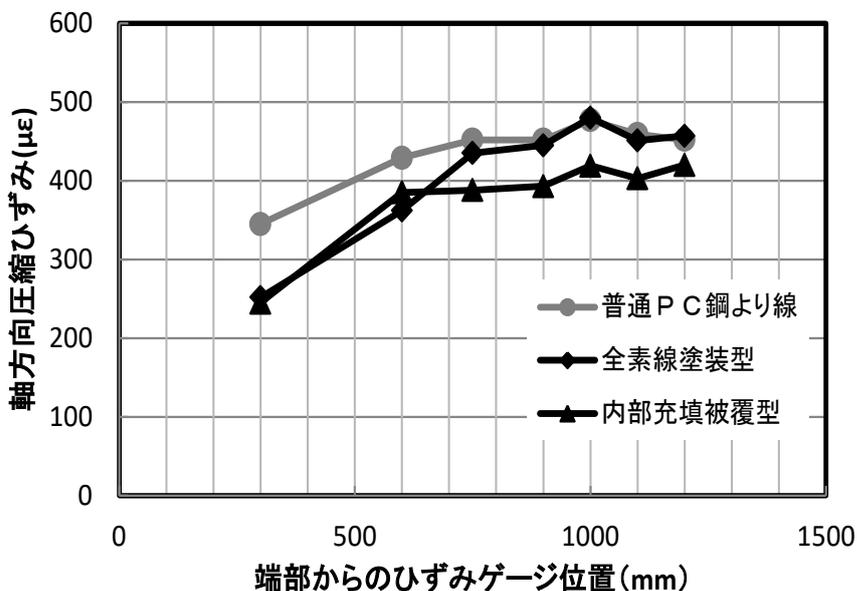


図-5.13 導入力伝達長さ試験結果

5.6 まとめ

本章では、P C 構造物の高耐久化を目的として開発したP C 鋼より線の全素線それぞれに単独のエポキシ樹脂塗膜を形成した全素線塗装型P C 鋼より線の開発経緯、その塗膜の防錆性能やP C 鋼より線として必要な性能を探究した結果について論じた。得られた結果をまとめると以下の通りとなる。

(1) P C 鋼より線のより合せ部分を順次一時的に開き、心線と側線の外周面にエポキシ樹脂粉体塗料を静電粉体塗装法によって付着させ、高周波誘導加熱によって熔融することにより密着性の高いエポキシ樹脂塗膜を形成させたP C 鋼より線を開発した。また、より線のより合せ部分を開いた状態のエポキシ樹脂塗装直前にショットブラストにより素線の表面処理（素地調整）を施しているため鋼材と樹脂との接着性が優れ、かつ、酸洗い処理と異なり水素脆性の影響がない製造手法を確立した。これにより、全素線塗装型P C 鋼より線を使用したP C 構造物は、従来通りの性能に耐久性が確実に付与され長寿命化が図れる。

(2) 全素線塗装型P C 鋼より線の機械的性質やコンクリートとの付着といった基本性能は普通P C 鋼より線と同等である。

(3) 全素線塗装型P C 鋼より線は素線個々の塗膜により鋼線同士のフレット疲労を抑制するため、耐疲労性能は普通P C 鋼より線よりも優れる。全素線塗装型P C 鋼より線の使用により耐疲労性能が求められる構造物の安全性がさらに高められる。

(4) 全素線塗装型P C 鋼より線は普通P C 鋼より線と同じクサビが使用でき、新しく専用の定着具を作らなくとも、数多く存在する既存の普通P C 鋼より線用定着具で緊張・定着できる可能性が高い。

(5) P C 鋼より線の各素線に亜鉛めっきとエポキシ樹脂塗膜の二重防錆層を設けた全素線二重防錆型P C 鋼より線を開発し、塩水噴霧試験によりエポキシ樹脂塗膜と亜鉛めっきによる防錆の複合効果を確認した。

(6) 塗膜形成方法が異なる2種類のエポキシ樹脂塗装P C 鋼より線において、曲げ剛性、コンクリートとの付着特性、クリープ特性、などの基本性能が大きく異なることを解析と実験により確認した。塗膜形成方法により防錆P C 鋼より線は、施工時や使用時に示す挙動や作用応力度が集中する箇所が異なるので、それぞれの挙動を十分に理解して塗膜に損傷が発生しないように取扱いに留意することが肝要である。

5章の参考文献

- 5.1) 国土交通省：道路統計年報，2015.
- 5.2) 黒沢亮平：特許第1642772号 PCストランドの防錆被覆方法，特許公報 平成3年1月10日
- 5.3) 黒沢亮平：特許第4676009号 PC鋼より線の防錆被膜形成方法及びPC鋼より線，特許公報 平成23年4月27日
- 5.4) 一般財団法人土木研究センター：建設技術審査証明報告書 建技審証第0434号「SCストランド」，平成27年3月
- 5.5) 社団法人日本塗料工業会：工場塗装ラインにおける塗装・塗料管理ハンドブック，pp. 202～pp. 216，平成14年11月
- 5.6) 豊福俊康，米田利博：PC鋼より線の疲労強度，コンクリート工学，pp. 37～pp. 40，Vol. 25，No. 7，1987. 7
- 5.7) 平井，福地，豊福：エポキシ樹脂で防錆されたPC鋼より線の力学的特性と耐久性能の探究，第24回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp. 577～pp. 580，2015年10月.
- 5.8) 一般財団法人土木研究センター：建設技術審査証明報告書 建技審証第0324号「Ducst」，平成26年3月
- 5.9) 黒沢亮平：特許第3654889号 PC鋼撚線の防錆被膜形成方法，特許公報 平成18年1月6日
- 5.10) 土木研究センター：エポキシ樹脂全素線塗装型PC鋼より線を用いたPC構造物の設計施工ガイドライン，平成 22 年年 3 月
- 5.11) 土木研究センター：「SCストランド」建設技術審査証明報告書 建技審証第 0434 号，平成 22 年 3 月
- 5.12) 豊福，神山，上津，田中：16年間にわたる塩害に対応した高耐久性PC橋の建設に関する研究報告，プレストレストコンクリート Vol.56 No.5, 2014
- 5.13) 土木学会：エポキシ樹脂を用いた高機能PC鋼材を使用するプレストレストコンクリート設計施工指針（案），2010年版

第6章

PC圧着関節工法の考究

6.1 PC圧着関節工法の基本

6.1.1 PC圧着関節工法の原理

ラーメン構造は人間の活動空間として合理的な構造形式である。多層多径間ラーメン構造は特に建築で多用されており、高層や超高層の空間形成に最適である。多径間連続梁構造は橋梁で多用されているが建物の分野では殆んど全く採用されていない。従って、建築構造の中心はラーメン構造であると言える。ラーメン構造では柱梁接合部は剛な節点を形成し、不静定性を構成して構造全体としての剛性確保の要となっている。特に地震力のような水平荷重に対しては水平変位の抑制にその剛性は必須である。PC圧着関節工法はこの剛な接点部に着目して著者が開発したものであり、言わばラーメン構造の要に関する類のない技術開発である。

ここでいうPC圧着関節工法は、図-6.1に示すように柱・梁接合部が人間の関節と同じような動きになっているという原理である。人間の関節は、骨と骨との接続部分が関節部分で、回転できるよう接合されている。接合面には薄い軟骨部分があり、接合面の周りには強く弾力性に富んだ筋があり、これによって骨が相互に接続されている。この筋はテンドンであり、PC鋼材と考えれば良い。このような構造となっているために、人間は運動ができるのであり、かつ、転んだ場合や、何かにぶつかった時の衝撃を和らげてくれるのである。これがPC圧着関節工法に於いては、柱部に設置されたコーベルの上に載った関節状のジョイント部分であると考えられる。フレームに地震によって変形が起きると、柱や梁の変形と共に接合部が剛体的に回転を起こすのである。この時、柱と梁を圧着接合しているのはPC鋼材の緊張力である。大変形の場合には接合面が離間してPC鋼材に純粋な伸びと抜け出しの伸びが加算された伸びが発生するが、伸びは弾性域に留まることにより、地震が過ぎ去ればこのPC鋼材の力によって離間部分は併合し元の状態に戻るのである。これがPC圧着関節工法の原理である。

耐震性能に優れている建築物とは、大地震に対して、安全性の確保に加えて構成する耐震部材が、ほとんど損傷しないということが大前提である。さらに大地震が終わってもその後の余震などにも健全な状態であり、かつ、建物としての機能を損なわずに継続的に供用できる建築物のことを指すのである。これは図-6.2に示すように図の第2象限に延長されるOAB部分の面積で表

わされる歪みエネルギーが潜在的に存在することにより接合面の剛性が確保されるとともに離間後はバイリニアによる弾性変形で復元性のエンジンを確実に保有しながら共振を回避する性能を持つのである。この力学的論理は第4章で述べたとおりである。

PC圧着関節工法が耐震性能に卓越しているのは、地震力に対して構造物に損傷回避 (Fail-Free)、原点回帰 (Self Return) およびバイリニア型健全性確保 (Bilinear Consistency) の性能を付与することにある。この原理は、人体の関節のように回転させて衝撃に対処するのである。

また、柱や梁をプレキャストPC部材とすることにより、柱部に設置されたコーベル部分にプレキャスト梁を載せることで架設性が画期的に向上するとともにコーベルの存在によって地震時に梁端の鉛直方向への滑り落ちが完全に回避され安全が確保されるのである。

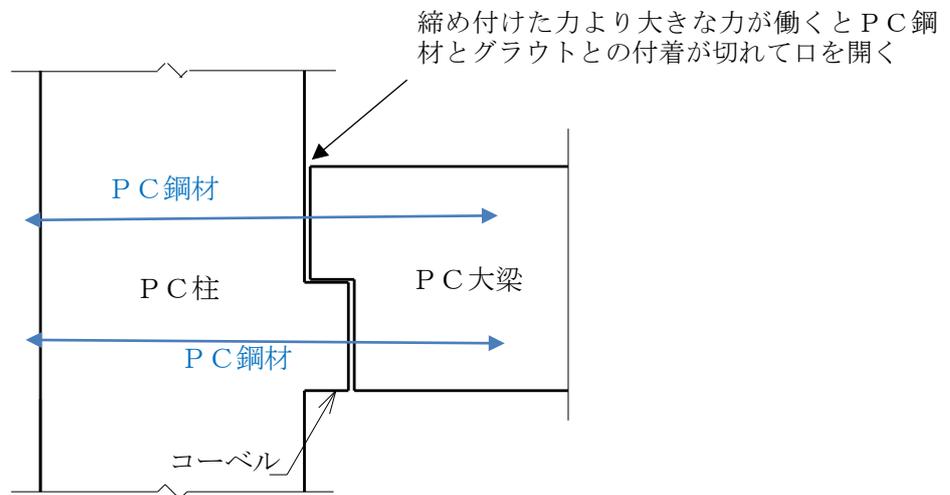


図-6.1 PC圧着関節工法の原理

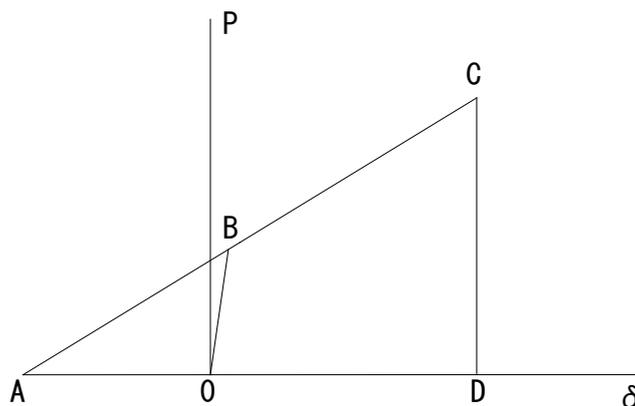


図-6.2 第2象限での潜在歪みエネルギー

6.1.2 PC圧着関節工法に関連した考察

現在、PC圧着関節工法を含むPC造は、鉄筋コンクリート造の範疇として分類されている。建築における、PC造のそもそもの考え方が、鉄筋コンクリート造でスパンを飛ばしたい時などに、鉄筋コンクリート造にPC鋼材を配置してたわみを少なくするという使い方が主流であったため、このような分類になっている。

しかし、その破壊性状は大きく異なっている。PC造とは、引張に弱いコンクリートに圧縮力を与えてひび割れを発生させない構造である。コンクリートに作用する引張力を鉄筋で負担させている鉄筋コンクリート造とは、根本的に考え方が異なっているのである。PC造は、PC鋼材で圧縮力を与えておけば、コンクリート内に主筋やせん断補強筋などの鉄筋が1本も存在してなくても、曲げモーメントやせん断力を負担することができて、かつ、ひび割れを発生させない構造とすることが可能なのである。現在までの実験におけるPC造の破壊性状は、そのほとんどが緊張材の付着切れによる大きな伸びや降伏後の圧縮側コンクリートの圧壊である。このため、断面の究極時の圧縮領域が大きくなるようにPC造のコンクリート設計基準強度は、鉄筋コンクリート造などと比べて高く設定されており、より高強度なコンクリートを必要としているのである。もちろん、乾燥収縮などのひび割れやクリープ歪みを抑制することに必要である。

このように、PC造はコンクリートや鉄筋を弾性に保つことで、その耐震性や復元性に富む構造であるが、鉄筋コンクリート造は、コンクリートの引張抵抗に期待せずに鉄筋の引張力に頼っているのである。このため鉄筋の耐力とその付着性で部材の耐力や変形性能が決まってくる。付着性などは、鉄筋のフシで付着性能を上げているが、部材の変形が進むとフシの支圧がコンクリート支圧耐力を超えてしまって、フシがコンクリートを破壊してしまうのである。また、変形が進んで、フシによる抜け出しがなくなると鉄筋は規格降伏点を超えてしまうのである。いわゆるコンクリートも鉄筋も塑性化してしまって、部材の復元性は、全くなくなってしまうのである。

日本は世界有数の地震国である。何時、大震災が起こっても不思議の無い国土である。その様な宿命を背負っている国土で、鉄筋・鉄骨を塑性域まで利用して設計を行い、建物を建築する事は、今後の世界情勢や経済的な損失の観点から抑制されなければいけない事項である。また、RC構造の基本である塑性変形によるエネルギー吸収理論は、フレームの損傷程度や復旧に関わるコストなども含めた総合的な考え方に移行しなければいけない時期に差し掛かっている。そうすると、部材が塑性してしまったのでは、復旧の際に、取り壊さなければならなくなる。こうなると経済的な損失が多くなるので、軽微な補修で済むような構造にする必要がある。

このような疑問を解決する為にPC鋼材の特質を利用したPC構造によるバイリニア弾性設計で大地震に対処したいのである。PCの特徴は、構成する要素(素材)の良い所取りをしようとする考え方であって、高強度コンクリート、鉄筋・鉄骨、PC鋼材の全ての要素(素材)を弾性範囲内で設計する。要素(素材)の特長を熟知して使用することが肝要であり、各々の素材が持つ良いところを活用して大地震時に耐えられる構造物を構築するのである。

PC圧着関節工法に於ける設計では、極稀に発生する地震動、即ち、層間変形角 $R=1/100$ 程度

の地震に対しては、その構造物自体が弾性変形する。言い換えれば、フルプレストレスの状態にあり、震災後にその建物が健全な状態であるような弾性設計を基本としている。

上記の大地震以上の地震（極大地震）に対しては、構造体自体は弾性設計ではあるが、部分的なパーシャルプレストレス効果を考える事でバイリニア的に対応する事ができるのがPC圧着関節工法の大きな特長である。

6.1.3 PC圧着関節工法のパーシャルプレストレス効果の注意点

PC圧着関節工法において、極大地震時に期待する効果は、バイリニア弾性復元力特性を持つパーシャルプレストレス効果である。この効果を期待する場合、最も留意すべき点、設計時に配慮すべき点は、PC鋼材の使い方とその鋼材量である。

構造物の関節部分である大梁部材と柱部材の圧着部分と柱部材の柱脚部分に配置するPC鋼材に十分な余力を残す使い方をする。いわゆる、PC鋼材の緊張力を規格降伏点の50%程度に抑えるのである。この事によって、十分なパーシャルプレストレス効果を発生させる事ができて、余力は、設計時のPC鋼材、或いは鉄筋量に置き換える事で経済的で最適な設計を行うのであって、設計条件とコストを考慮して決定される。

6.1.4 PC圧着関節工法の地震時の挙動について

PC圧着関節工法において、極稀に発生する地震動、層間変形角 $R=1/100$ までは、フルプレストレスの状態になるように、PC鋼材に適切な張力を与えて置く。それ以上の極大地震の入力が構造物に入った場合には、柱のコーベル上の目地部分が初めてパーシャルプレストレスの状態になり回転を起こし、圧着目地部の目地離間が始まるのである。この状態になってもPC鋼材には十分な余力を持たせ、PC鋼材を破断させない。

目地離間が発生した時、グラウトに付着していたPC鋼材が抜け出し、付着が切れた状態になる。このグラウトとPC鋼材の付着切れで発生するPC鋼材の抜け出しが極大地震時の入力値を下げて上昇しないようにするのである。地震によるエネルギーによって、フレームの変形自体は進むのであるが、PC鋼材の抜け出しによって、PC鋼材は一定の張力からほとんど上がらなくなってくるのである。

地震が過ぎ去れば当然、鋼材自体が弾性変形内にあり離間した目地部分は元に戻る。何故ならPC鋼材は十分な余裕があり、鋼材自体が弾性変形内にあるからである。

6.1.5 鉄骨構造とPC構造の変形量の違いと揺れの違い

鉄骨造は、鉄骨の規格降伏点や弾性係数がコンクリートに比べて高いため、コンクリート構造よりも断面を小さくすることができ、建物全体の重量を軽くできるなどのメリットがある。その反面、剛性が弱くなってしまうため、変形が大きくなってしまふなどのデメリットも存在する。

ここで、鉄骨造とPC造の鉛直荷重によるたわみを比較してみる。設計の基準によって、その

比較する変位量は異なるが、ここでは、一般的な設計を行なったときの場合とした。まず、PC造の場合は、応力度は、建設省告示第1320号の第13・二・イに示される長期許容応力度以内とする。また、同告示の第13・二・ニに示される長期たわみによる変形量までとする。鉄骨造は平成12年建設省告示第1459号による、たわみ量の制限内とするが、このたわみ量で設計された、倉庫の床は、ひび割れが発生して剛性低下が著しい。

検討結果、鉄骨造はPC造に比較して長期荷重に対し10倍以上変形が大きくなることがわかった。この時に、鉄骨造の変形はスパンの1/500程度になっているが合成されたスラブコンクリートには、ひび割れが発生した状態になっている。鉛直荷重については、鉄骨のみで設計されているので、スラブがひび割れても安全上の問題はないが、地震時における鉄骨梁の剛性に影響がでてくる。設計では当然スラブの剛性を考慮して計算を行うのであるが、実際のスラブにはひび割れが多数発生しているので、初めから剛性低下している状態になっている。よって、鉄骨造では、地震時における変形量が大きくなることで、建物に大きな損傷を与えることになる。また、大地震の際に塑性域に入った鉄骨構造部材の変形が原点復帰する事は皆無である。その為、その周囲に取り付けられたALC版や吊り天井などに大きな被害が発生している。

一方、PC構造部材は、コンクリートとPC鋼材は、常に弾性範囲にあって、PC鋼材のプレストレス力によって変形した建物は元の位置に戻る。そのためフレームの変形量が鉄骨造に比べて少なくなる。その為に“揺れ”についても少ないということになる。

以下に、実際に発生した地震のときに、計測された鉄骨造とPC造(PC圧着関節工法)の地震計の記録から“揺れ”についての検証を行う。ここで比較する二つの建物は、埼玉県の同一地区の隣り合う二つの物流倉庫(鉄骨構造とPC圧着関節構造)である。平成24年7月17日に埼玉県北部で発生したマグニチュード5.0の地震において、建物1Fと建物内のラック上部に設置された地震計によって、建物の揺れの状態が記録されていた。

記録からわかるのは、まず鉄骨造とPC圧着関節工法の建物では、1Fで記録された地震力(加速度)に大きな違いがあった。この建物は互いに隣接していること、建設地が岩槻という比較的平坦な地形で地盤による変動が少ないことなどを考慮すれば、建物の構造による応答地震動の差が大きいことが分かる。また、ラック上部の揺れに至っては6倍以上の揺れの違いが地震計によって記録されている。この時、鉄骨造の揺れが大きかった原因として、鉄骨造の建物自体の変形が大きかったために、鉄骨造内のラックに入力する地震動が大きくなって、ブレースが破断していたのである。その結果、ラック内の商品は崩れ落ち、鉄骨造の建物は再使用まで長期の稼働停止を余儀なくされた。一方、PC圧着関節構造内のラックは損傷がなかった事に加え、揺れが小さかった為に商品が落下する事なく地震発生の翌日には、再稼働していた。

以上のことから、同程度の建築規模で建設コストが同程度である鉄骨構造とPC圧着関節構造では、応答地震動及び“揺れ”の違いなどから建物やその他の内装まで、損傷に違いがあることがわかった。その結果、建物の補修費や営業再開までの費用を考慮すると、鉄骨造とPC圧着関節工法の建物では大きな差が生じることが明らかとなった。

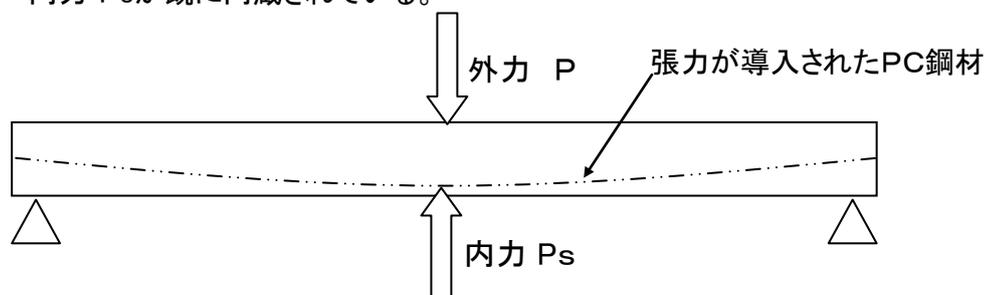
6.1.6 PC構造物の位置付け

PC構造物は耐震構造物である。その中でPC圧着関節工法は、柱と柱及び柱と大梁はPC鋼材によって圧着接合されている。また、大梁自体も内部配置されたPC鋼材によって、コンクリート自体に常に圧縮力が作用している。この圧縮力が内力として存在することで、外力（地震力）などに抵抗して建物の変形“揺れ”を制御することができる。この建物の変形を制御することができる構造物として、3章の3.5で述べた制震の効果も併せ持っている。

この事を纏めると図-6.3のようになる

(1) 梁の場合

プレストレスト・コンクリートは、外力 P に対抗する内力 P_s が既に内蔵されている。



(2) 柱の場合

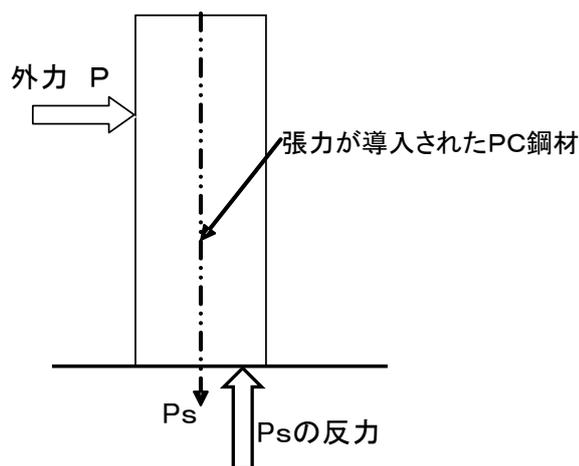


図-6.3 プレストレス力が内力として外力に抵抗する概念図

(1) の梁の場合では、P C 鋼材の偏心配置による緊張力の上向きの内力によって外力に抵抗できる、一方、(2) の柱の場合では、水平外力 P の作用により、断面中央に導入された内力 P_s は断面中心から作用位置が M_p / P_s だけ離れた位置に移動する。ここで、 M_p は外力 P によって柱基部に作用する曲げモーメントである。柱基部の断面中心で曲げモーメントの釣り合いを考えると水平外力 P による柱の転倒モーメントは、内力 P_s による逆向きの曲げモーメントにより転倒を防ぐように作用するのである。P C 圧着関節工法では柱も梁も P C 構造なのでそれぞれの部材は P C 構造の優れた性能を持つ上に、本来は剛な接合部である梁柱接合部にバイリニア復元型の P C 圧着関節工法を採用しているので構造全体が強靱で復元性能に優れたラーメン構造を形成することができるのである。

6.2 P C 圧着関節工法の制震性の基本

P C 圧着関節工法の基本は、P C 構造であり、且つ、パネルゾーンに配置された P C 鋼材量とその鋼材に導入されるプレストレス力に因って、梁と柱の接合の状態を制御している。

本工法は通常の状態、或いは極稀に発生する地震動には、架構全体がフルプレストレスの状態にあり、それ以上の極大地震に遭遇した場合のみに柱、梁の接合部がパーシャルプレストレス接合となる。これが制震効果を生んで構造物に入ってきた地震荷重のエネルギーを変位で対応し、地震力を減少させるのである。

P C 圧着関節工法のエネルギー保有機構を図-6.4 の概念図を用いて考えてみる。図-6.4 の 0 点から C 点は P C 鋼材の有効プレストレス力の範囲を示している。また、C 点から A 点は、P C 鋼材の有効プレストレス力から規格降伏点（弾性範囲）を示している。A 点は、P C 鋼材の規格降伏点（0.2% 永久伸び）である。

この図で $\triangle OAB$ は、P C 部材が持っている固有の潜在的な全保有エネルギーである。C 点から D 点を通して F 点までは、柱と梁の圧着部が目地離間を起こして付着していた P C 鋼材が伸びる。グラウトとの付着が切れて抜け出てくるので徐々に P C 鋼材の張力が上昇していく状態を示している。

ここで、図で示す $\triangle ACD$ が大地震時（震度 7 程度、層間変位量 1/100 程度に下げる為）に本工法が保有可能なエネルギー量（P C 鋼材は弾性変形内）となる。 $\triangle ACD$ は、有効プレストレスの範囲を超えた部分であるため、P C 鋼材の余力の部分である。しかし実際には、P C 部材の変形は C 点から、A 点には向かわずに、C 点から D 点を通して F 点に向かっていくのである。これは P C 鋼材がグラウトとの付着が切れて抜け出していき、張力は余り増加せずに、変形だけが進んでいる状態を示している。このときに、 $\triangle ACD$ と $\square FDBE$ は同断面積となって、 $\square OCFE$ が実際の保有エネルギーでありバイリニアとしての原点への弾性復元力のエンジンとなる。この「弾性エネルギー一定則」は著者の発案である。図-6.5 に目地部の状態を示す。

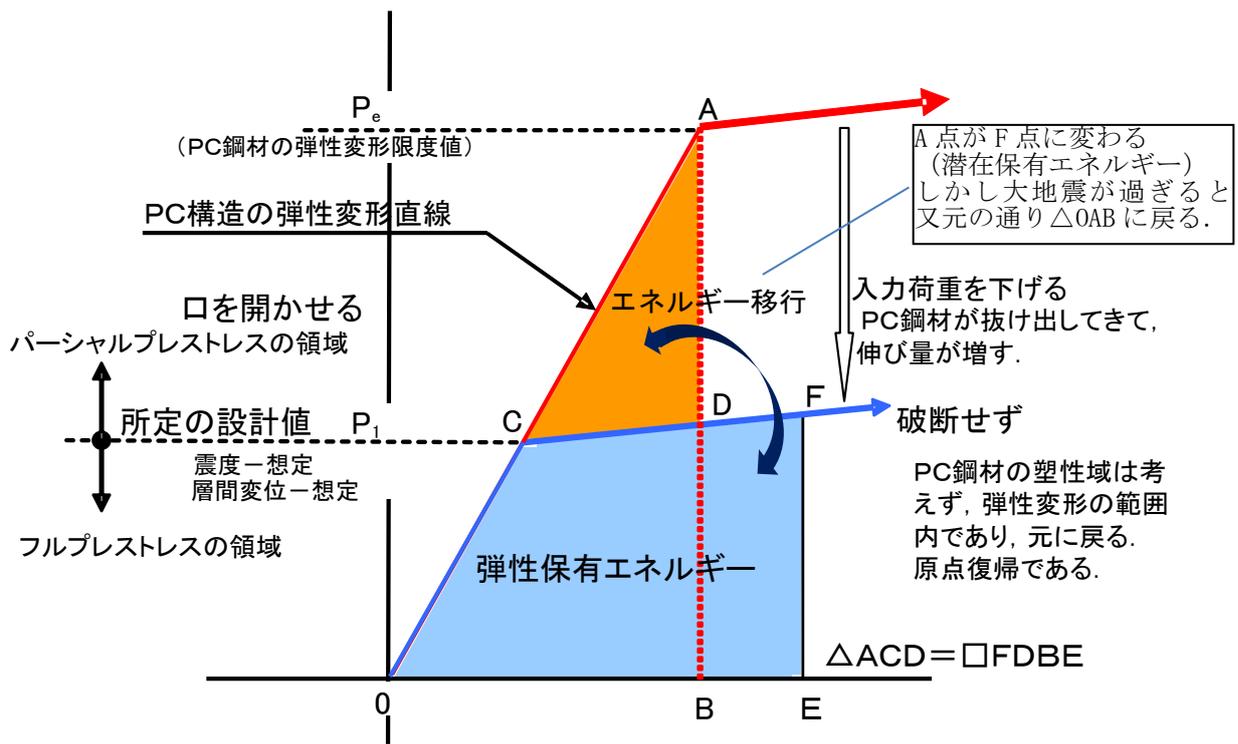
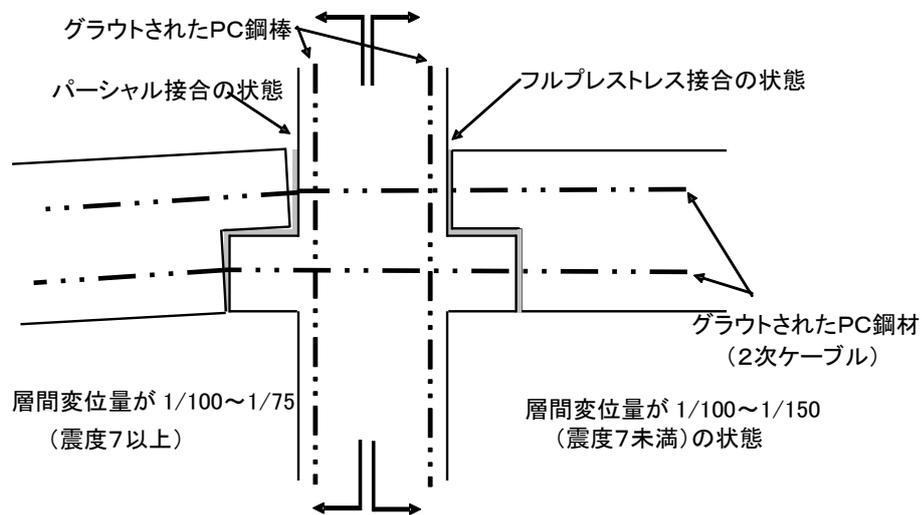


図-6.4 PC圧着関節工法のエネルギー保有機構概念図



- ・ 層間変位量が $1/100 \sim 1/150$ (極稀に発生する地震動) はフルプレストレス接合
- ・ 層間変位量が $1/100 \sim 1/75$ (極大地震) は、パーシャル接合 (目地離間発生)

図-6.5 PC圧着関節工法の目地部の状態

6.3 PC圧着関節理論の実験及び実験結果

PC圧着関節に関する研究は、著者の発意によってこれまでに数多く行われている。その中の一つに、提案するPC圧着関節工法を用いた柱・梁部材関節部での弾性回転の実現検証を行うとともに回転挙動の把握、圧着接合用PC鋼より線の挙動の把握など、今後の設計法の確立のための基礎資料を得ることを目的として行った実験研究がある^{6.1)}。試験体は想定建物の実物大1/3スケールとしたもので、階高、スパン中央で切り出した十字形骨組である。柱・梁をPCa部材とし、エポキシ樹脂塗装を施したPC鋼より線（ケーブル）を梁に貫通させて柱・梁を圧着接合した。試験体数は計3体であり、変動要因はPC鋼より線の配置方法とコーベルの有無である。Case1は柱にコーベルが有り、PC鋼より線上段4本、下段2本を用いて梁と柱を圧着接合している。Case2は柱にコーベルが無いタイプであり、他の条件はCase1と同様である。Case3は柱にコーベルが有り、PC鋼より線上下段3本を用いて圧着接合した試験体である。すべての試験体で定着導入力は等しくなるように設定している。

加力試験を行なった結果を下記に示す。

最終的に層間変形角 $R=1/25\text{rad}$ まで載荷したが、PC鋼より線の定着導入力を規格降伏強度の50%としたPC圧着関節工法では、残留変形が極めて小さく、部材一般部への損傷を生じさせずに損傷は圧着部付近のみに損傷を留めることができた。残留層間変形は、 $R=1/50\text{rad}$ 時までは $1/1000\text{rad}$ 程度であり、非常に高い復元性が示された。

柱にコーベルがある場合（Case1, Case3）は、梁は柱に対して鉛直方向下側にずれることはなかったが、コーベルがない場合（Case2）においては、梁は柱に対して鉛直方向下側にずれており最終的には 0.8mm 程度までずれた。実際には梁にはスラブがついており、相対鉛直ずれ量はより大きくなると考えられる。また、柱にコーベルがあることによる弾性回転への影響はなく、回転中心位置は圧縮縁付近であった。

圧着関節部離間を許容することによって、層間変形角 $R=1/66\text{rad}$ 以降は圧着部回転角の層間変形角に占める割合が大きく、圧着関節部の回転を把握することにより層間変形角を予測することができた。

圧着関節架構の力学的挙動に及ぼす床スラブの影響についての研究^{6.2)}の結果からは、床スラブが付いた場合でも残留変形を床スラブの無い試験体とほぼ同等に抑制できること、アンボンドPC鋼棒を用いて床スラブにプレストレスを導入した場合は、梁圧着面および床危険断面にひび割れを集中させることができ損傷抑制に優れる、などが確認された。

圧着関節部のPC鋼材の付着応力度—ひずみ度分布モデルの提案^{6.3)}、そのモデルを用いた圧着部繰り返し履歴モデルの提案^{6.4)}および履歴モデルを架構に適用したせん断力—層間変位履歴の解析^{6.5)}、などの解析面からの検討も行っている。

本工法では柱脚部も圧着されており、その柱脚部の挙動が架構に与える影響、関節形成順序に代表される不静定構造物としての挙動、損傷抑制効果について調べることを目的として、実験・

解析の両面から研究^{6.6)}され、柱脚圧着部に弾性回転が形成され残留変形の小さい原点指向型の復元力特性を有すること、圧着面の離間を表現する FEM 解析により実験値の包絡線および鋼材のひずみ分布を再現できること、などが確認された。

設計法確立のため、コーベルのせん断耐力とその配筋に関する研究^{6.7), 6.8)}などが平行して行なわれ、これまでの研究結果を基に P C 圧着関節工法の設計指針を作成し第三者機関から性能評価・評定を取得した^{6.9)}。

また、P C 圧着関節架構と同形状・同梁曲げ耐力を有する R C 造の比較実験^{6.10)}から得られた層せん断力—層間変形角関係を図-6.6 に、柱・梁接合部の究極時（層間変形角 $R=1/25\text{rad}$ ）の損傷比較を写真-6.1 に示す。極めて大きな層間変形角時においても P C 圧着関節工法での損傷個所は、コーベル部に限定され構造体に大きな損傷は生じていない。一方、R C 構造では接合部の柱の損傷が大きく広範囲に渡っており、補修も困難になると思われる。

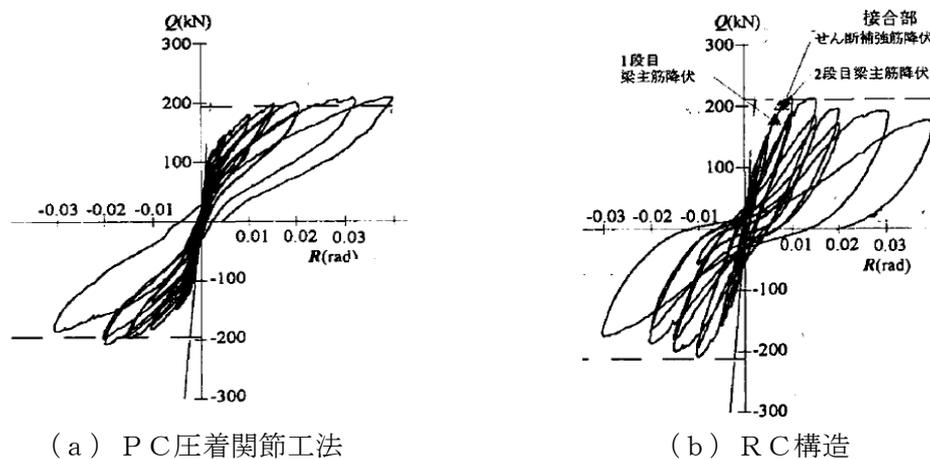


図-6.6 層せん断力—層間変形角関係

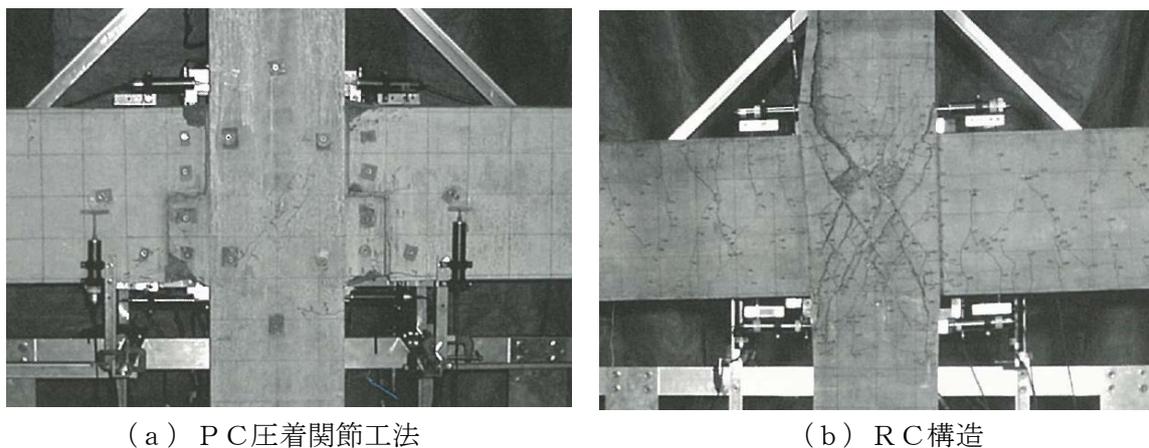


写真-6.1 柱・梁接合部の終局時（層間変形角 $R=1/25\text{rad}$ ）の損傷

これまでの実験結果からRC構造とPC圧着関節工法に拠る構造を比較すると下記の通りとなる。

- ① RC構造は、パネルゾーンにひび割れが生じて崩壊につながる。
- ② RC構造は、エネルギー吸収を鉄筋の塑性変形が受け持つことが示された。
- ③ RC構造の場合は、荷重が過ぎ去っても開いてしまったひび割れは閉じることはなく原点復帰をしない。
- ④ 一方、PC圧着関節工法に拠る構造はパネルゾーンに損傷を与えないことが確認された。PC圧着関節工法に拠る構造は、コーベル上の目地部分をパーシャルプレストレスとしているために究極状態でも耐力を保ち、かつ、復元性も保持していることが確認された。
- ⑤ PC圧着関節工法によるラーメン構造は、PC鋼材が弾性変形内にあるために正負繰り返し荷重を多数回受けても荷重が除かれれば元の通りに開いた隙間は閉じ、原点復帰をすることが確認された。

6.4 PC圧着関節工法の卓越性

6.4.1 ラーメン構造としての機能保持性

PC圧着関節工法は梁や柱がPC構造であることにより、部材は基本的に全断面を有効とする剛性を持ち、変形時にラーメンとしての剛性が保たれる。RC構造では基本的にコンクリートにひび割れを許すので断面剛性はコンクリートの圧縮側のみであり、変形が大きくなるとラーメンとしての剛性が低下する。鉄骨構造は、本質的に剛性が小さいのでブレースや、耐震壁で剛性を確保することが多い。しかしながら、ブレースや耐震壁で剛性をたかめることは、ラーメン構造の曲げ剛性を高めるのではなく、せん断剛性を高めることになるのでラーメンとしての機能が減少し、構造全体を剛構造に近い物に移行させることになる。その結果、水平力が作用するとラーメンの柱に作用する軸力が大いに变化してラーメン端部の柱に集中することになる。従って、不用意にブレースや耐震壁によって補強するとラーメン端部の柱の軸力が大幅に増加して危険となるのである。

PC圧着関節工法は、構造体のラーメンの機能を確保しながら耐震性を格段に高めることができるのであり、この点からも決定的に卓越した耐震技術なのである。

6.4.2 持続的供用に関する卓越性

ある程度の大地震時には、フルプレストレスの状態にあるPC構造が保有する有効プレストレス力によって対応・制御される。柱と大梁の圧着部は、目地離間を起こさずにフルプレストレスの状態を保っている。圧着部を圧着しているPC鋼材（パネルゾーンを貫通するように配置されたPC鋼線とPC鋼棒）は、配線シース内をグラウトによって充填されている。各PC鋼材は定着具、アンカープレートを介してプレストレス力（PC鋼材の張力をコンクリートの圧縮力とし

て) をコンクリートに伝播している。

また、PC鋼材をグラウチングして、それが硬化した以降は、有効プレストレス力を超える荷重が作用すると、各PC鋼材は、シース内のグラウトとの付着を介してコンクリート内部に応力を伝播していることになる。

PC圧着関節工法が極大地震(震度7程度以上、層間変位量1/100程度以上)に遭遇した場合、付着をしていたPC鋼材の抜け出し効果やPC鋼材の伸びに因ってエネルギーを変位成分に移行させる。このとき、柱と梁の接合面付近のPC鋼材を人為的に抜け出し易くすると、一層効果が上がる良い方法と考えられる。

図-6.4で示すようにC点以降、PC鋼材は余力を十分に持たすことで、地震などによる外力による変形で弾性の状態であり、塑性変形することはない。PC圧着関節工法が極大地震(層間変位量1/100超)に遭遇した場合、柱と梁の圧着部(構造目地部分)は、目地離間がおこるようにする。目地離間が起きると、PC鋼材はグラウトとの付着が切れて、伸びて抜け出てくる。この抜け出しが荷重の上昇を抑え、塑性変形を対象とした「エネルギー一定則」と同類で著者が発案した「弾性エネルギー一定則」から地震動のエネルギーを荷重増大から変位増大に移行し構造全体の制震性を向上させるのである。ここで重要なことは全てを弾性範囲内で行うため地震動が過ぎ去れば構造物は元の状態(原点)に復帰するのである。

著者は、PC圧着関節工法の持つ優れた耐震性能を、釣竿理論と関節理論の二つでわかり易く説明することにしてている。ここで釣竿理論とは、ハリスが切れて竿や道糸を守るフェールセーフ機能を表わすものであり、関節理論は人体の関節の機能を表わすものである。

この耐震性能を地震の規模によって、部材の部位ごとに損傷状況を纏めたものを表-6.1に示す。

表-6.1 PC圧着関節工法の各部位の状態

地震の大きさ	層間変形角	PC圧着関節工法の各部位の状態
Moderate 地震	1/100	部材はフルプレストレス 目地部分はフルプレストレス
Severe 地震	1/75	部材はフルプレストレス 目地部分はパーシャルプレストレス
Maximum Credible 地震	1/50	目地部分のみ一部離間する. PC二次ケーブルは弾性範囲内 柱は健全 大梁は、コーベル上に健全
それ以上の地震	1/12.5	梁の目地部はコーベル上で離間する. 柱は健全 大梁は、PC二次ケーブルでコーベル上で連結して載っていて落下しない. 人命に損傷はない.

他の工法（RC造やSRC造など）は、これらの地震時には大梁部分の鉄筋が降伏してさらにコンクリートが圧壊してエネルギー吸収しようとするのに対して、PC圧着関節工法の場合は、コーベル部分の目地モルタルの上縁、下縁部分が離間を起こすのみで、大梁がコーベルの上で回転を起こすことで、地震動による応答を制震的に対応しているのである。

6.4.3 コーベルの卓越した機能

柱に取り付けたコーベルは、架設時にプレキャスト梁を建て込んで設置するとき必須の存在であり、これによって施工の大幅な合理化が図れること、および地震時の柱梁接合部における繰返し変形作用による梁の滑り落ちを確実に防止する機能を持つこと、の二点に関しては6章の6.1で述べたとおりである。これらに加え、コーベルは次のような優れた機能を保有できるのである。

すなわち、PC圧着関節工法において、接合部が離間する前まではコーベルの上に載せられた梁と一体になっているので梁部材の一部として梁の剛性に寄与しているのである。つまり、コーベルは柱に取り付けられていながら梁断面の一部としてラーメン構造を形成しているのである。次

いで、大地震によって接合部に離間が生じてくるときには、コーベルは柱の断面の一部として梁から伝達される梁の荷重をコーベル部分で受けることにより柱梁接合部のパネルゾーンへ滑らかに荷重を伝達できるのでパネル部分の健全性の保持に寄与するのである。中柱の場合、コーベルは柱の全側面に存在するので接合部の柱部分は周囲のコーベルによって強固になっており柱の安全性が高められているのである。

以上に述べたとおり、コーベルは架設の合理化と梁の滑り落ちを防止することに加え、梁柱接合部の構造的な安全度の向上に寄与する卓越した機能を保有しているのである。

6.5 袖壁によるラーメン構造の剛性増加

PC圧着関節工法の高層系の建物、或いは、免震構造で建物に一定の硬さが必要な建物に於いて、柱部材と一体化された袖壁を設置する。この壁は上下の梁にPC鋼棒で緊結する事も、緊結させない事も施工上どちらも可能である。壁の設置場所と耐力は必要に応じて設計段階で検討して決定をすれば良い。

袖壁を上下の梁と緊結すれば建物全体の剛性は飛躍的に向上する。一方、上下の梁とは緊結せずに上下の構造目地に高強度無収縮モルタルのみを充填し、所定の強度を発生させると建物に発生する層間変位角の抑制、建物の制振性に大きな効果がある。この場合、塑性変形は構造目地に集中し、構造本体の柱・梁部材にダメージを与える事はない。塑性変形（ひび割れ）が発生した構造目地は、震災後にその部分だけを補修すれば建物の健全性は保たれる。

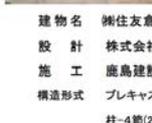
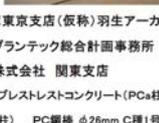
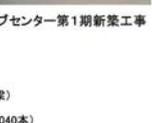
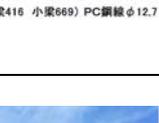
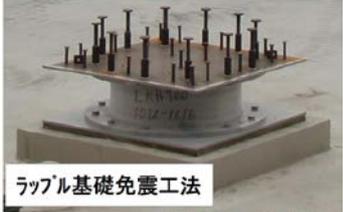
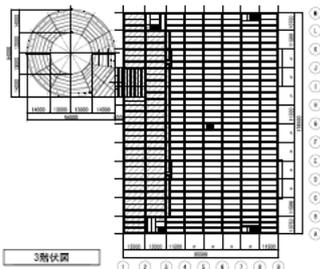
この袖壁は画期的な技術である。PC袖壁は、通常の耐震壁が壁全体で塑性変形をしてエネルギーを吸収させる、或いは、層間変位角を抑制させるのでは無く、三軸方向に圧縮力を加えているPC圧着関節工法の復元力特性を活用して、塑性変形の場所を特定し、集中させる事で被害を最小限に抑える事の出来る工法である。この工法は既にPC圧着関節工法で建てられた建築物に数多く採用されており、安定した性能を確保している。

6.6 圧着関節部の高性能目地モルタル開発

PC圧着関節工法におけるプレキャスト材の接合部には高品質の目地材による堅牢な接合が必須である。著者は高強度・無収縮目地モルタル材を開発、実用化した。この目地材は初期強度発現性が非常に高く、流動性に優れており、ノン・ブリージングで無収縮の高強度プレキャストコンクリート用の目地材である。 10^{-9}m の超微粒子の分散剤を使用し、「大きな分散性」、「安定した流動性保持力」、および「すぐれた早硬性」によって、目地モルタルの性能を飛躍的に高めた。なお、 10^{-9}m の超微粒子は万有引力でも空中で落下しない特性を持っている。

6.7 PC圧着関節工法の施工例

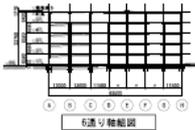
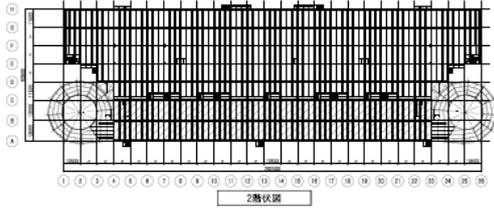
PC圧着関節工法で施工された建築物の例を以下に示す。

 <p>柱脚アンカー取付</p>    <p>地組梁 配線</p>    <p>PC部材の取置き</p>    <p>柱の取付(建て起こし)</p>    <p>柱の取付</p> <p>建物名 神住友倉庫東京支店(仮称)羽生アーカイブセンター第1期新築工事 設計 株式会社プランテック総合計画事務所 施工 鹿島建設株式会社 関東支店 構造形式 プレキャストプレストレストコンクリート(PCa柱・梁) 柱=4節(240柱) PC鋼棒 φ26mm C種1号(2040本) 梁=4層(大梁416 小梁669) PC鋼線φ12.7(9807-プル)</p>	   <p>柱の取付</p> <p>ラッブル基礎免震工法</p>   <p>目地もみり</p> <p>建物名 西東京ケアセンター</p> <p>設計 株式会社 雄 建築事務所</p> <p>施工 株式会社 フジタ 東京支店</p> <p>構造形式 ラッブル基礎免震工法 + PC圧着関節工法</p> <p>建築面積= 2,008.9㎡ 述べ床面積= 8,159.63㎡ 5階建て</p> <p>一般部分 (PC柱=□850×850 PC鋼棒4本-32φ 大梁□ 650×850 L=13,400~6,600)</p> <p>梁の突張</p> 
 <p>東南面</p>  <p>柱の取付</p>  <p>南西面</p>  <p>梁端PCの取付</p>  <p>梁端PCの取付</p> <p>建物名 東京青梅病院 東病棟 設計 株式会社 雄 建築事務所 施工 関東建設工業 株式会社 東京支店 構造形式 PC圧着関節工法 + 梁端PC 柱=□900 PC鋼棒 4本-32φ 桁梁=4C-8本×12.7φ 2λ×長=700×800 片端=PC鋼棒=4C×40φ +中央H=鋼700×300×24×13 片端=4C-8本×12.7φ</p>	<h3>免震+PC圧着関節工法による物流倉庫</h3>  <p>Dプロジェクト三層</p>  <p>3階状況図</p>  <p>K通り軸組図</p>    <p>施工主: 天和ハウス工業株式会社 設計: 天和ハウス工業株式会社 監理: 天和ハウス工業株式会社 元請: 佐藤工業株式会社 構造形式: 免震+PC圧着関節工法(セモ圧着) 総床面積: 15349.70㎡ 延床面積: 73208.47㎡ 階数: 地上5階 建設地: 埼玉県 三郷市</p>

免震+PC圧着関節工法による物流倉庫



Dプロジェクト相模原物流センター

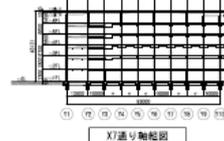
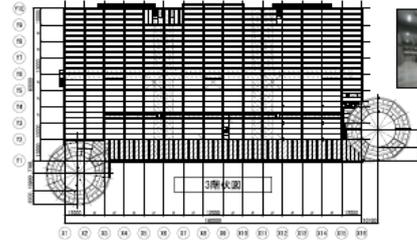


施主：大和ハウス工業株式会社
 設計：大和ハウス工業株式会社
 監理：大和ハウス工業株式会社
 元請：株式会社 建研館
 構造形式：免震+PC圧着関節工法(セミ圧着)
 建築面積：21209.69㎡
 延床面積：102817.66㎡
 階数：地上5階
 建設地：神奈川県 相模原市

免震+PC圧着関節工法による物流倉庫



GLP厚木プロジェクト

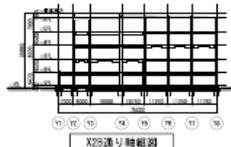
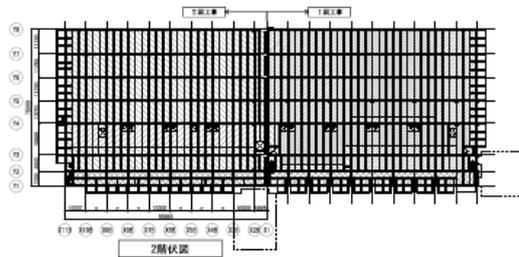


施主：厚木ロジスティック特定目的会社
 設計監理：(株)大和第一建設(株)事務所
 元請：株式会社 大和組
 構造形式：免震+PC圧着関節工法(セミ圧着)
 建築面積：18509.92㎡
 延床面積：106838.05㎡
 階数：地上6階
 建設地：神奈川県 厚木市 厚木町

免震+PC圧着関節工法による物流倉庫



(株)ニチレイ・ロジスティクス関東 東期倉庫センター

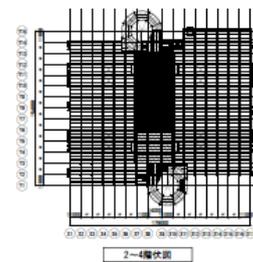


施主：株式会社ニチレイロジグループ本社
 設計：東洋建設工業株式会社
 監理：東洋建設工業株式会社
 元請：東洋建設工業株式会社
 構造形式：免震+PC圧着関節工法
 建築面積：18297.11㎡
 延床面積：70968.70㎡
 階数：地上5階
 建設地：神奈川県 川崎市

免震+PC圧着関節工法による物流施設



GLP産房プロジェクト

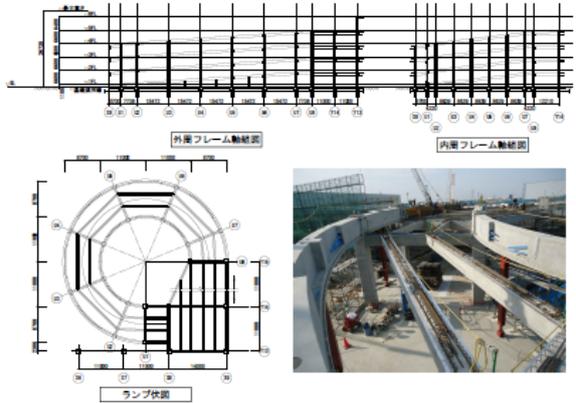


施主：グローバルロジスティック・ソリューションズ(株)
 設計：東洋建設株式会社
 監理：宇目イトー・マツPRR株式会社
 元請：東洋建設株式会社
 構造形式：免震+PC圧着関節工法
 建築面積：27382.41㎡
 延床面積：131826.06㎡
 階数：地上5階
 建設地：神奈川県 彦根市

免震+PC圧着関節工法によるランプ



GLP産蘭プロジェクト ランプ



免震+PC圧着関節工法による物流施設



第一倉庫冷蔵株式会社 岩槻物流センター

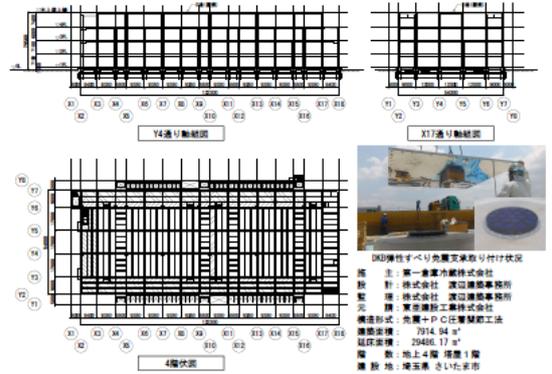
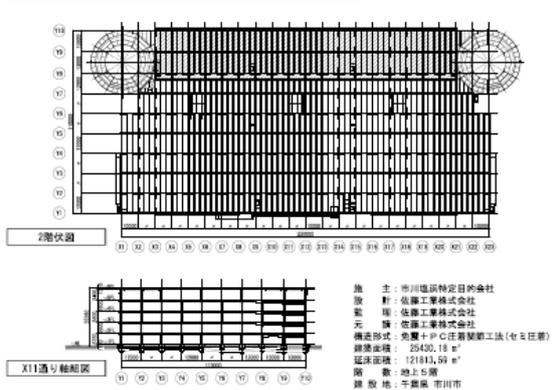


図30弾性すべり免震式採用の付け状況
 施主：第一倉庫冷蔵株式会社
 設計：株式会社 渡辺建設事務所
 監理：株式会社 渡辺建設事務所
 元請：東京建設工業株式会社
 構造形式：免震+PC圧着関節工法
 建築面積：7914.94㎡
 延床面積：29486.17㎡
 階数：地上4階 埋置1層
 建設地：埼玉県、さいたま市

免震+PC圧着関節工法による物流倉庫



GLP市川塩浜プロジェクト

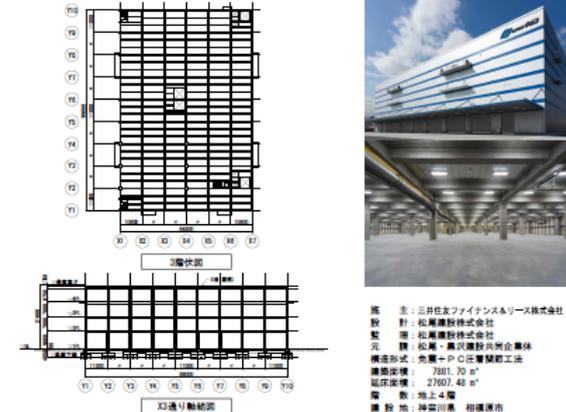


施主：市川塩浜特設目的会社
 設計：佐藤工業株式会社
 監理：佐藤工業株式会社
 元請：佐藤工業株式会社
 構造形式：免震+PC圧着関節工法(セル圧着)
 建築面積：29400.18㎡
 延床面積：121813.99㎡
 階数：地上5階
 建設地：千葉県、市川市

免震+PC圧着関節工法による物流施設



ギオン新姫路物流センター

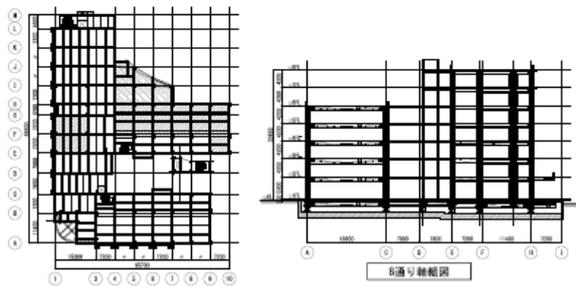


施主：三井住友ファイナンス&リース株式会社
 設計：松尾建設株式会社
 監理：松尾建設株式会社
 元請：松尾、東京建設共同企業体
 構造形式：免震+PC圧着関節工法
 建築面積：7881.70㎡
 延床面積：27607.48㎡
 階数：地上4階
 建設地：神奈川県、相模原市

免震+PC圧着関節工法による教育・研究施設



東北大学（盛岡）メディカル・メガバンク等拠点

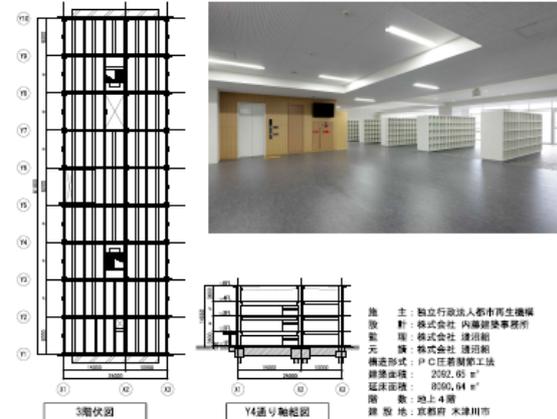


施主：東北大学
 設計：株式会社 梓設計
 監理：東北大学 緑本前
 元請：株式会社 緑本前
 構造形式：免震+PC圧着関節工法
 建築面積：4470.76㎡
 延床面積：23070.28㎡
 階数：地上7階
 建設地：宮城県 仙台市

PC圧着関節工法による教育施設



木津川市立木津中学校

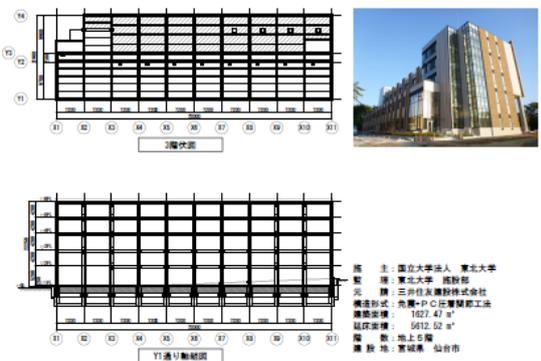


施主：独立行政法人都市再生機構
 設計：株式会社 内藤建設事務所
 監理：株式会社 達洋組
 元請：株式会社 達洋組
 構造形式：PC圧着関節工法
 建築面積：2592.95㎡
 延床面積：8500.04㎡
 階数：地上4階
 建設地：京都府 木津川市

免震+PC圧着関節工法による教育・研究施設



東北大学（青葉山3）レアメタル・グリーンイノベーション研究開発拠点施設

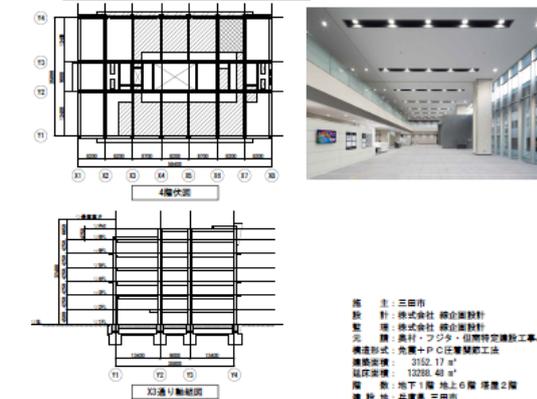


施主：国立大学法人 東北大学
 監理：東北大学 院設計
 元請：三井住友建設株式会社
 構造形式：免震+PC圧着関節工法
 建築面積：1821.47㎡
 延床面積：6612.52㎡
 階数：地上5階
 建設地：宮城県 仙台市

免震+PC圧着関節工法による公共施設



三田市新庁舎

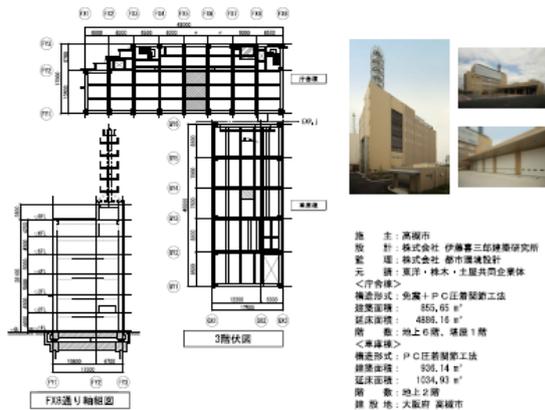


施主：三田市
 設計：株式会社 総合建築設計
 監理：株式会社 総合建築設計
 元請：奥村・フジタ・信隆特定建設工事JV
 構造形式：免震+PC圧着関節工法
 建築面積：3152.17㎡
 延床面積：12280.48㎡
 階数：地下1階 地上6階 理療2階
 建設地：兵庫県 三田市

免震+PC圧着関節工法による消防庁舎



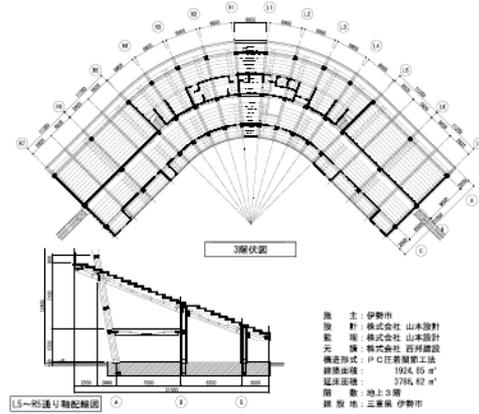
高槻市消防本庁舎



PC圧着関節工法によるスポーツ施設



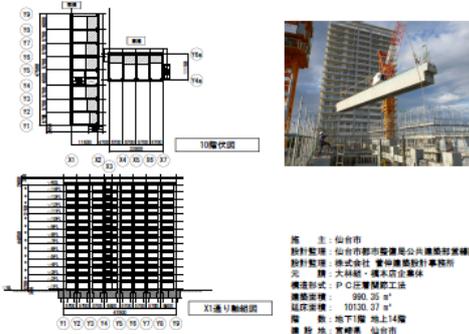
倉山公園野球場メインスタンド



PC圧着関節工法による集合住宅



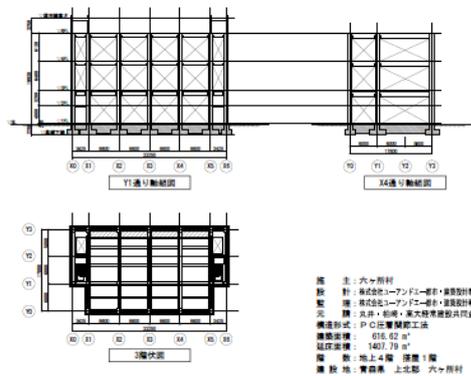
仙台市通町復興公営住宅



PC圧着関節工法による製水施設



泊地区製水・貯水施設



6章の参考文献

- 6.1) 中野, 田邊, 松崎, 和田, 坂田, 久保山, 杉山, 池澤: P C圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集 第 576 号, pp125~132, 2004 年 2 月
- 6.2) 坂田, 坂上, 加藤, 和田, 松崎: P C圧着関節工法を用いた十字形骨組の力学的挙動に対する床スラブの影響, 日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 649 号, pp635~642, 2010 年 3 月
- 6.3) 松崎, 池澤, 坂田, 杉山, 和田, 中野: エポキシ防錆被覆された P C鋼より線とセメントグラウトの付着性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集 第 600 号, pp163~169, 2006 年 2 月
- 6.4) 坂上, 瀬戸, 坂田, 松崎: P C圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp529~534, 2008 年
- 6.5) 坂田, 陶山, 黒沢亮太郎, 和田, 松崎: 繰返し荷重を受ける P C圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字形架構の解析, 日本建築学会構造系論文集 第 79 巻 第 695 号, pp137~143, 2014 年 1 月
- 6.6) 坂田, 中井, 杉山, 和田, 松崎: P C圧着関節工法を用いた土形架構の力学的挙動に関する研究: 日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 624 号, pp307~315, 2008 年 2 月
- 6.7) 黒沢亮太郎, 稲生, 百武, 白石, 高木: コーベル式 P C圧着接合部のせん断耐力に関する実験的研究 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演概要集 (北海道), pp935~940, 2004 年 8 月
- 6.8) 黒沢亮太郎, 稲生, 百武, 白石, 大森, 高木: コーベル式 P C圧着接合部耐力における梁端部配筋に関する実験的研究 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演概要集 (近畿), pp779~784, 2005 年 9 月
- 6.9) 一般財団法人ベターリビング: 「K T B・P C圧着関節工法設計指針 (変更)」 評定報告書, 評定 CBL RC004-12 号, 2012 年 12 月
- 6.10) 坂田, 久保山, 杉山, 池澤, 和田, 松崎, 町田, 中野: P C圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集 第 588 号, pp141~147, 2005 年 2 月

第7章

プレストレス技術の知的権利の意義

7.1 技術開発と知的権利

プレストレストに関わる基礎的素材の開発と工法を開発を創業以来、継続して実施してきた。技術の先進性、安定性、継続性は、収益とリスクに直結する。技術開発とは、先進的な発想と開発に関わる真摯な対応、そして品質の維持管理が不可欠である。また、問題意識を常に持ち続ける事が技術開発に直結する。

素材の開発は工法の改善に繋がり、リスクの軽減にも繋がる。収益の追及は、品質の低下に直結する。高い品質を維持しながら収益を求める事が大切である。また、著者は技術開発に当たってプレストレストの本義である圧縮材（コンクリート）の性能を引き出す事を常に念頭に置いている。目先の費用対効果を求めるより良質で潜在的な力を持った構造物を供給する事が大切であり、この為の技術開発である。技術開発に当たって、重要な要素の見間違い、見落としもある。これは後の後悔先に立たずではあるが、この事の是正も開発の動機に成り得るものである。

PC構造は、本邦への導入当初から常に特許と表裏一体の工法であった。素材、工法ともに特許に守られ発展をして来た。但し、最も優れた技術、適正な価格の技術がシェアを席巻する訳ではない。そこには常に供給する側とされる側の力関係が存在する。結果としてエンドユーザーが最上の製品を適切な価格で受け取れないと言う事になる。

著者が黒沢建設を設立から50年が経過した。昭和50年より著者は積極的に特許の出願を開始し、出願件数510件、取得件数347件、内132件が現時点で有効である。また、海外に於ける特許も出願件数130件、取得件数77件、内52件が現時点で有効である。近年は設計法に関わる構造性能評価書を積極的に取得して当社の権利確保に努めている。当社が長年に渡り構築して来た設計法と実績によって任意評定ではあるが構造性能評価書を取得できた事は、特許とは違い継続性を持つと言う意味で有効である。日本の風土、特に建築業界は特許に関わる権利意識が希薄である。特許を取得し、これを事業として成立させ、継続させる事に対する正当な対価は支払われるべきであり、権利も保証されるべきである。

7. 2 2段階設計法の知的権利の例

7.2.1 2段階設計法の概要

PC圧着関節工法の基本はラーメン構造である。柱部材と梁部材は、高強度プレキャスト・PC部材である。柱部材にコーベルを設け、その上に梁部材を架設する。圧着目地を設け、梁に配置してパネルゾーン（柱梁接合部）に貫通する2次ケーブルによって柱と梁を圧着接合して一体化させるPC構造である。2次ケーブルを緊張定着させた後にグラウトを充填して付着させる。PC鋼材の緊張力を制御し、所定の地震荷重設計値までは、フルプレストレスの接合状態にして、全ての構造部材の損傷を許さない。これを1段階目として線形弾性設計を行う。

所定の地震荷重設計値を超える極大地震に遭遇した場合には、柱梁の圧着接合部（圧着目地部）がパーシャルプレストレス接合の状態になり、圧着目地が口を開いて離間して回転し、圧着目地付近において所要の長さ範囲でPC鋼材と付着させたグラウトとの付着が切れるように設計する。付着が切れたPC鋼材の抜け出しによってPC鋼材の伸び量を増やして地震エネルギーを吸収させる。この状態に於いてもPC鋼材（2次ケーブル）にかかる張力がほとんど上がらずにPC鋼材は弾性範囲を保たれる。これにより、主要構造部材（柱、梁、パネルゾーン）の損傷をしない。これを2段階目の非線形弾性設計としている。この一連の設計を二段階設計法としている。

この2段階設計法で設計された供試体で加力実験を行い、 $P-\delta$ 効果を観察すると、正加力では、恰もRC構造物と同様の挙動をしめす。しかし、正加力を止めると構造体に配された弾性範囲内に有るPC鋼材（2次ケーブル）の働きで原点近くまで復帰する。極めて残留ひずみ、塑性変形の少ない構造物であるPC圧着関節工法を活用した非線形弾性設計法である。

前述で述べている所定の地震荷重設計値は現時点の建築基準法を鑑み、震度6弱を目途としている。また、地震荷重設計値を超える極大地震は震度6強を想定している。これらの二つの設定震度は建築基準法の基準の見直し、或いは、施主の要望に因って如何様にも対応する事が可能な設計法でもある。なお、知的権利は震度6弱より超えた部分は全て含む事になっている。

更に、柱部材のコーベルの上に梁部材が有る事と2次ケーブルにはPC鋼材量を増加して緊張時に規格降伏荷重の40%~60%程度になるようなPC鋼材を配置する事で成立する設計法でもある。また、この考え方は、柱部材と柱脚部材の間にも圧着目地を設ける事でこの部分でも適用する事が出来る。著者が指導して施工するPC圧着関節工法では、フーチングを含む上部躯体の全ては、常時、圧縮域にある。

7.2.2 本設計を考案した背景

(1) 従来のPC構造の問題点

本設計は、PC構造の耐震設計法である。PC構造とは、高強度のプレキャスト・プレストレスコンクリート（PCaPC）部材同士（柱・梁）をPC鋼材でPC圧着接合した構造物であ

る。

従来のRC構造が安価で剛性が高く居住性に優れることにより、集合住宅や事務所等の建物に多く使用されている。他方、PC構造は、予めコンクリート部材断面にプレストレスを与え、想定される荷重に対して抵抗できるようにし、大スパンの梁または大荷重を支える梁と柱を持つ建物に適用される事が多い。また、RC構造に比べて高度の復元性を有するために、地震に対して所要の健全性を保つことができる構造である。

1960年の建設省告示第223号から現在に至るまでPC造は、RC造、S造と比較して荷重条件（地震係数の1.5倍の割り増し）が厳しく設定されている。この割り増し係数が設定された理由として「PC造は復元力特性に富み、外力による構造体のエネルギー吸収量が極端に小さい。だから、短期許容応力度計算で地震力の割り増し係数1.5が必要である」とされてきた。これはPC造の復元力特性をマイナス要素として捉え、外力は構造体が塑性変形する事でしかエネルギーが吸収されないという考え方であり、建築PC造は本邦導入当初から厳しい条件の下で発展して来た技術なのである。

従来のPC構造は、柱部にコーベルが無く、プレキャストコンクリート柱と、プレキャストコンクリート梁との接合部において、地震時の荷重に対し梁の上下に配置した鉄筋が大きな変形を負担し、大きな変形エネルギーを吸収するとし、柱と梁の接合部の中立軸に近い位置に配設したプレストレスを導入するPC鋼材は鉄筋に比べて変形も小さく、地震時におけるダメージが少なく安全であるとしているが、従来のRC設計と同様に、鉄筋の塑性変形によってエネルギーを吸収するから、地震後鉄筋の残留変形が大きく修復できないという問題点を有している。

また、従来のPC構造の2次ケーブルの張力はPC鋼材の規格降伏荷重の80%程度である。この張力では繰り返しの地震力によって、柱との接合部で下方への滑りが生じて、PC鋼材が破断して構造物が崩壊に至る危険性が非常に大きいという問題がある。

（2）社会的な背景

現行の耐震設計基準は震度5強程度で構造体の損傷を許容し、生命の安全性を確保した設計を行い、それ以上の地震力は想定していない。震度6を越える巨大地震時に、RC造やS造及びSRC造等の建物が崩壊し、または大きく変形する（層間変形角1/100以上の塑性変形）と共に損傷し、地震後残留変形が残ったままで修復できないという被害が多く発生した。

特に、日本は地震大国であり、何時大震災が起こっても不思議の無い国土である。そのような国土で地震時にRC造またはS造を「塑性設計」によって鉄筋と鉄骨を塑性域まで利用して設計を行って建物を建築する現設計法は、国情に相応しい設計法とは言えない。また、RC構造の基本である塑性変形によるエネルギー吸収理論に基づいて設計した建物は、パネルゾーンの塑性変形によって地震のエネルギーを吸収し、結果的にパネルゾーンがせん断破壊し地震動による損傷及び残留変形が大きく地震後の修復ができないという問題がある。要するに、従来の設計法によるRCラーメン構造においては、大地震時の破壊は、パネルゾーン（柱梁接合部）であると決ま

っているから、パネルゾーンのせん断破壊によって構造全体が柱先行破壊型となる。

いずれにしても、従来のPC構造において、部材断面に配置されたPC鋼材の緊張導入力は、定着完了時では該PC鋼材の規格降伏荷重（ P_y ）の80%としている。地震に対する現行の耐震設計法ではRC構造と同じように最大設計荷重時ではPC鋼材の降伏を許容している。結果として、常時荷重時にPC鋼材に保有している余力があまりないから、最大設計値時にPC鋼材が降伏して塑性変形してしまい、PC構造の優れている復元性が失われ、構築部材の変形を戻す力がなくなって地震後には残留変形が残っているため、発生したひび割れを閉じることができずにひび割れが経時に大きく進行し、構造躯体に悪影響を与えて使用寿命が大幅に減少する。また、RC構造等と同じように「塑性設計」を利用するからパネルゾーンの変形で地震エネルギーを吸収することを許容しているため、やはり大地震時にはパネルゾーン（柱梁接合部）でのせん断破壊は避けられない。さらに、耐震設計レベルを超える震度6以上の巨大地震時に、柱と梁の圧着接合部において、梁を支えるコーベルがないために梁が下方へ滑り出してPC鋼材が先行破断し、構築部材の破損と共に梁のせん断破壊が発生し建物が崩壊に至る危険性がある。また、RC構造より荷重変形曲線のループの面積が小さく、構築物の塑性変形によるエネルギー消費の少ない履歴特性を示すことが問題となり大地震に対して望ましい構造ではない。

著者は、従来のPC構造に関する耐震性能に係る様々な問題を解決するため、昭和62年以来、耐震性能に優れている建物を造るために長年を経て研究開発すると共に、著者の発想に基づく種々の実験により検証されたPC圧着関節工法を確立した。著者が目指している耐震性能に優れる建物とは、大地震時に主要構築部材が、損傷しないということが大前提である。さらに大地震が終わってもその後の余震などにも健全な状態であり、かつ、建物としての機能を損なうことなく、継続的に使用できる建築物のことである。

現行の耐震設計基準より耐震設計レベルを大幅にアップさせ、震度6強を超える極大地震に対しても、弾性設計を基本とする新規なPC圧着関節工法によるPC構造の耐震設計法（以下本設計法という）を提供することを目的とした。

（3）課題を解決するための手段

上記の目的を達成するための具体的手段として、基礎から柱と梁とで複数階構築される建物のラーメン構造とし、柱と梁は、高強度プレキャストPC部材とし、柱部材にコーベルを設け、その上に梁を載せて圧着目地を設け、梁に配置してパネルゾーン（柱梁接合部）に貫通する2次ケーブルによって柱と梁を圧着接合して一体化とするPC構造の耐震設計法である。2次ケーブルは緊張定着後にグラウトを充填して付着させる。柱梁の圧着接合部（圧着目地部）において、2次ケーブルのPC鋼材の緊張力（PC鋼材の規格降伏荷重の40～60%）を制御し、所定の地震荷重設計値（震度6弱）までは、フルプレストレスの接合状態にして、全ての構築部材の損傷を許容しないとす1段階目の線形弾性設計とし、所要の地震荷重設計値を超える極大地震（震度6強以上）に遭遇した場合には、柱梁の圧着接合部（圧着目地部）がパーシャルプレストレス接合

の状態になり、圧着目地が口を開いて離間して回転し、圧着目地付近において所要の長さ範囲でPC鋼材と付着させたグラウトとの付着が切れるように設計し、付着が切れたPC鋼材の抜け出しによってPC鋼材の伸び量を増やして地震力を逃がすと共に、PC鋼材にかかる張力がほとんど上がらずにPC鋼材が弾性範囲に保ち、主要構造部材（柱、梁、パネルゾーン）の損傷を許容しないとする2段階目の弾性設計とし、1段階目と2段階目の2段階に分けて非線形弾性設計とすることに配慮したPC圧着関節工法による耐震設計法である。柱部材相互も柱脚部に同様の考え方を持ち込み、柱部材に配置したPC鋼材を弾性範囲に保ちながら圧着目地部が口を開くことによって、地震力を弱め、柱の損傷を許容しない設計法である。2段階設計法はPC圧着関節工法をベースとした耐震設計法である。

（４）PC圧着関節工法による2段階設計法の効果

（a）所定の設計値まで、全ての構造部材が損傷しない。

本設計法では、まず、1段階目とする弾性設計による所定の設計値に対して、抵抗する力（プレストレス力及び部材角度変化に対して抵抗する柱・梁のPC縮付力）を柱、梁コンクリート部材内に内部エネルギーとして付与しておくことによって、構造体自体を弾性変形させ、PC柱の復元力で変形を小さく抑制し、部材内に内部エネルギーとして地震エネルギーを弾性的に保有し、フルプレストレスの状態を保つので、震災後建物が健全な状態であり、建物としての機能が損なわれることなく継続的に使用することができる。

（b）所定の設計値を超えても、パネルゾーンでの損傷破壊を無くす。

2段階目とする弾性設計に係る所定の設計値を超える極大地震に遭遇した場合でも、柱梁の圧着接合部（圧着目地部）が口を開き（回転し）パーシャルプレストレスの領域に入るように設計する。このパーシャルプレストレスの領域では、圧着目地部が口を開いて目地離間して回転を起こすことによって、パネルゾーンに掛かる応力増加が小さくなりパネルゾーンの損傷破壊はない。実験より、所定の地震荷重設計値まで圧着目地にフルプレストレスの状態に変形をさせるとパネルゾーンの上下には小さなひび割れが発生する。それ以上（設計値以上）に変形量を増すと今度は、コーベル上にある柱と梁の圧着目地部分がパーシャルプレストレスとして、口を開いて（離間して）回転し、パネルゾーンの上下の小さなひび割れは逆に閉じて行くことが確認されたのである。これによって、パネルゾーンにひび割れを生じさせないのである。

本設計法によるPC構造の柱梁圧着接合部は、所定の地震荷重設計値まで圧着目地が離間しないが、設計値以上の極大地震時には、圧着目地が離間することによってパネルゾーンはせん断破壊しないようにし、結果として、主要構造部材（柱、梁、パネルゾーン）を損傷することなく、圧着目地部が口を開くことで建物構造を守ることができる。地震が過ぎ去ると、PC鋼材の弾性復元力で開いた口が閉じて離間した目地が元の状態に戻り、構造物に残留変形が生じることなく健全な状態であり、圧着目地部が仮に軽微な損傷を受けたとしても補修して継続的に使用するこ

とができる。

(c) 極大地震の応答値を下げる。

所定の設計値以上の極大地震に遭遇した場合には、柱と梁の接合部が口を開き回転を起し、圧着目地部付近において所要の長さ範囲でP C鋼材とグラウトとの付着が切れた状態になり、P C鋼材が抜け出して伸び量を増やすことにより、地震エネルギーに対処すると共に、P C鋼材が負担する張力が上がらずにP C鋼材の弾性範囲に保つことができ、それによって応答値を小さくすることができる。つまり、所定の設計値以上の極大地震に遭遇した場合にP C鋼材の弾性変形直線はやや水平に寝てくるので、応答値を下げるのである。また、圧着接合部において、2次ケーブルとするP C鋼材の緊張力は、該P C鋼材の規格降伏荷重 (P_y) に対して50%程度 (40~60% P_y) に制御することにより、所定設計値以上の極大地震が起きる場合でも、P C鋼材に十分に余力を持たせて最後まで弾性範囲にあるから、バネのように働き、地震による建物変形に抵抗する力になり、P C鋼材の弾性抵抗力によるプレストレスの復元力が変形した建物を元の状態に戻そうとする力になる。要するに、プレストレスによる制震効果が得られる。

(d) 柱脚部での柱損傷を無くす。

所定の設計値以上の極大地震に遭遇した場合には、柱脚下の圧着目地部が口を開き、パーシャルプレストレスの状態になり、P C鋼材を弾性範囲に保ちながら圧着目地部が口を開くことによって、地震力を逃がし、建物全体を支える最も重要な柱脚部での柱損傷破壊を無くすことができる。そして、柱脚部の圧着目地部において、2次P C鋼材は、最後まで塑性変形することなく弾性範囲に保ち続けているから、地震後、P C構造の復元力によって口が再び閉じて目地が元の状態に戻るから、建物を継続的に再利用することができる。

(e) 免震および制震効果とコスト削減の建造物が得られる。

本設計法によるP C構造と免震工法とを組み合わせたP C免震構造は、弾性設計で上部構造が非線形弾性域内に納めてP C復元力特性をもつ構造になり、耐震、免震に加え、制震効果が得られるのである。プレストレスが導入されていることにより、地震による変形後には建物を元の状態に戻そうとする復元力となって制震効果が発揮される。また、R C構造に比べて上部構造の柱と梁の断面を20%程度小さくでき、スリム化によるコスト削減に寄与できる。更に、免震構造の場合には、アイソレーター配置に関して、面圧を大きくする必要があるので支持スパンを大きくする必要がある。このとき、上部構造が本設計法によるラーメン構造であれば支持スパンを大きくすることができるし、長期荷重におけるひび割れの心配もないのである。

また、導入されたプレストレスの復元力によって地震時の揺れを格段に小さく抑えることができ、地震後、建物が元の状態に戻るから、地震による繰り返しの揺れや変形を抑制するので優れた制震効果が得られる。要するに、免震効果とプレストレスによる制震効果とが得られるのであ

る。

ここで、2段階設計法に関する設計概念と耐震グレードについてまとめたものを表-7.1に示す

表-7.1 PC圧着関節工法の二段階設計法設計概念と耐震グレード

建築基準法による耐震グレードと想定被害に対する PC圧着関節工法の二段階設計法							
■設計概念（主材料等の考え方）							
設計法		地震の大きさ		地震レベル2 (極稀)		地震レベル3 (超極稀)	
		地震レベル1 (稀)	中小地震 (震度5強)	中地震 (震度6弱)	大地震 (震度6強)	巨大地震 (震度7)	超巨大地震 (震度8)
PC圧着関節工法 二段階設計法	PC鋼材	弾性範囲内					
	コンクリート (PCa部材)	フルプレストレス (第1段階)			パーシャルプレストレス (第2段階)		
建築基準法に 準拠する設計法		鉄筋・コンクリート ・鉄骨	弾性範囲内	弾塑性範囲	塑性範囲	破壊	
■耐震グレードと想定被害							
耐震グレード		地震の大きさ		地震レベル2 (極稀)		地震レベル3 (超極稀)	
		地震レベル1 (稀)	中小地震 (震度5強)	中地震 (震度6弱)	大地震 (震度6強)	巨大地震 (震度7)	超巨大地震 (震度8)
PC圧着関節工法 二段階設計法	免震設計	SSランク (最も重要度の高い建物)	無被害 (補修不要)				軽微な被害 (補修不要)
	耐震設計	Sランク (重要度の高い建物)	無被害 (補修不要)				軽微な被害 (補修不要) 小～中破 (補修後使用可)
建築基準法に 準拠する設計法	免震設計	Aランク (大地震後も機能維持)	無被害 (補修不要)				軽微な被害 (補修不要) 小～中破 (補修後使用可) 大破 (再使用困難)
	制振設計 高耐震設計	Bランク (大地震後も使用)	軽微な被害 (補修不要)				軽微な被害 (補修不要) 小～中破 (補修後使用可) 大破 (再使用困難)
	耐震設計	Cランク (大地震後に倒壊せず)	軽微な被害 (補修不要)	小～中破 (補修後使用可)	大破 (再使用困難)	倒壊 (再使用不能)	

7.3 外国への権利供与

和歌山県の串本沖で1890年にトルコ軍艦「エルトウールル号」が遭難した。69名が救出されたが、587名は、死亡または行方不明となる大惨事であった。串本の人々は、懸命の救助活動を行った。明治政府も速やかに対応して、生存者をトルコまで送り届けている。トルコの人々は100年以上前の出来事を忘れる事無く、親日国の代表格として現在に至っている。両国の関係は今も大変に良好である。

トルコと日本の共通項に「地震国」、「資源小国」という事があげられる。この分野で日本が培っ

てきた、「耐震技術」と「免震技術」、「省エネ技術」はトルコが求める技術である。

東日本大震災の半年後、2011年10月23日トルコ東部地震が発生した。トルコの東部ヴァン湖の畔、ヴァン市の建物の多くは崩壊し、人的被害も600人以上と甚大であった。被害状況を写真-7.1と7.2に示す。



写真-7.1 被害状況 (1)



写真-7.2 被害状況 (2)

この激甚災害の中、『日本の奇跡の住宅』が話題となっていた。ビルが崩れ落ち、廃墟となった地区で、たった1棟だけ、びくともせずに残ったマンションがあった。それが、日本の建設会社(黒沢建設)の耐震技術を使ったものだったのだ。』という内容の報道ドキュメント番組が日本で放送された。地震時に住民の生命を守り、地震後の住民の生活に支障をきたさなかったマンションの施工中の状況を写真-7.3に、完成後の状況を写真-7.4に示す。



写真-7.3 施工中の状況



写真-7.4 完成後の状況

1999年3月17日に発生したトルコ大地震(M7.4, 建物崩壊で1万6,000人死亡)で危機感を覚えたトルコのゼネコン大手のアルジャリ社が日本の建築耐震技術を得る為に急遽来日して国土交通省に助けを求めた。国交省は、日本の大手ゼネコンを紹介したが、大手ゼネコンはアルジャリ社の要請に全く答える事が出来なかった。

アルジャリ社の幹部達は伝手を辿り、著者を訪問した。彼らは当社の耐震技術を真摯に学習し

てその性能を理解し、トルコへの導入を決定した。次に彼らが求めた事は、PC圧着関節工法の使用実施権を求める事であった。著者は、日本から9000kmも離れ、直行便で12時間もかかるトルコでの実施権を求める気持ちなど全く無く、当社工法を理解して、間違いの無い設計と施工をなさいと幹部達に話していた。すると幹部達は「そうでは無い。優れた特許の実施権を得る事。それに対して正当な使用料を支払う事が大切なのだ」と言って一歩も引かない。1週間以上に渡って、毎日、朝9時に著者を訪れ、勉強をしながらこの事を繰り返し求めた。結局は根負けして、先方の要請を受け入れて黒沢建設とアルジャリ社は、著者が保有する広範な特許群の内、KTB・PC圧着関節工法の使用実施権契約を1999年9月28日に結んだ。大地震発生後6か月と言う短い期間の事である。この時、アルジャリ社は本国から建築の高名な教授をわざわざ日本に招き、契約の席に同席して貰っている。この契約は現在まで継続されており、現在、事業の展開はトルコ国内に留まらずに中東諸国まで拡大している。

1999年以降、アルジャリ社はPC圧着関節工法でトルコ国内に数多くの建物(住宅、研究施設、倉庫、ショッピングセンター等)を建築した。これらの建物は、以降4回の大震災をトルコ国内の各地で受けたが建物は無損傷であり、本工法の信頼性はトルコ国内で高い評価を受けている。アルジャリ社の幹部は、少なくとも年1回は当社を訪問すると共に使用料を支払っている。また、著者の会社もアルジャリ社を支援する事を目的に日本国内の建築系工学者をトルコに派遣し、PC構造物の優れた耐震性を説明して貰っている。

優れた技術を理解して、その権利を認める。これは信義則であり特許法、意匠登録法、以前の事である。日本では、特に建設業界ではこの意識が希薄である。権利を持つ者がその価値を理解しない事、権利を主張しない事も問題である。著者は創業以来、自らの権利の主張と他者の優れた技術の権利を正當に評価する事を社是としてきた。トルコの人々の優れた技術に対する対応は国民性と日本に対する友好の証であるようである。

なお、著者はベトナム国にSCストランドの製造設備をベトナム政府関連の関係者と共に設置し、ベトナム国の工業製品として製造を開始した。この製品はベトナム国の国家規格となっている。この工場の生産に関する基本精神は、決して利益を日本に戻さないことである。

第8章

社会の持続的発展を意図した人工地盤の考究

8.1 人工地盤形成の技術的条件

社会の持続的発展のためには防災を大きな課題とする必要がある。これまでに著者が開発した高耐久で耐震性に優れたプレストレス技術を要素技術として今後の社会基盤の整備を進めることが肝要である。PC圧着関節工法に代表される地震後の復元性能の画期的に優れた耐震技術、SCストランドに代表される高耐久なPC鋼材の防錆技術、KTBアンカー工法に代表される地盤の安全技術はいずれも著者の着想で開発、実用化された技術であり、人工地盤形成の条件を総合的に満たすものと考えられる。

図-8.1は1984年（昭和59年）に著者が建設省等に提案をする為に作成した人工土地構想のパンフレットから抜粋をした資料である。黒沢建設を昭和41年（1966）9月に創業してから18年経過した今から33年前の古いパンフレットである。このパンフレットを、今、見返しても構造的には勿論、その思想も全く古さがない。

必要な階高を有する10m×10mを基本グリッドとして、敷地に合わせて人工地盤を構築する。GLで生産活動を行い緊急時には、上階へ移動して難を避ける。人工地盤上には、その地区の住環境に適した建物を構築して住民に供給する。仮に、高層系の建物が必要であったとしてもPC圧着関節工法であれば対応が可能である。また、今の技術であれば人工地盤の上に免震装置を配置して、免震+PC圧着関節工法として地震に対する対応を向上させる事も可能である。

限られた土地に効率良く職住を配置して、且つ、震災や洪水、津波の被害を最小限に抑えると言う思想は東日本大震災の被災地域のうち、高台移転が困難な市町村がこの人工土地構想に高い関心を持ち情報の提供を求められた。残念な事に法的な整備が追い付かず事業として成立する事が出来なかった。

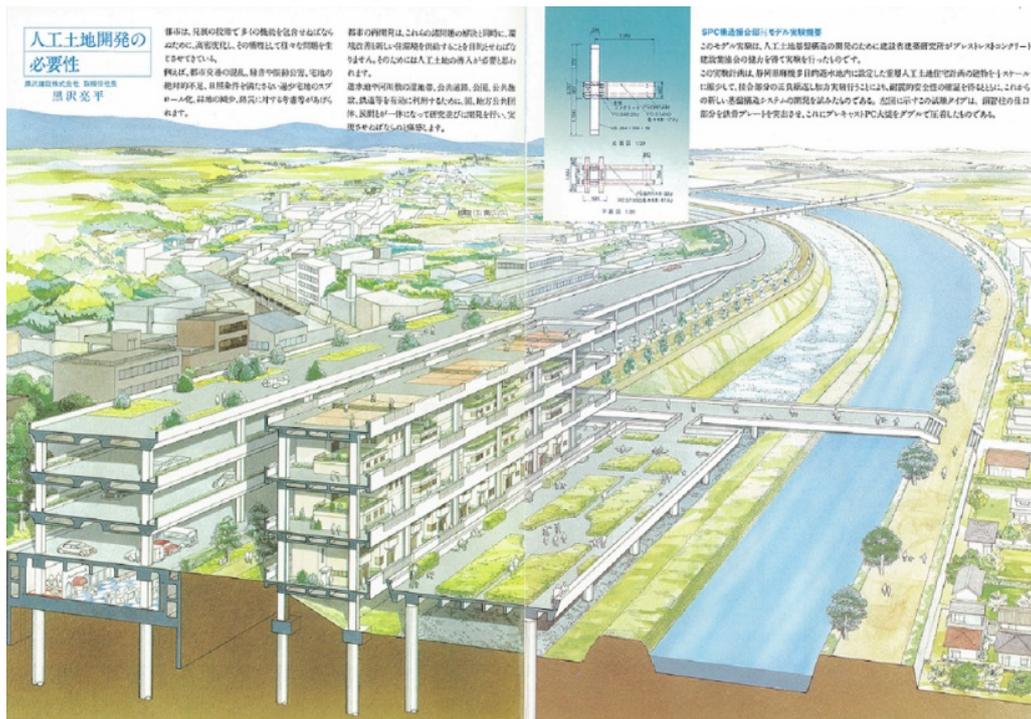


図-8.1 人工土地構想 (1984年)

8.2 具現化した人工地盤構想

8.2.1 横浜国際総合競技場

1994年(平成6年)1月に建設着手し、約3年半の工期を経て1997年(平成9年)10月に竣工した横浜国際総合競技場は、横浜市港北区にある陸上競技場である。

国内最大の陸上競技場であり、72,000席超の観客収容能力を誇る、屋外多目的競技場である(写真-8.1)。スタジアム本体は7階建てで、1階が遊水池機能を兼ねた駐車場、2・3階がスタジアム業務エリア、4階より上が観客席となっている。建物高さは最高51.96m、軒高43.86m、延べ床面積は172,758平方メートルの構築物である。

建設省関東地方建設局が1984年(昭和59年)に事業着手した「鶴見川多目的遊水地整備事業」に、横浜市が共同事業者として「横浜総合運動公園整備事業」として参画し、その中核施設として建設された施設である。

鶴見川の遊水池の上に構築されたスタジアムであり、スタジアム自体にも遊水池機能を備えている。鶴見川の増水時には、越水堤から水が流れ込み一時的に人工地盤の下に蓄えられる。大雨で遊水池機能を発現させるために、スタジアムから観客が15分以内で避難できるようにスタジアムの周囲はペDESTリアンデッキで覆われている(写真-8.2)。

建設にあたっては、堅牢な構造物である事、工期の短縮を図る事、費用対効果が配慮され、工

場製作された約 58,000 個のプレキャストコンクリート部材を現地で組み立て、緊結する PC 圧着関節工法が採用された。

施工時の不静定 2 次応力の発生を抑え、温度変化による応力変化に配慮し、且つ、開放的な空間を確保するために建物を構成する全ての部材に緊張力を加え建物を一体化している。建物はブロックに分けて施工（部材を架設→構造目地を打設→部材相互を緊結）する。接続ブロック部の構造目地を最後に打設して、緊結することで施工時の不静定 2 次応力の発生を抑えた。この施工法により不静定 2 次応力を吸収した事でこの様な大型構造物でありながら本建築物には、エキスパンションが無い。当社独自の工法であり、他の追随を許さない工法である。



写真-8.1 横浜国際総合競技場



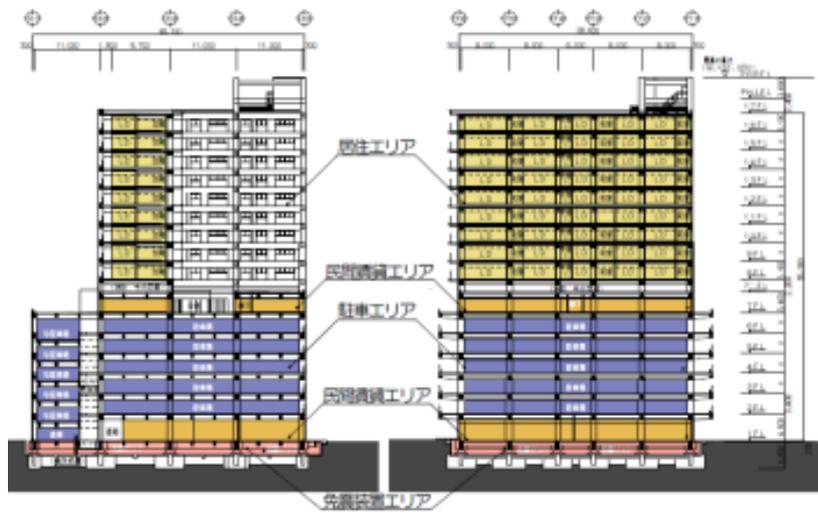
写真-8.2 ペDESTリアンデッキ

8.2.2 福島キャピタルフロント

本施設は福島駅の近傍に建設された民間テナント・駐車場・教育施設・共同住宅から成る 17 階建ての複合施設である。構造形式は基礎免震+PC 圧着関節工法である。写真-8.3 に福島キャピタルフロントの外観を、図-8.2 に概要を示す。



写真-8.3 福島キャピタルフロントの外観



敷地面積:	3, 188. 42 m ²	高	さ:	建物高さ61. 05 m
建築面積:	2, 052. 11 m ²	工	期:	平成17年11月～平成19年3月
述床面積:	19, 544. 62 m ²	構	造:	免震構造+PC圧着関節工法
階	数:	地上17階, 塔屋1階	福	島栄町北地区優良建築物等整備事業

図-8.2 福島キャピタルフロントの概要

本施設は平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災に遭遇している。震災時の福島市内のコンビニでは棚から商品が落ち、床に散乱した映像が報道されていた。本建物にも 1 階にはコンビニが入居していたが棚から商品が落下する事も無く、駐車中の車両、上階の居住者には全く被害が無かったと言う報告がされている。この経験と本建物に関わる情報は福島の市民に大きな影響を与え、今現在、同じ構造形式の共同住宅が建設されている。

8.3 今後の人工地盤構想

著者が 33 年前に思考し具現化を図った人工地盤構想は着実に実績を重ねている。PC 構造の持つ可能性を理解し、これを時代が求める構造物として具現化する。当然、費用対効果の必然性も強く求められる。自らの確信を企業の継続と発展に繋げる事の大事さを示すのが人工地盤構想である。

人工地盤構想のコアとなる技術は、横浜国際総合競技場、福島キャピタルフロント、昭和 57 年に施工したアルシャフィード（イラク）戦勝記念館、東日本大震災で被災した気仙沼漁港の整備工事、等々で既に確立している。また、事業計画としては、JR の幹部が関心を示した札幌郊外の人工地盤構想、東日本大震災後の被災地の復興構想の中で検討された人工地盤構想などが上げられるがどちらも法整備の不備と言う壁に計画が阻まれている。

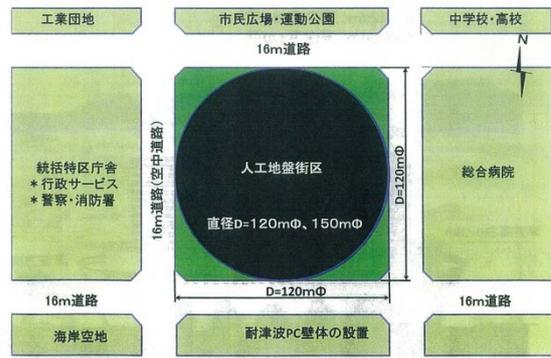
今後、人工地盤構想は地震国であり、気象異常による水害の多発が予想される日本には不可欠な構想である。今までのインフラ整備に見られる広域への薄い投資より集中的な投資によって人命、財産を守ると言う発想の転換が求められるのではないだろうか。或いは、何れかの選択が可能になるような法整備を急ぐべきと考える。

東日本大震災の発生後に被災した市町村の要請を受けて作成した人工地盤構想のパンフレットの抜粋を図-8.3 に示す。市町村の規模によって街区（100m×100m を基本グリッドとする。）を拡張する。或いは、高層化を図る事で地域住民の全てを吸収し、コミュニティーの崩壊を予防する。この構想は被災地の復興ではなく、地域の再開発時に構築し、被災を防ぐと言う積極的な対応が不可欠であると考えられる。

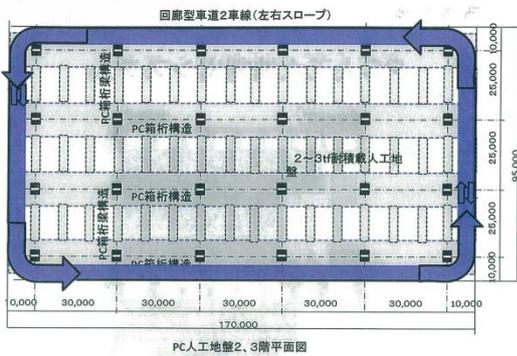
人工地盤特区：市場・商店街&免震高層住宅街（その1）



人工地盤特区：市場・商店街&免震高層住宅街（その2）



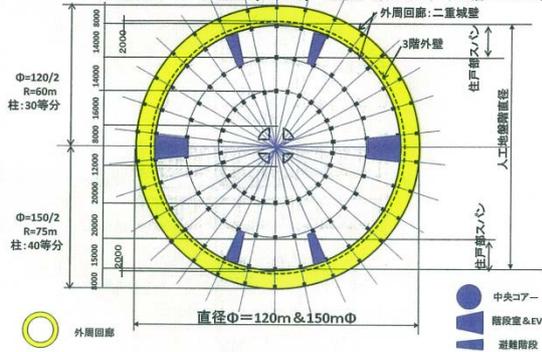
●(その2) 方形型PC人工地盤 用途：市場・水産加工工場・冷凍倉庫等



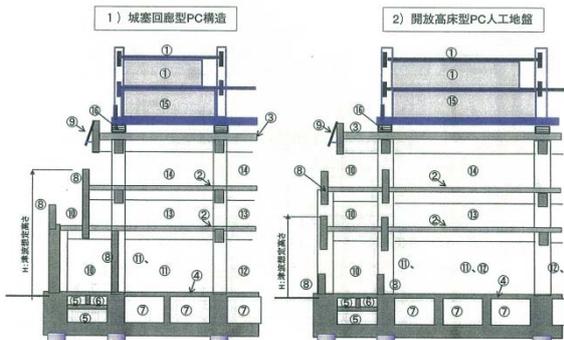
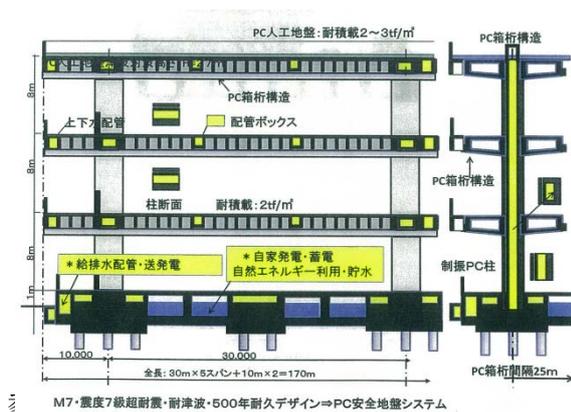
城塞型街づくりの構造計画

●重層人工地盤構造平面図

直径120mΦ A=11309㎡(3427.2坪)：居住戸数N=200戸(10層×10×2棟)
150mΦ A=17671㎡(5355坪)：居住戸数N=320戸(10層×16×2棟)



●人工地盤街区のPC構造断面図



① 高層集合住宅、② 重層人工地盤、③ 人工地盤屋上層、④ 地下人工地盤面体、⑤ 上下水配管スペース、
⑥ 電気配管スペース、⑦ 貯水層または貯蓄層、⑧ 耐震・津波壁、⑨ ソーラーパネル、⑩ 外周道路、⑪ 駐車場、
⑫ 魚・青果市場、⑬ 商店街、⑭ 診療所、保育所、事務所、⑮ 管理室、集客室、⑯ 免震装置、⑰ 制御PC柱

図-8.3 人工地盤構想

第9章 結 論

本論文の考究において得られた結論は以下の通りである。

1. 論文の課題である社会の持続的発展の意義について先ず考え、次にプレストレス技術の歴史的な存在を改めて認識した上で著者がこれまで取り組んできたプレストレス技術の成果を社会の持続的発展の枠組みとして構築する意義を明らかにした。
2. 我国に於けるPC技術の黎明期からの発展を当事者として体験しながら独自のプレストレス技術の研究開発に取り組んできた背景と実績、並びに今後の社会の持続的発展を意図した展望についての著者の想いを中心に考究がなされた。
3. ラーメン構造において、プレストレスによって鉛直上側への変形（むくり）した梁部材は、長期荷重作用によって鉛直方向にたわむ。両端が拘束されている梁部材および柱パネルゾーンには梁部材長さの変化量に相当する軸圧縮力が付加されパネルゾーンのひび割れ発生を防止できる。PCラーメン構造は、柱梁の3軸にプレストレスを付与することにより、ひび割れの発生を抑制し断面剛性の低下を防ぎ、RC構造やS構造に比して高い耐震性能を有している。
4. プレストレストコンクリート部材固有の変形性能に関し、これまで解明されてこなかったPC緊張材自身の変形挙動が部材に及ぼす力学的影響について考究し、緊張材の緊張定着によって発生する力学状態は引力に起因する状態であるので万有引力と類似であるが、緊張材によるプレストレス力は万有引力よりも構造的に優れた力学性能を部材に付与できることを明らかにした。何故なら万有引力は重力として常に鉛直に作用するのに対し、緊張材によるプレストレス力は常に緊張材の方向に作用できるからである。また、緊張材の曲げ変形性能がコンクリート体の存在によって内力として釣り合う状態を明確にした。即ち、断面の中心軸にプレストレスが導入されたひび割れの無いPC部材において、緊張されたPC鋼材が部材の撓みに伴って変形しても部材の曲げ剛性が増加しないことを理論および実験によって明らかにしたのである。
5. プレストレス固有の復元性能と耐震性に関し、PC構造が材料の弾性挙動の範囲でバイリニアな非線形特性を有することにより地震時の共振を回避するとともに大きな歪みエネルギー

- ギーを保持することによる優れた原点回帰の復元性を持つことを明らかにした。ここでは荷重-変形関係を表現するにあたり、バイリニア直線のなかの2番目の直線を第2象限側に延長してその部分の潜在的歪みエネルギーを評価する画期的な手法を見出だしたのである。
6. PC鋼材の高耐久化のための画期的技術開発に関し、PC鋼より線の各素線に独立にエポキシ樹脂塗装を施す画期的な技術の開発とその優れた特性を明らかにした。PC鋼材の高耐久化は社会の持続的発展にとって必須の要求事項であるのでその性能について解析と実験によって明らかにした。
 7. プレストレスによる耐震、制震構造の開発と実構造物への具現化に関し、画期的なPC圧着関節工法の開発とその力学特性を明らかにし、多くの実構造物へ具現化した。著者は「弾性エネルギー一定則」を発案し、この工法的设计原理を明確にした。PC圧着関節工法が耐震性能に卓越しているのは、地震力に対して構造物に損傷回避 (Fail-Free)、原点回帰 (Self Return) およびバイリニア型健全性確保 (Bilinear Consistency) の性能を付与することにある。この工法を用いた構造物がこれまで大地震に遭遇しても地震時および地震後にその機能を保持した実績について示すことができた。
 8. ラーメン構造としての機能保持性に関し、PC圧着関節工法は梁や柱がPC構造であることにより、部材は基本的に全断面を有効とする剛性を持ち、変形時にラーメンとしての剛性が保たれる。RC構造では基本的にコンクリートにひび割れを許すので断面剛性はコンクリートの圧縮側のみであり、変形が大きくなるとラーメンとしての剛性が低下する。鉄骨構造は、本質的に剛性が小さいのでブレースや、耐震壁で剛性を確保することが多い。しかしながら、ブレースや耐震壁で剛性をたかめることは、ラーメン構造の曲げ剛性を高めるのではなく、せん断剛性を高めることになるのでラーメンとしての機能が減少し、構造全体を剛構造に近い物に移行させることになる。その結果、水平力が作用するとラーメンの柱に作用する軸力が大いに変化してラーメン端部の柱に集中することになる。従って、不用意にブレース補強や耐震壁補強をするとラーメン端部の柱の軸力が大幅に増加して危険となるのである。PC圧着関節工法は、構造体のラーメンの機能を確保しながら耐震性を格段に高めることができるのであり、この点からも決定的に卓越した耐震技術であることを明らかにした。
 9. PC技術の知的権利の意義に関し、フレンチーの特許から実用化が始まったプレストレス技術にとって、発展の過程での知的権利の確保の重要性を述べ、技術開発によって得た権利の内容とその意義について明らかにした。
 10. 社会の持続的発展のためには防災を大きな課題とする必要がある。これまでに著者が開発した高耐久で耐震性に優れたプレストレス技術を要素技術として今後の社会基盤の整備を進めることが肝要である。PC圧着関節工法に代表される地震後の復元性能の画期的に優れた耐震技術、SCストランドに代表される高耐久なPC鋼材の防錆技術、KT Bアンカー工法に代表される地盤の安全技術はいずれも著者の着想で開発、実用化された技術であり、これらを裏付けとした社会の持続的発展のための人工地盤の形成を提案することができた。