

コンクリートと耐震構造 ——研究生活 40 年を顧みて——

六 車 熙

1. まえがき

わが国をはじめ地震国では、耐震設計なしには構造物を設計することはできない。とくに、コンクリート系構造物は重量が重く、かつ、コンクリートそのものが脆性材料であるため、耐震性の面では不利とされてきた。それだけに、コンクリート系構造工学の研究は、如何にして耐震性を改善・向上させるかに直接・間接に関連するものが大部分を占める。筆者の研究の多くも同様である。それほどの研究成果をあげたわけでもない筆者が、京都大学を定年退官するにあたり、自らの歩んだ道を人々に語るのには誠に心苦しい極みであるが、研究の一端を述べることにより、自己反省の弁としたい。

2. コンクリートとの出会い

筆者がコンクリート系構造工学研究の道にはいったのは1953年である。当時の日本はようやく食料事情も好転の兆しが見え始めた頃である。京都大学工学部建築学科を旧制度の最後の学生として卒業した筆者は、卒業後のフリータイムを楽しむ暇もなく、恩師坂 静雄先生のもとに出頭を命ぜられた。まず深呼吸一番、恐る恐る先生の部屋のドアをノックしたのを覚えている。研究したいテーマを聞かれたが、卒業したばかりで右も左もわからない筆者に答えられる筈がない。返事のない筆者を見ていた先生は、用意されていた1枚の便せんを渡された。いくつかの研究テーマが書いてあり、この中からやってみみたいテーマを選ぶよう言われた。○○コンクリートに関する研究、××構造に関する研究等々、筆者にとっては初めて見る専門用語の羅列であった。何をやってよいのやらさっぱりわからない。何人かの学生がテーマを選ぶのであればアミダくじという手もあるが、1人では何ともならない。各テーマには読まなければならない基本的文献や行なわなければならない実験の説明が記載してあった。これを一読した筆者は直ちにプレストレストコンクリートの研究をテーマとして選んだのである。もちろん、プレストレストコンクリートが何であるかを全く知らないままである。そこには外国図書2冊以外に参考となる文献なし、実験はジャッキなど供試体制作に必要な機器が整っていないので当分実施困難という説明文があった。生来サボリストの筆者にとってこれは有難いテーマではないかと思ったのである。

2冊の外国図書を借用した筆者は、とにかくこれらを読めばよいのだとばかりに、朝から字引を片手に読み始めた。しかし、字引の引きっぱなしで遅々として進まず、また読んでもわけがわからず、毎日が四苦八苦の難行であった。こんなことなら実験でもする方がましではなかったのではと嘆くことしきりであった。旬日を経ずして実験を手伝うようにとの指示があり、デスクワークにうんざりしていた筆者にとってまさに天の声であった。以来、昼間は実験室でコンクリートの練り方、供試体の作成方法と養生方法、実験手法などについて直接指導を受け、夕方からはデスクワークの生活が続いた。これが筆者のコンクリートとの出会いの始まりであり、コンクリートは自らの手でさわらなければその本質を知ることが出来ないという真理を学ぶきっかけとなったのである。

なお、参考までに筆者が最初に学んだ2冊の外国図書を以下に記載しておく。プレストレストコンクリートを学ぼうとする者にとって、現在でも大変参考になる内容が多く、ぜひ一読をすすめた。

H. Hoyer : Stahlseitenbeton, Springer Verlag, 1937.

P. W. Abeles : The Principles and Practice of Prestressed Concrete, Crosby Lockwood & Son, Ltd., 1949.

3. 耐震設計の基本思想を学ぶ

耐震工学を学ぶ出発点は、地震により構造物がどんなゆれ方をするかを知ることにある。そのためには振動学の知識が必要であり、コンクリート構造工学研究の傍ら振動学の勉強をさせられた。自己の研究分野以外（と当時は思っていた）のことをあわせて勉強することは、若い筆者にとって大変な苦痛であった。1950年代当時は、非線形振動論を駆使した構造物の動的地震応答解析がようやく盛んになってきた時代で、以後の耐震工学の基本的考え方を方向付ける重要な時期であった。もちろん、これらの研究成果を真に理解することは筆者にとって至難の業であったが、専門家の助けを借りながら、研究成果の物語る耐震性確保の基本とも言うべき次の2つの重要な理念を学ぶことができた。

- 1) 構造物が大地震に耐えるためには、構造物は、地震入力エネルギーを吸収するのに足る十分なエネルギー吸収能力を備えていなければならない。
- 2) そのためには、単に構造物やこれを構成する部材の破壊強度だけでなく、必要な変形能力（とくに、塑性変形能力）の確保が重要である。

この基本理念は今日でこそ至極当たり前のこととして受け入れられているが、当時は耐震設計に対しても弾性設計が主流であったためか、研究者の多くはこの2つの基本理念にはあまり理解を示さなかった。しかし、筆者にとっては以後の研究に著しい影響を及ぼしたのである。とくに、破壊強度保証の必要性は終局強度に基づく構造物の耐震設計の主張の基本に、また、塑性変形能力の必要性は横拘束によるコンクリートの圧縮靱性改善、さらにはこれを利用した構造物の曲げ靱性設計法研究の動機となっている。多少なりとも振動学の基本を勉強した賜物と思っている。

学んだことは単にこれだけではない。もっと重要なことは工学は総合の学であり、自己の狭い研究分野にのみ閉じこもっているのは、真の研究はできないという事実である。最近、文献調査もほとんど行なわないままの研究論文が多く、自己の研究分野どころか自己の研究だけに閉じこもり、研究目的さえも見失ってしまっている例がしばしば見受けられるのはまことに嘆かわしい。

4. プレストレストコンクリート構造と終局強度設計

プレストレストコンクリート（以下PCと略記）構造は、コンクリートの引張の働く部分に予め圧縮応力（プレストレス）を導入したもので、常時使用状態では全くひびわれが発生しないユニークな構造である。**Fig. 1 (a)**はこの原理を数冊の本を並べて作った梁を用いて説明したもので¹⁾、図に示したように両端面下部の位置から手で圧縮力を与えてやれば、導入した圧縮力が本の自重による曲げ引張応力を負担することになって、ばらばらの本を並べたものであっても、これを一体の梁のように両端面で支えたまま持ち上げることができるのである。本のかわりにコンクリートを用い、これに**Fig. 1 (b)**に示すようにPC鋼材を緊張定着して圧縮力を導入すれば、本来のPC部材を得る。このようなPCのアイデアが1896年にすでに提案されていたことを知り、駆け出しの頃の筆者は、驚きとともにこれこそコンクリート系構造物の将来あるべき姿ではないかと思った。爾来、筆者の研究はPCが中心となったのである。

PC構造は耐震設計を必要としないヨーロッパで生まれた構造であるため、もともと耐震設計法に関する研究はほとんど行なわれていなかった。わが国で普及させるためには、わが国に適した耐震設計法を確立する必要があった。そこで筆者が着目したのは高度の復元性を持つというPCの特徴である。すなわち、PC部材は曲げ破壊強度に近い応力を繰り返し作用させても、破壊さえおこななければ、このような応力が除荷

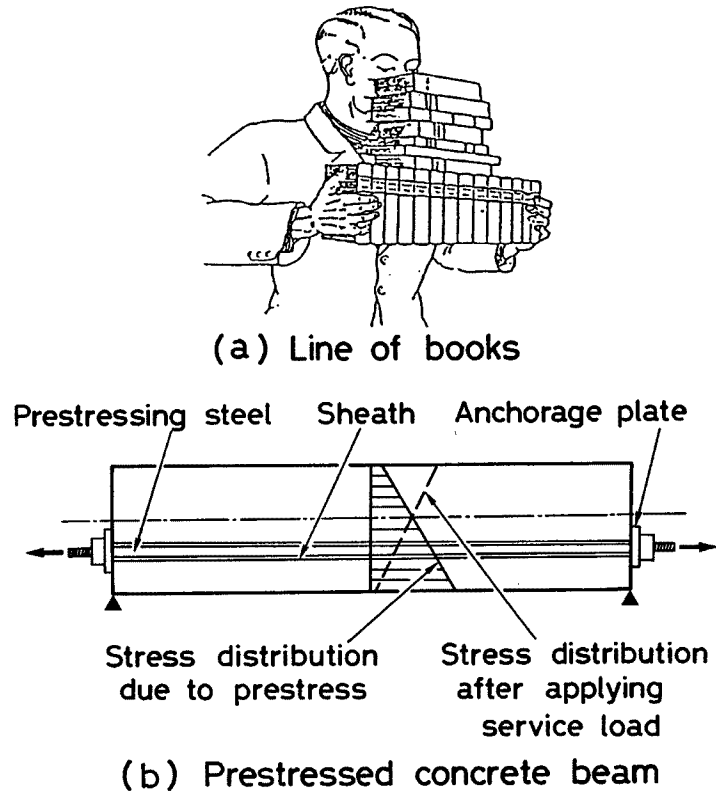


Fig. 1 Explanatory figure of the principle of prestressed concrete

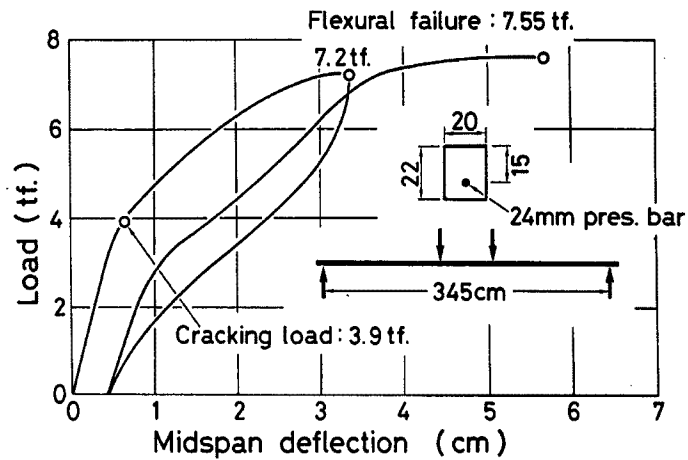


Fig. 2 Typical load-deflection curve of prestressed concrete beam.

Table 1. Design factored loads

Loading condition	Design factored loads	
	1961 Design Code	1987 revised Code
For service load	$1.2G+2.4(P+S^*)$	$1.2G+2(P+S^*)$
	$2(G+P+S^*)$	$1.7(G+P+S^*)$
	(Whichever larger)	
For seismic load	$1.2(G+P+S^*)+1.2E$	$(G+P+S^*)+1.5E$
For snow load	$1.2(G+P)+1.5S$	$(G+P)1.5S$
For wind load	$1.2(G+P+S^*)+1.5W$	$(G+P+S^*)+1.5W$

G : Dead load ,P : Live load, S* : Normal snow load
 S : Heavy snow load, E : Earthquake load, W : Wind load

されると、発生したひびわれは完全に口を閉じ、再びもととほぼ同じ性質を示す。**Fig. 2**はPC単純梁の荷重-たわみ曲線の一例であって²⁾、上記の性質がよく理解できる。このような性質は、まさに地震力に対して終局強度設計を適用するのに願ってもない性質であり、わが国最初のPC構造設計規準である1961年日本建築学会PC構造設計施工規準の立案・制定にあたって、筆者は何の抵抗もなく地震力に対する終局強度設計法の採用を提案したのである。しかし当時は、鉄筋コンクリート構造（以下RCと略記）に限らず、すべての建築構造物の耐震設計は許容応力度に基づく弾性設計法が用いられていた。そのため、PC構造だけが終局強度設計法を採用することには、各方面からの極めて強い反対があった。筆者は、動的応答解析の教えるところも終局強度設計の妥当性であり、また、高度の復元性という特徴を生かすためにも終局強度設計法を採用すべきことを説いて、**Table 1**に示す荷重係数を定めて終局強度に基づく部材の設計法を初めて設計規準に取り入れ、わが国における建築物の終局強度設計の道を拓いたのである。弾性設計依存派との孤独な戦いであったことを今でも忘れられない。なお、**Table 1**には1987年の規準改訂で改められた荷重係数もあわせて示してある。

今日でも、PCとRCとは異質の構造であると考えている技術者は数多い。ところが両者はそれぞれの特質の差異はあるものの、基本的には全く同じ基礎理念に基づく構造であり、コンクリートの持つ特質がそのまま構造物に現れる。したがって、本来、両者を別個の構造として扱う必然性はなく、設計法も同じ基盤に基づいたものに早急に改めてもらいたいものだ。諸外国では、1970年代に両者に共通のコンクリート系構造物統一設計指針を制定している³⁾。このような区別をなくするに至ったきっかけは、両者に共通して適用できる終局強度設計法の導入である。まして、終局強度の保証が理想とされる耐震設計においては、1981年の新耐震設計法の制定で、二次設計すなわち大地震時に対する設計において終局強度（保有水平耐力）の保証が要求されたとはいえ、なお、弾性設計主体の一次設計の要求が残されているのはうなずけない。いつまでも弾性設計にこだわる理由はなかろう。最近ようやくRC靱性フレーム構造を対象に終局強度設計指針が発表されたが、諸外国と比較して格段の遅れは否めない。井の中の蛙とならず、広く世界の動向に目を向けてもらいたいものだ。

5. アンボンドプレストレストコンクリートの開発

アンボンドPC (Unbonded Prestressed Concrete) 工法とは予め表面に防錆材を塗布したPC鋼材をそのままコンクリート中に打設し、コンクリートが硬化して所定の強度に達したとき、PC鋼材を緊張してコンクリート体にプレストレスを導入するポストテンション工法である。通常のポストテンション工法のように、グラウトをシース内空間に注入してPC鋼材を防錆する必要がなく、現場での施工手間が大幅に省ける点で有利である。さらに、グラウト不良やグラウト注入忘れなどによるPC鋼材の発錆破断事故の防止にも有効である。**Fig. 3**左は現在世界各国で広く使用されているアンボンドPC鋼材の断面を図示したもの

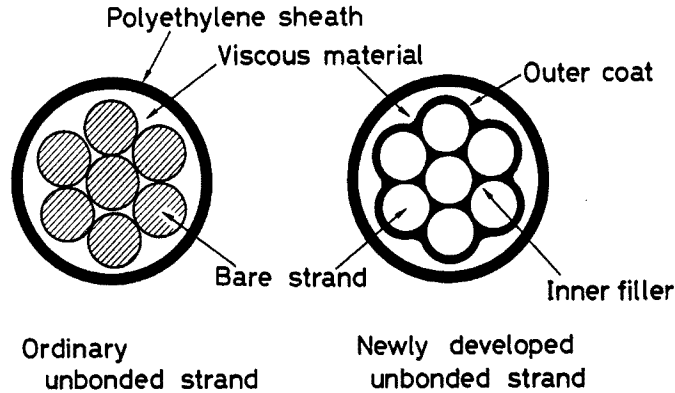


Fig. 3 Typical section of unbonded strand

で⁴⁾、7本よりストランドの表面にグリース類などの防錆材を塗布し、外部にポリエチレンシースをかぶせてある。内部に封入された防錆材は軟質で外気温の下では固化することなく、プレストレス導入に伴うポリエチレンシースとの摩擦も著しく小さい。すなわち、防錆材は防錆および潤滑の2つの役割を同時に果たすものである。最近では構造物が苛酷な自然条件におかれることが多く、とくに塩害などを起こしやすくなっており、このような防錆材封入型のアンボンドPC鋼材でも発錆の危険性が指摘されている⁵⁾。米国では防錆力をさらに向上させるために、エポキシ樹脂皮膜を表面に接着した防錆ストランドが開発されたが⁶⁾、皮膜が薄いとピンホールができるために防錆力が阻害されることから、皮膜厚さを0.63~0.89mmと厚くして防錆信頼性をたかめている⁷⁾。しかし、ストランド内部の心線と外部の側線との間の空隙にはエポキシ樹脂が注入されておらず、この点から防錆力を疑問視する向きもある。筆者はこれを改良するために特殊な熱可塑性防錆樹脂を内部空隙に圧入する方法を考案して、Fig. 3右に示すような完全防錆PCストランドを開発している⁸⁾。

アンボンドPCは1952年に米国である建築物に試験的に使用されたのが最初といわれている⁹⁾。その後米国ネバダ州ラスベガスの学校建築約10棟がアンボンドPCフラットスラブ構造で建設されたが、建設後間もなくスラブの異常キャンバーまたは垂れ下りが起り、使用困難となって取り壊されている。原因は設計モーメントに対して過大または過小プレストレスの設計となっていたためと推定されている⁹⁾。この事故を契機に米国ではフラットスラブ構造に対する適正な設計法の研究が行なわれ、アンボンドPC工法のプレキャスト部材やフラットスラブ構造への利用が増加したが、1964年アラスカ地震で完成間近の5階建てアパート（Four Seasons Apartment House）が倒壊し、プレキャストスラブに用いられていたアンボンドPC鋼材のくさび定着部が破壊してPC鋼材が飛び出すという事故が起った。当初はアンボンドPC鋼材定着部の破壊が建物倒壊の直接原因であるかのようにいわれ、議論を呼んだが、その後の調査によりスラブを支持していたRC耐震コアの倒壊が直接原因であることが明らかにされ、定着部破壊説は払拭されたのである^{9)・10)}。以来、米国およびカナダではアンボンドPCの建築構造物への使用が年々増加し、今日に至っている。

わが国でのアンボンドPCの建築物への本格的利用は、筆者が指導した近畿郵政局大阪倉庫（平面36m×72m+18m×54m、3階建）の各階スラブが最初である。しかし、力学的性質などの研究はかなり早くから筆者らによって行なわれ、ポストテンションPC梁の曲げ試験の一部として行なわれた実験的研究がわが国では最初の研究である¹¹⁾。この実験的研究では、曲げ破壊強度が80~90%に低下する点を除けば、アンボンドPC梁の力学的性質は付着のあるPC梁とほぼ同様であることが明らかにされている。このような曲げ破壊強度低下は、曲げ破壊時における破壊断面のPC鋼材引張力が付着のある場合よりも小さくなるために

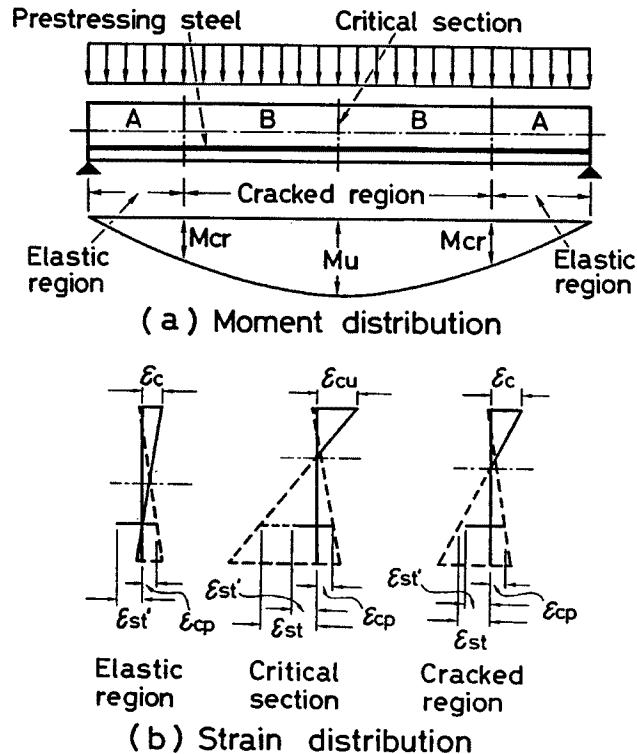


Fig. 4 Strain distribution at an arbitrary section of unbonded beam

おこる。これを Fig. 4 (a) に示す直線配置アンボンド PC 鋼材を持つ単純梁に等分布荷重が作用する場合を例にとって説明する。この梁は梁中央断面が曲げ破壊して耐荷能力を失うが、このときの梁各部分は、両端部の曲げひびわれモーメント以下の弾性域と、中央部の曲げひびわれ発生域とに分けられ、それぞれの曲げモーメントの大きさに応じて同図 (b) に示すような各断面ひずみ分布が得られる。図中の ε_{cp} および ε_{st} は、それぞれ PC 鋼材配置位置のコンクリートのプレストレスによる圧縮ひずみ、および、等分布荷重載荷後の引張ひずみ、 ε_{st}' はアンボンド PC 鋼材ひずみ変化量の一部である。等分布荷重載荷によるアンボンド PC 鋼材の引張ひずみ変化量は $\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}'$ で表わされ、付着がないために梁全長にわたりどの断面でも同じ値である。これに対して付着のある梁の曲げ破壊断面（梁中央断面）での PC 鋼材引張ひずみ増分は、平面保持の仮定が適用できることから $\varepsilon_{ct} + \varepsilon_{st}$ であり、その結果、

$$(\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}') < (\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}) \quad (1)$$

となって、アンボンド PC 梁の曲げ破壊強度は付着のある場合よりも小さくなるのである。すなわち、アンボンド PC 部材の曲げ破壊強度の計算には、付着のある PC 梁または RC 梁の場合に適用する平面保持の仮定に代って、PC 鋼材配置位置での部材各部のコンクリートの曲げ破壊に至るまでの伸びひずみ増加量を部材全長にわたって積分したコンクリート伸び変形増加量が、PC 鋼材全長に対する伸び変形増加量に等しいとする、いわゆる伸び変形増分に対する適合条件を使用しなければならない。

筆者はこのような伸び変形増分適合条件を用いた曲げ破壊強度計算式を誘導し¹²⁾、実験結果とよい一致を示すことを確認しているが¹³⁾、計算がきわめて複雑で実用には向かないものであった。しかし、アンボンド PC 工法は特定のプレキャスト PC 製品に使用される以外には興味をもたれることが少なく、わずかな

研究者が細々と研究を継続する状態が続いた。筆者のアンボンド PC 部材の曲げ破壊強度計算法の研究も進まないまま、アンボンド PC 鋼棒を使用した PC 枕木の研究などに移り、現在多くの路線で使用されているアンボンド PC 枕木の原型を開発したのである^{14), 15)}。当時阪急電鉄営業線に敷設された枕木は、18年間の使用に耐えた後新しいアンボンド PC 枕木に取り替えられたが、その機会に行なった使用済み枕木の性能調査の結果、力学的性質の劣化は全く認められず、また、PC 鋼棒の品質劣化もなく、きわめて健全な状態を保っていたことが明らかにされ¹⁶⁾、アンボンド PC が耐久性に優れたものであることが証明されたのである。

筆者のアンボンド PC 部材の研究再開は、多くの技術者がこの工法に興味を持ち始めた 1970 年頃からである。建築構造物への実用化を促進するためには、曲げ破壊強度の実用計算法を開発する必要があった。中でも曲げ破壊時の PC 鋼材伸びひずみ増分を如何に簡単に解析または仮定するかが急務であった。当時は、曲げ破壊時までにおこる PC 鋼材引張ひずみ増分または曲げ破壊時 PC 鋼材引張力を実験結果に基づいて実験式にまとめ、これを用いた曲げ破壊強度略算法が多く提唱された。しかし、PC 鋼材の配置形や載荷荷重分布形などによって曲げ破壊時の PC 鋼材引張応力が変化することから、これらの略算式からは必ずしも適正な値が算出されるとは限らなかった。そこで筆者は、RC のプラスチックヒンジ回転限界の計算に関連して、付着の劣化に伴う平面保持の仮定の不成立を表わす係数 α (ひずみの適合条件係数) を導入して、鉄筋の引張ひずみを修正計算する A. L. L. Baker の方法¹⁷⁾ に着目して、曲げ破壊時 PC 鋼材引張ひずみ増分を

$$(\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}') = \alpha (\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}) \quad (2)$$

で表わし、さらに、 α の値としては

$$\alpha = M_a / M_u \quad (3)$$

M_u : 部材に作用する最大曲げモーメント (曲げ破壊断面に作用する曲げモーメント)

M_a : 部材全長の曲げモーメント分布の平均値

を用いることを提案し、実験結果との適合性もきわめて良いことを確認している¹⁸⁾。これによれば、付着のある PC 部材と全く同じ手法で曲げ破壊強度が計算できる。

耐震構造物へのアンボンド PC の利用に際して大問題であったのは、地震応力繰返しによる定着端での PC 鋼材低サイクル疲労破壊である。周知のように構造物は地震により繰返し応力を受けるが、その際、アンボンド PC 部材では、付着がないために PC 鋼材が材端部に至る部材全長にわたって繰返し引張応力を受ける。PC 鋼材は通常くさび定着されるが、くさび定着部では一般に PC 鋼材が破断しやすく、もし、地震時に繰返し引張力によって疲労破断すると、付着がないために部材はたちまち崩壊する。T. Brondum-Nielsen は 12- ϕ 7mm ボタンヘッド定着ケーブルを用いた PC 梁の片振り疲労実験を行い、付着のある梁では荷重繰返し回数が 200 万回以上で PC 鋼材が最大モーメントを受ける梁中央部で疲労破断し、梁が破断したのに対し、アンボンド PC 梁では 9000~26000 回という異常に少ない荷重繰返し回数で PC 鋼材が定着部ボタンヘッド首下で破断、崩壊に至ったことから、アンボンド PC 梁は繰返し荷重に対してきわめて危険であると結論した¹⁹⁾。以後、世界のアンボンド PC に関する理解は危険視する傾向が強くなり、とくにヨーロッパ各国ではほとんど顧みられなくなった。筆者は、このようなアンボンド PC 梁の疲労強度の低下は、ボタンヘッド加工によるノッチの影響により PC 鋼材疲労破断強度が著しく阻害されたためと推定し、定着部強度の信頼性が高い当時慣用のネジ定着 PC 鋼棒やくさび定着ストランドなどを使用して PC 梁の低サイクル疲労実験を行い、アンボンド PC 梁であっても PC 鋼材の疲労破断は定着部ではほとんどおこらないこと、したがって、Fig. 5 に示すように疲労耐力は付着のある場合とほとんど変わらないことを示し¹⁸⁾、アンボンド PC が必ずしも危険とはいえないことを力説したのである。しかし、世界の疑念は根強く、1978 年および 1982 年の国際プレストレストコンクリート学会大会の席上開催された耐震構造委員会においてアンボンド PC の耐震構造への利用を訴えたが、取り入れられなかった。その後、さらに低サイクル疲労実験データを積み重ね、1986 年大会での耐震構造委員会においてようやく世界の理解を克ち得たのである。以来、アンボンド PC の発達は次項に示すパーシャリープレストレストコンクリート

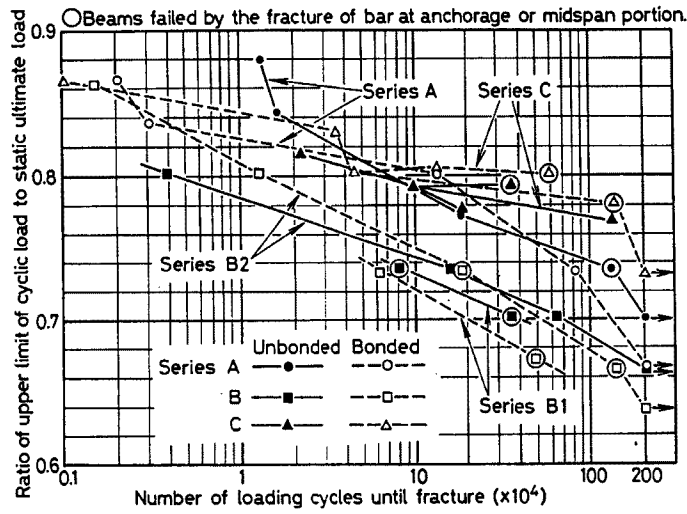


Fig. 5 Comparison of low-cycle fatigue strength between bonded and unbonded beams

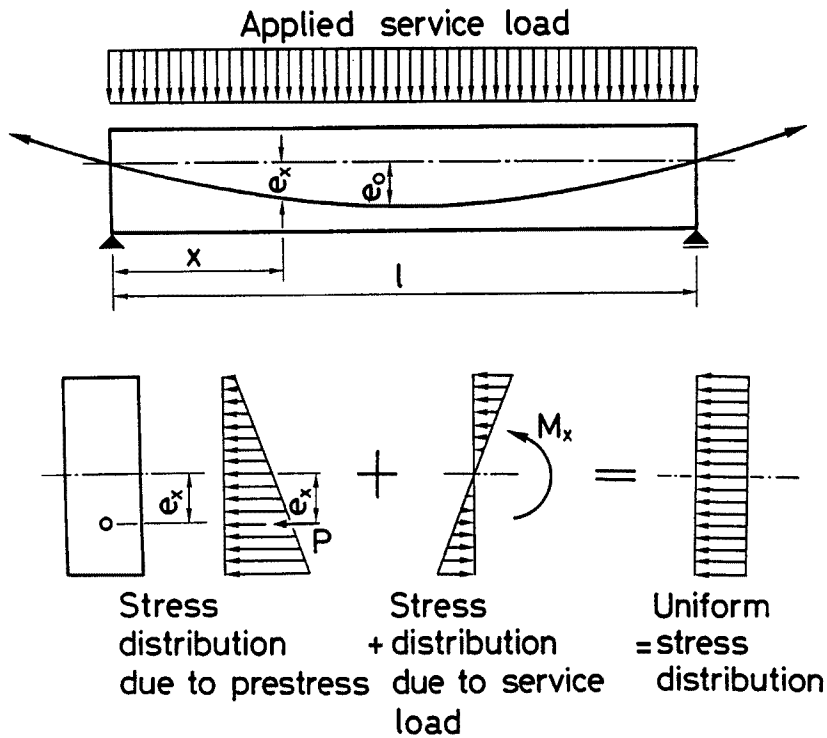


Fig. 6 Load balancing design concept (by T. Y. Lin)

(Partially Prestressed Concrete, 以下 PPC と略記) に広く活用されるようになり, PPC 構造の発達に大きな役割を果たした。

6. パーシャルプレストレストコンクリートとコンクリート系構造物設計法の統一

パーシャルプレストレストコンクリート (Partially Prestressed Concrete, 以下 PPC と略記) は, 単純に言えば RC 部材にプレストレスを導入し, 常時使用状態における曲げひびわれ幅を耐久性を阻害する恐れのない限度以内 (通常は曲げひびわれ幅 0.2mm 以下) に制御するもので, P. W. Abeles の提案になるものである^{20), 21)}。1970 年 FIP-CEB モデルコードに III 種 PC として定義されてから世界各国で急速に普及した。わが国でも部材のひびわれ幅をプレストレス導入によって直接制御できることから, RC 構造物のひびわれ, 大たわみ障害に悩まされた技術者の関心が高まり, 1986 年には日本建築学会から設計・施工指針が刊行されて, 建築構造物への使用が急速に進んだ。PPC に関する筆者の研究は, まず, 常時使用状態に対する必要プレストレス力とその偏心距離を合理的に決める方法から始められ, 部材内に PC 鋼材を設計曲げモーメント分布形と相似な形状に配置するのが理想であること, および, このように PC 鋼材を配置した部材では設計曲げモーメントとプレストレスによる逆曲げモーメントの大きさが等しくなるようにプレストレス力を選べば, 設計荷重作用時に部材のどの断面においても曲げモーメントが 0 となる真直な部材が得られることを利用した, 導入プレストレス決定法を開発した²²⁾。この方法の基礎となったのは, プレストレスモーメントによって設計曲げモーメントを打ち消すという T. Y. Lin の荷重釣合法の概念²³⁾を応用したものである。Fig. 6 はこれの説明図である。PC の原理を知らない技術者にとっても簡単に必要プレストレスを決定でき, しかも, 決定したプレストレスは外力としてコンクリート部材断面に作用させ, 後の設計は RC 部材断面の弾性設計法をそのまま適用できる点が特徴である。さらに, プレストレス導入にアンボンド PC 鋼材の使用を提唱し, 以後のわが国におけるフラットスラブ構造の発達に大いに役立つこととなった。

PPC の耐震設計は PC と同様に終局強度に基づいて行なわれる。構造物としてはすべての部材に PPC が用いられるわけではなく, 柱は RC, 梁は PPC または PC とされるのが普通である。最近, RC 構造でも靱性フレームに限り終局強度に基づく設計ができるよう設計規準が整備されたが, 靱性フレームに限らず通常

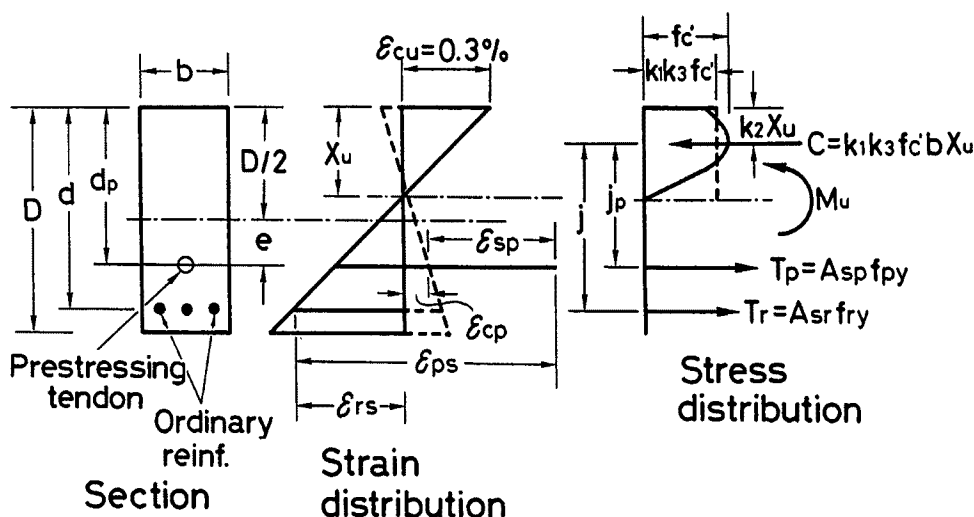


Fig. 7 Stress and strain distribution at critical section of beam at flexural failure

のRC構造でも耐震設計は終局強度設計によるのが理想であることは、3.項で述べた耐震設計の基本理念に照らして当然と言える。さらに、PC、PPC、RCの区別なく終局強度設計に従えば、これら何れの構造種別であれすべて同じ曲げ破壊強度を持つよう設計することができるのである。これをFig. 7に示す普通鉄筋とPC鋼材を配置してプレストレスを導入した長方形部材断面の、曲げ破壊モーメント計算式を使って説明しよう。同図には曲げ破壊時の断面ひずみ分布および応力分布も同時に示してある。説明を簡単にするために、曲げ破壊時にはPC鋼材および普通鉄筋はいずれもそれぞれの降伏応力に達しているものとする。同図を参照して、曲げ破壊時の中立軸位置 $x_u = x_{u1}d$ を軸力の釣合から求めると次のようになる。記号は同図を参照されたい。

$$k_1 k_3 f_c' b d x_{u1} = A_{sp} f_{py} + A_{sr} f_{ry} \\ \therefore x_{u1} = (q_p d_{p1} + q_r) / k_1 k_3 \quad (4)$$

ここに、

$q_p = p_p f_{py} / f_c'$: PC鋼材係数, $q_r = p_r f_{ry} / f_c'$: 引張鉄筋係数

$p_p = A_{sp} / b d_p$: PC鋼材比, $p_r = A_{sr} / b d$: 引張鉄筋比

また、曲げ破壊モーメントは以下のようになる。

$$M_u = A_{sp} f_{py} (d_p - k_2 x_u) + A_{sr} f_{ry} (d - k_2 x_u) \\ \therefore \frac{M_u}{b d_p^2 f_c'} = (q_p d_{p1}^2 + q_r) - \frac{k_2}{k_1 k_3} (q_p d_{p1} + q_r)^2 \\ = q_p d_{p1}^2 \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p\right) + q_r \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r\right) - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p d_{p1} q_r \\ \doteq \underbrace{q_p d_{p1}^2 \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p\right)}_{\text{A項}} + \underbrace{q_r \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r\right)}_{\text{B項}} \quad (5)$$

ここに、 $d_{p1} = d_p / d$

なお、(5)式では、右辺2行目の第3項を無視した近似式が3行目に記載されているが、以下の説明では便宜上この近似式に基づいて論を進める。さて、(5)式のA項は曲げ破壊モーメント M_u のPC鋼材負担分を、B項は普通引張鉄筋負担分を表わしている。したがって、要求される曲げ破壊モーメント M_u をPC鋼材だけで負担させようとすれば、B項が0となることから、

$$\frac{M_u}{b d_p^2 f_c'} = q_p' \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_p'\right) \quad (6)$$

が成立するようPC鋼材係数 $q_p' (> q_p)$ を選べばよく、また、普通引張鉄筋だけで負担させるには、(5)式のA項を0として

$$\frac{M_u}{b d^2 f_c'} = q_r' \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q_r'\right) \quad (7)$$

から引張鉄筋係数 $q_r' (> q_r)$ を求め、これを部材断面に配置すればよいことになる。すなわち、(5)式のようにPC鋼材と普通引張鉄筋の両方を配置したPPC部材でも、(6)式を満足するPC鋼材だけを配置したPC部材でも、また、(7)式を満足する普通引張鉄筋を配置したRC部材でも、いずれも要求曲げ破壊モーメント M_u を満足する部材が設計できる。すなわち、PC、PPC、RCのどの構造でも、終局強度設計を行なえば同じ断面を持つ部材が設計できるのである。したがって、これらに汎用の曲げ破壊モーメント計算式として(5)式を与えておけば、すべてが共通に使用でき、これがPC-PPC-RC統一設計法を確立するための基本理論となるのである^{22), 24)}。

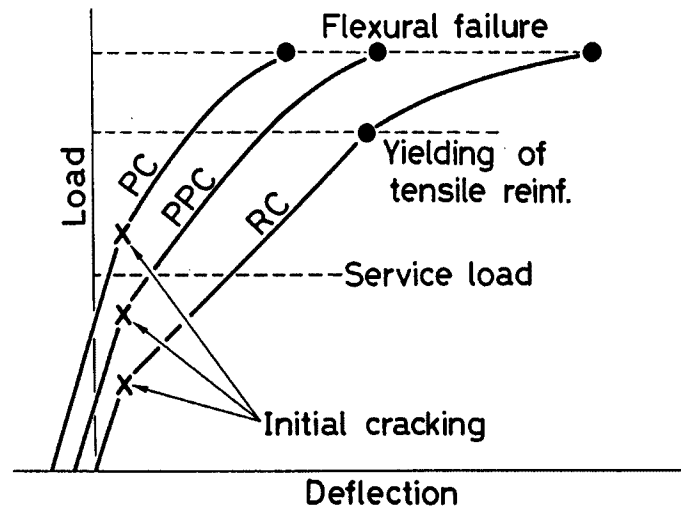


Fig. 8 Schematic comparison of load-deflection curves between PC, PPC and RC members

Fig. 8 は同じ大きさの曲げ破壊強度を持つ PC, PPC, RC 各部材の荷重—たわみ曲線を描いた模式図である。曲げ破壊強度が同じであるこれら 3 つの部材の相違点は、同じ荷重荷重に対してたわみの大きさが PC 部材で最小、RC 部材で最大となること、および、常時使用状態で PC 部材は曲げひびわれが発生しないが、PPC および RC 部材ではひびわれ発生を許容していることである。ただし、PPC 部材ではひびわれが発生してもひびわれ開口幅が許容値以内に制御されている点が RC 部材と異なる。したがって、RC 部材はスパンの比較的短い構造に、PC 部材は長大スパン構造にそれぞれ適した構造であり、PPC はその中間の空白部を埋める構造と位置付けられる。つまり PC—PPC—RC 一連の構造は終局強度設計による限り全く同一の設計式を用いて設計できることから、何等区別をする必要はない。ただ、常時使用状態におけるひびわれの有無とこれに伴うたわみの大小だけが唯一の相違点で、どの種別の構造とするかは設計者の判断にまかせればよいのである。したがって、これらをいちいち区分けして別扱いする理由はどこにもなく、国際的には PC—PPC—RC 一連の構造を一括してコンクリート系構造 (Structural Concrete) と呼ぶことに統一されている。わが国では RC 構造の終局強度設計法への移行が遅れており、世界の趨勢からの遅れを早急に取り戻すことを切望したい。

7. 高強度コンクリート—圧縮強度 200MPa への挑戦

世界におけるコンクリート工学の最近の進歩は目ざましく、技術革新時代を迎えている。とくに、1972 年に始まった北海油田掘削用コンクリートプラットフォームの建設に関連して、高強度で密実なコンクリートを得るための新材料、新技術の開発が精力的に行なわれ、28 日立方体強度で 85MPa (シリンダー強度で約 70MPa) に達する高強度コンクリートが、現場でポンプ打設されるまでになっている^{25), 26)}。橋梁や建築構造物でも、構造物の長大化、高層化に伴い、より強度の高いコンクリートが要求されるようになり、今日ではシリンダー強度で 100MPa を越すコンクリートの現場施工が試みられている^{27), 28), 29)}。わが国でも近年の RC 建築物の高層化に伴い、1988 年から RC 造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 (New RC) と題する建設省総合プロジェクトが 5 年計画で開始され、30~120MPa の高強度コンクリートを対象に、材料・設計・施工の広範囲にわたって研究が行なわれるなど、高強度コンクリートの実用化に向かった動きがようやく活発となってきた。

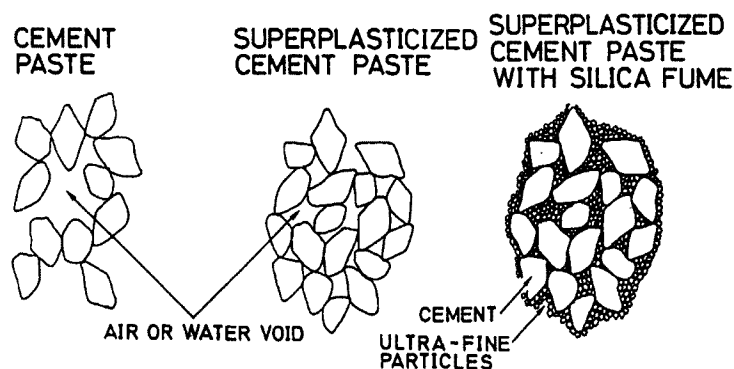


Fig. 9 Structure of cement paste in fresh concrete

Table 2. Mechanical properties of densified concrete
 (Concrete mix : Cement-400kg/m³, Silica fume-133kg/m³, Sand-707kg/m³,
 Water-100kg/m³, Superplasticizer-13.5kg/m³)

Coarse aggregate	Density (kg/m ³)	Compressive strength (MPa)	Dynamic Modulus of elasticity (MPa)
16mm granite *	2500	125	68,000
16mm diabas **	2666	168	65,000
10mm calcined bauxite **	2873	218	109,000
4mm calcined bauxite **	2857	268	108,000

* Water-cured 28 days at 20°C and tested at 28 day.

** Water-cured 4 days at 60 to 80°C and tested at 28 days

高強度コンクリートを得る方法には種々あるが、コンクリート工学の教える最も基本的で実用的な方法は、コンクリートの水セメント比の低減である。セメントの水和に必要な水量は水セメント比で25%と言われている。しかし、通常の方法ではこのような過小な水セメント比で打設可能なコンクリートを合理的に作ることは困難である。したがって、25%を越える部分の水は余剰水となってコンクリート中に空隙をつくり、発現する強度も水セメント比が多くなる程小さくなるのである。1960年代のコンクリートの圧縮強度は20MPa程度（水セメント比で60%程度、スランプ18~21cm）が主流であって、プレストレストコンクリート構造に30~50MPaのコンクリートがわずかに使用されていたに過ぎなかった。1962年にコンクリートのワーカビリティ（施工性）を阻害することなく著しく減水が可能な高性能減水材（Superplasticizer）が世界に先駆けわが国で開発され³⁰⁾、1964年に高強度コンクリート用減水剤として市販されて高強度が容易に得られるようになった。しかし、圧縮強度が20MPa程度の高水セメント比、高スランプのいわゆるシャブコンと呼ばれるコンクリートが主流を占めていた当時としては、せっかく開発され

た高性能減水材はわが国の技術者の関心を得ることさえ出来ず、遠心力成形高強度プレストレストコンクリートなど特殊な工場製品に使用されただけであった。1970年代後半から1980年代にかけて高性能減水剤を使用した高強度コンクリートが諸外国で活発に使われるようになり、高性能減水材の有用性がわが国でもようやく注目されはじめたのである。

高性能減水剤を使用しても、コンクリートの水セメント比は25%以下に低減することは困難であり、得られるコンクリートの圧縮強度は実用上は70MPa程度が限度である。また、25%の水セメント比は前述のセメントの水和に必要な理論最小水セメント比でもある。しかし、セメントペースト内部にはFig. 9中央に示すような空隙が残る。さらに高強度を得るためには、高性能減水剤ではなし得なかった内部残留空隙を別の手段で充填しなければならない。これを実現するアイデアとして、Fig. 9右に示すようにセメント粒子の1/50~1/100の超微粒子で内部空隙を埋める高密度化コンクリート (Densified Concrete) が提案された³¹⁾。超微粒子としては金属シリコン製造過程で副産する超微粒シリカ粉末 (シリカフューム, 平均粒径0.1~0.2 μm) を用い、セメント重量の5~20% (10%程度が標準) の内割混合比でセメントに混ぜて使用する。微粒子であるのでコンクリートは粘ちょうとなるが、粒形が球形であるため流動性を兼ね備え、その結果、高性能減水剤との併用により、ワーカビリティを阻害することなくコンクリートの水セメント比を16~18% (モルタルでは14%程度) にまで低減できる。コンクリート圧縮強度としては100MPa以上が容易に得られる。シリカフュームはSiO₂量85~98%の超微粉末であるのでポゾラン活性を示し、セメントの水和反応により生成される遊離石灰と一種のポゾラン反応をおこす³²⁾。その生成物はきわめて堅牢で、空隙の充填とともに超高強度を得る主因の1つとなっている。参考までに200MPaを越える圧縮強度を得たコンクリートの実験結果をTable 2に示しておく。なお、今日慣用の骨材を使用して実用上出し得るコンクリートの圧縮強度は130MPa程度であることも、著者の実験で明らかにされている³²⁾。

Fig. 10の実線は筆者の実験室で測定した24~160MPaの範囲の種々の圧縮強度のコンクリートの応力ひずみ曲線である³³⁾。図中の点線はモデル化曲線であるが詳細は省略する。高強度になるほど曲線の先端が尖って直線的となり、また、ピーク応力 (圧縮強度) を越えた後のひずみ軟化域の負勾配は急激となる。このことは、載荷圧縮力がピークに到達したときのコンクリートの破壊が高強度になるほど激しくなることを意味する。したがって、このような高強度コンクリートを健全に使用するためには、何等かの方法でピーク応力以後の靱性改善が必要である。これについては9. 項で述べる。余談ではあるが、160MPaのコンクリートの圧縮試験をひずみ軟化域まで測定困難な通常の圧縮試験機で行なうと、ピーク応力に到達するや否や大音響とともにコンクリートが突発的に破壊し、コンクリート片が粉々になって飛び散る。防護処置を施して試験する必要がある。また、破壊時に出る大音響は大気を振動させて弾性波となり、実験室の窓ガラスを震わすばかりでなく、建物全体が振動するかのような影響を与え、建物内の住人を何事が起こったかと驚かせる。筆者が初めてこのような高強度コンク

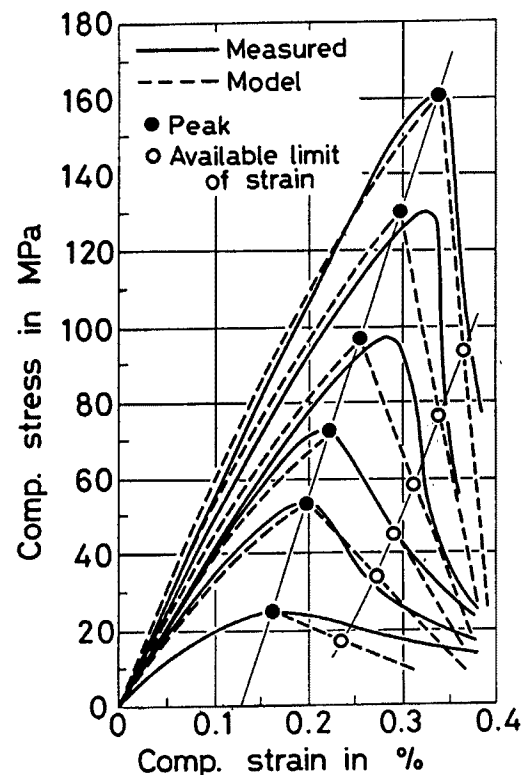


Fig. 10 Stress-strain curves of various strengths of concrete

リートの圧縮破壊実験を行なったとき、大音響で爆発が起こったのではないかと人々を震がさせ、たいへん叱られたのを覚えている。以後は防音にも気を使って実験を行なうようになったが、同時に、強度の高いことで人々を驚かすのではなく、大音響で驚かすとは、なんと研究とは面白いものではないかと苦笑いしたことが忘れられない。高強度コンクリートの圧縮試験を行なう場合には、破壊時のコンクリートの飛散で怪我をしないよう、十分なコンクリート飛散防護措置をとることは言うまでもないが、派手な音響で他人を驚かさないうための措置も忘れていただきたい。老婆心ながら注意を喚起しておく。急激な破壊を防ぐには、例えばコンクリート中に鋼繊維を容積比で1%程度混ぜるのも一方法である。ただし、あまり多く混ぜ過ぎると、鋼繊維による横拘束効果が大きくなって、コンクリートの強度および変形特性が変わるので注意を要する。

8. せん断補強問題—高強度補強筋による弾性補強が肝要

構造物の耐震性確保のために解決しなければならない問題の1つに、靱性改善がある。とくにコンクリート系構造物では、脆性材料であるコンクリートの特性が随所に現れる。RC柱のせん断破壊はその代表的なものである。1968年十勝沖地震におけるRC構造物の柱のせん断破壊による被害は、当時のRC構造工学の研究者たちにとって大変なショックであったようだ。

かつて、せん断補強筋の設計は、Mörschの理論による補強設計式によって行なっていた。これは、せん断ひびわれ発生後は全せん断力が補強筋に負担されるとする全補強式と呼ばれるものである。当時は米国コンクリート学会規定(ACI Code)を何の批判もなく受け入れる風潮が強かった時代で、米国規定が作用せん断力の相当部分をコンクリートに負担させてもよいことに改訂したのを機会に、わが国のRC構造計算規準のせん断補強規定を同様の方法に改訂してしまっていた。その結果、せん断補強筋としては最小規定量さえ配置しておけば事足りることが多く、たとえこれを配置したとしても、ほとんど物の用にはたない設計となっていた。筆者は十勝沖地震の前年に開催された日本建築学会名古屋大会での構造物の安全度についての構造系研究協議会において、問題提起者の1人としてRC構造物の安全性について論じ、安全性の見地からは弾性設計をやめて終局強度設計へ早急に移行することが肝要であること、こうすることによってコンクリート系構造物の統一設計規準の策定が可能となることに加えて、もっと多くのせん断補強筋を配置する必要があることを説き³⁴⁾、配置ピッチとしては5~7.5cm程度にしないと補強にならないことを議論した。しかし、筆者の主張は多くの研究者の関心を高めることができず、足どもも重く家路についたのを覚えている。それから1年、十勝沖地震で筆者の心配した柱のせん断破壊が起こったのである。したがって、低強度のコンクリートを使い、かつ、せん断補強筋もきわめて少ないRC構造物が、大被害を受けながらもよく地

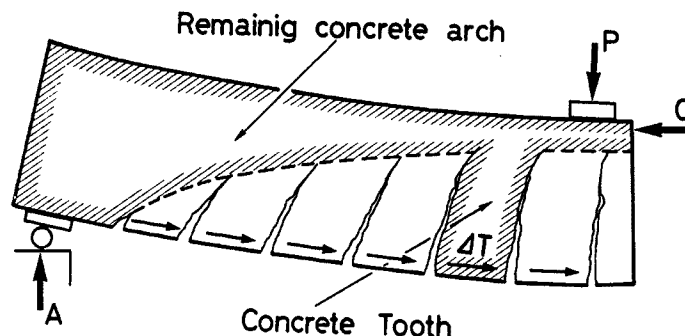


Fig. 11 Function of concrete teeth and remaining concrete arch (G. N. J. Kani)

震に耐えたというのが、十勝沖地震被害に対する当時の筆者の偽らざる実感であった。地震被害発生後旬日を経ずして被害調査に関する研究者の会議が開催されたが、その席上、崩壊せずによく持ってくれたと発言し、席上ひんしゅくを買ったが、今でもそう思っていることには変わらない。

何故、米国に追従してせん断補強筋設計法を改訂したのであろうか。それは、確たる論理構築を行なわないままいたずらに実験を重ね、物事を判断してしまうというコンクリート工学研究者の宿命とも言うべき研究態度によるものであろう。もちろん、コンクリート工学の研究は単に理論だけですべてを解決できない側面を持つ。これを補うものの1つに実験的研究がある。実験は実証的で得られた結果はいかにも正しいかのようになるばかりか、かえって誤った結論を誘導することさえあるのである。このような誤りを犯さないようにするためには、実験を行なう前に理論に基づいた確かな推論（論理構築）が不可欠である。ましてせん断破壊についてはその機構が複雑で、その破壊機構の分析なしにはせん断補強筋の合理的設計法を確立するのは困難である。筆者はこのような考えから梁部材のトラス機構によるせん断力負担機構の研究にとりかかった。しかしその矢先、せん断力は梁機構とアーチ機構とにより負担され、かつ、どちらかの機構の破壊によってせん断破壊に至るとする Kani の櫛の歯理論が発表されたのである³⁵⁾。この理論の原理は Fig. 11 に示すように多数のせん断ひびわれの発生によって櫛の歯のようになったコンクリート片持梁（Concrete tooth）の付け根が次々に曲げ破壊することによって梁機構によるせん断力負担機構が崩れ、アーチ機構による負担に移行することになり、せん断補強筋によって梁機構の崩壊耐力を増大することが、せん断補強の機構説明となる。このような機構から筆者はせん断補強筋が降伏するとコンクリート片持梁の破壊が急速に起こるであろうことに気付き、部材が破壊に至るまでせん断補強筋を降伏させないといけないと考えるに至った。つまり、せん断破壊のような脆性破壊に対する補強は、補強筋を降伏させない弾性補強でなければならない、というのが筆者の理念の1つとなり、これが高強度せん断補強筋の開発研究の動機となった。

筆者が高強度せん断補強筋の必要性を直接検証したのは、Fig. 12 に示す供試体によるせん断補強シュミレーション実験においてである³⁶⁾。図中のせん断補強筋 T1～T4 は、普通のせん断補強筋を配置する代わりに、予め供試体に設けられた貫通孔に $\phi 19\text{mm}$ PC 鋼棒を通し、供試体外側面にエッジ付き定着体を介して定着させたもので、供試体頂部に一定軸力を载荷したまま水平力を载荷し、これによって PC 鋼棒 T1～T4 に生じる引張力をそれぞれの鋼棒の定着ナットと定着体との間に装着してあるロードセルによって測定すると同時に、これを実際のせん断補強筋に生じる伸びひずみに換算して、その換算ひずみに相当する補強筋伸び変形を鋼棒端部のナットをゆるめることで、実際のせん断補強筋の挙動をシュミレートする。この方法によってせん断補強筋の降伏後の供試体の挙動も具現することができるのである。せん断補強筋降伏強度を $3000\sim 12000\text{kgf/cm}^2$ の範囲に適宜に選び、せん断破壊強度を測定した結果の一例（せん断補強筋比 0.2%）を Table 3 に示す。同表から明らかなようにせん断補強筋の降伏強度が大きくなるほどせん断破壊強度が増大することを確認すると同時に、破壊に至るまでの供試体頂部のたわみが著しく大きくなって、靱性の点でも著しい改善効果が期待できることを明らかにしたのである。

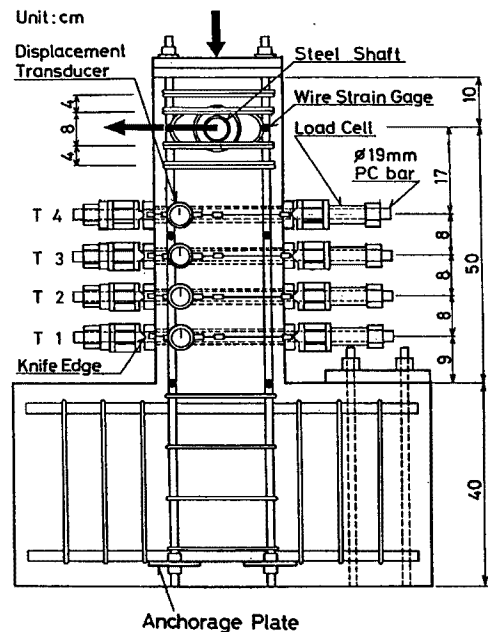
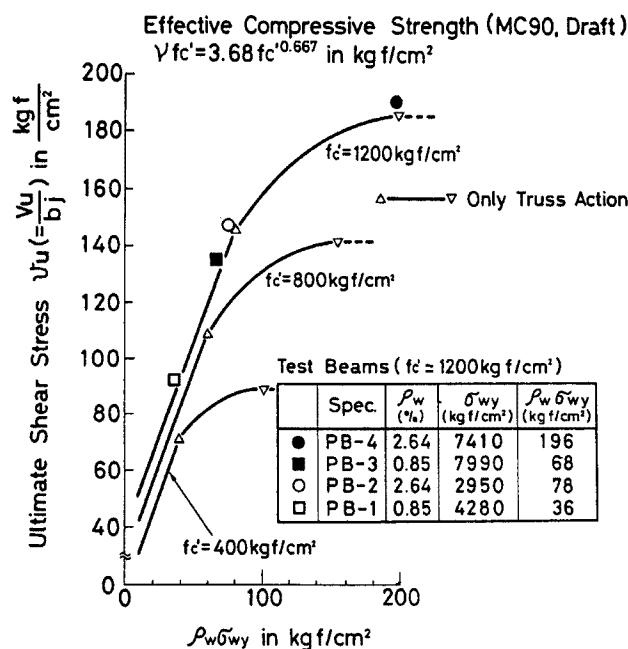


Fig. 12 Shear simulation test set-up

Table 3. Shear simulation test results (Ratio of shear reinforcement : 0.2%)

No. of specimen	Yield strength (kgf/cm ²)	Peak load (tf.)	Max. defl. at peak load (cm)
1	3000	13.00	0.445
2	4500	15.70	0.760
3	6000	15.40	0.860
4	9000	15.48	1.273
5	12000	17.55	1.624

Fig. 13 Ultimate shear stress V_u versus shear reinforcement efficiency $\rho_w \cdot \sigma_y$ relationships

以後のせん断破壊機構に関する研究は、前述の Kani 理論と高強度せん断補強筋の組み合わせによって進行し、トラス機構およびストラット機構の解明³⁷⁾、および、付着せん断破壊機構の解明へと進み³⁸⁾、せん断補強筋の合理的設計法の確立³⁹⁾へと進んだのである。これらの研究成果と高強度せん断補強筋の使用によって、今日では、せん断破壊はほぼ完全に防止できるまでになっている。なお、部材に高強度コンクリートを使用するメリットとして、せん断補強筋の補強効果が大きくなることを強調しておかなければならない。すなわち、部材に作用するせん断力は、せん断補強筋とコンクリート圧縮斜材とで構成されるトラス機構と、一方の材端圧縮部から他方の材端圧縮部へせん断スパンを斜めに横切るストラット機構によって分担され、前者にあってはコンクリート圧縮斜材の、また、後者にあってはコンクリートストラットの圧縮破壊によってせん断破壊がおり、したがって、高強度コンクリートを使用するほどこれらせん断力負担機構の耐力が増大することによる。Fig. 13 はコンクリート圧縮強度を種々に変化させた場合の RC 梁の、せん断補強量とせん断破壊強度との関係を理論計算した結果を図示したもので、せん断補強量としてはせん断補強筋の容積比 ρ_w と降伏強度 σ_{wy} との積 $\rho_w \cdot \sigma_{wy}$ を用いている⁴⁰⁾。せん断補強量が同じ部材であっても、コンクリート圧縮強度が大きいほどせん断破壊強度は大きくなっていることが明白にわかる。なお、同図には一

例としてコンクリート圧縮強度 $f'_c = 1200\text{kgf/cm}^2$ の部材のせん断破壊強度実験値をプロットしてあるが、理論値と計算値はよく一致している。

9. コンクリートの靱性改善—コンクリートはもはや脆性材料ではない

コンクリート系部材の曲げ破壊は、PC、PPC、RC を問わず圧縮側コンクリートの圧縮破壊によっておこる。破壊に至る直前の塑性変形は、曲げ破壊に至る以前に引張側鉄筋が降伏することによっておこるが、PC 部材では PC 鋼材に明瞭な降現象が認められないために、破壊直前の塑性変形はきわめて少ない。また、軸力と曲げモーメントを同時に受ける RC 柱においても、作用軸力が大きくなると引張側鉄筋が降伏しなくなって塑性変形が認められなくなる。したがって、構造物の必要靱性を確保するためには、構成部材に塑性変形能力を付与することが必要となる。そのためには、何等かの方法で引張側鉄筋（PC 部材では PC 鋼材）の部材破壊に至るまでの伸び変形を増大してやらなければならない。従来は引張側鉄筋量（厳密には鉄筋係数 $q = p f_y / f'_c$ 、 p ：引張鉄筋比、 f_y ：引張側鉄筋の降伏強度、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度）の制限によって必要な塑性変形能力を確保していたが、近年の構造物に対する曲げ靱性の要求はますます過大となり、もはや引張側鉄筋量の制限だけではその目的を達することができなくなっている。これに代わる有力な手段として登場したのが、横拘束によるコンクリートの圧縮靱性の改善である。すなわち、部材圧縮側のコンクリートの圧縮破壊を防止してさらに変形できるようにしてやれば、コンクリートの変形能力の増大量に応じて引張鉄筋の伸び変形が大きくなり、結果として塑性変形能力が増大するのである。Fig. 14 は RC 単筋梁部材を例にとって、圧縮側コンクリートの曲げ破壊時ひずみが通常の値 $\epsilon_{cu} = 0.3\%$ から大きくなった場合に、曲げ破壊時局率が如何に大きくなるかを計算した結果を示したものである⁴¹⁾。 ϵ_{cu} の増大によって塑性変形能力が著しく増大することがわかる。

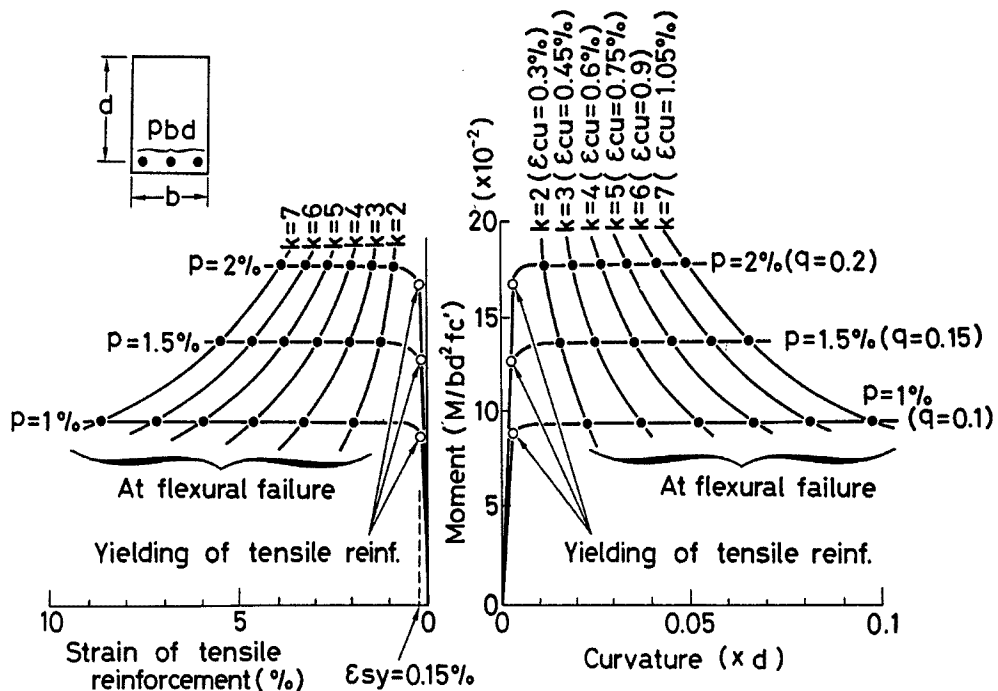


Fig. 14 Numerical example of ductility enhancement due to the increase of ultimate compressive strain of concrete

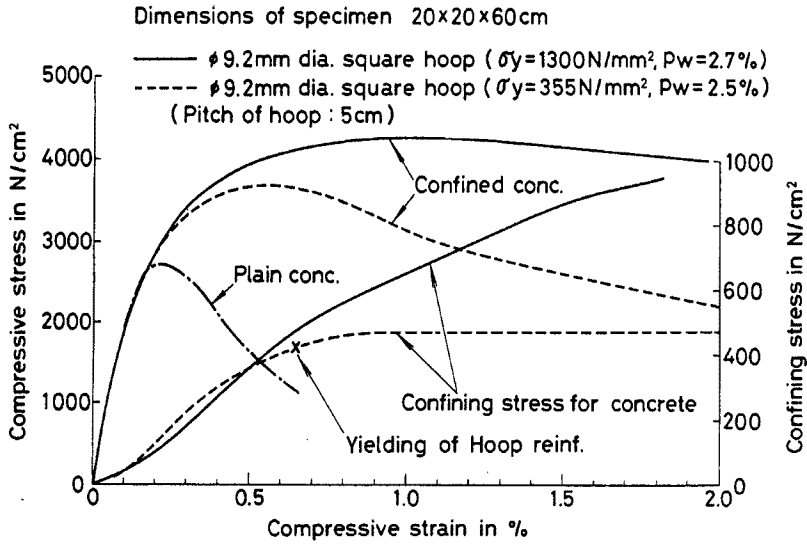


Fig. 15 Typical stress-strain curve of concrete column confined by square spiral hoop reinforcement

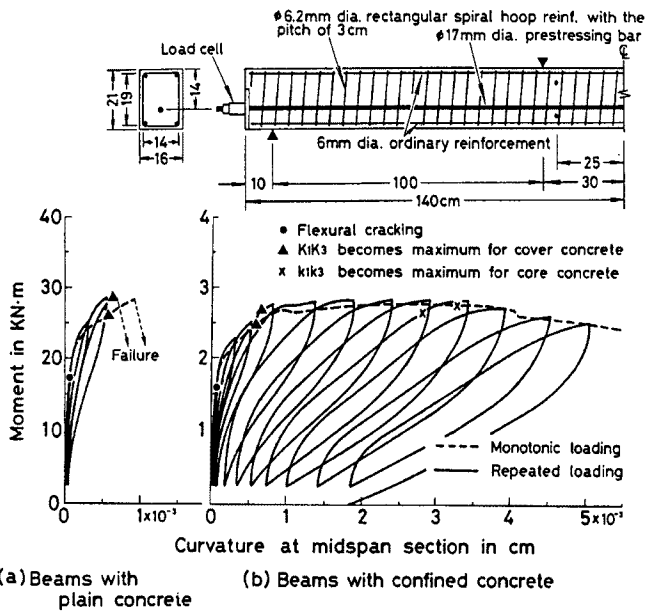


Fig. 16 Enhancement of curvature ductility of prestressed concrete beam by lateral confinement of concrete

コンクリートを横拘束すれば圧縮破壊ひずみを改善できることは、1930年頃にすでに明らかにされている⁴²⁾。巻筋柱と言って主筋が配置されておらず、横拘束筋（巻筋という）だけで著しい圧縮変形能力を発揮するコンクリート柱が開発されている。巻筋柱の存在を知ったのは筆者が学生時代に受けた大学でのRCの講義からである。近年の曲げ靱性改善の必要性の強い要求から巻筋柱を思いだした筆者は、改めて過去の文献を調査して、巻筋、すなわち、横拘束筋の優れた効用を改めて知ったのである。さらに、横拘束筋の降伏は拘束効果を半減するであろうことに気付き、1975年頃から高強度横拘束筋によるコンクリートの横拘束効果の研究に着手したのである⁴³⁾。すなわち、コンクリート圧縮強度の範囲28~73MPa、横拘束筋降伏強度の範囲160~1300MPa、横拘束筋容積比の範囲2~4.5%をカバーする多数の横拘束コンクリート円柱および角柱の実験を行い、高強度横拘束筋を用いることによって従来困難とされていた角柱についても著しい圧縮変形能力改善が可能であることを示すとともに、これらの実験データを整理して横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化を行なった^{44), 45)}。さらに、コンクリートの高強度化が進むにしたがい、コンクリートの強度範囲を130MPaまで拡大し、100MPaを越すコンクリートについても横拘束によって圧縮変形能力の改善が可能であることを明らかにしている⁴⁶⁾。この間、コンクリート系部材に横拘束コンクリートを適用して曲げ靱性の改善が可能であることもあわせて実証し^{44), 47), 48), 49)}、横拘束コンクリートを用いる場合の曲げ靱性設計法を確立している^{50), 51)}。これらをここで詳細に述べる紙数もないので割愛し、ただ、横拘束によってコンクリートの圧縮変形能力が如何に改善出来るかを如実に示す実験例をFig. 15およびFig. 16に示すにとどめる。Fig. 15は高強度横拘束筋を用いた横拘束筋比2.7%のコンクリート角柱の中心軸圧縮実験例⁵²⁾で、2%以上の圧縮破壊ひずみが得られている。また、Fig. 16は同図上部に示すPC梁の中央曲げスパンにおける部材断面曲げモーメント-局率関係実測値⁴⁷⁾であって、横拘束を行っていない通常のPC梁では同図(a)に示すように最大曲げモーメントに到達して以後の塑性変形はほとんど認められないのに対して、横拘束を十分行なった梁では同図(b)のように最大曲げモーメント以後の著しい塑性変形が認められ、コンクリートの横拘束によって部材の曲げ靱性が著しく改善されることがわかる。

なお、余談ではあるが、デンマーク工科大学のM. P. Nielsen教授が静水圧を用いた3次元拘束下でのコンクリートの軸圧縮試験を行なって得た40%の圧縮破壊ひずみが世界記録であることを付記しておく。これは、筆者がノルウェイのスタヴァンゲル市で開催された高強度コンクリートに関する第1回国際シンポジウムに出席の途中同博士を訪問した折、誰にも見せたことのない同博士のホビー的実験ではあるが、古くからの親友である筆者にだけはぜひ見せたいということで、筆者に公開してくれたのである。ピヤ樽のように変形したコンクリート塊を前にして、筆者の口はあんぐり開いたままであった。いまやコンクリートは脆性材料ではなく、横拘束によって鋼材を以てしても得られないほどダクタイルな構造材料に変身させることができるのである。

10. 結 言

研究生活40年と一口に言うものの、筆者にとっては長い道のりであった。いまこうして自ら歩んだ道を振り返りながら研究の一端をまとめてはみたが、まとまりの無い駄文におわり、浅学非才の身の情けなさを白昼に曝す羽目となった。敗軍の將兵を語らずと云うが、臆面もなく兵を語り汗顔の至りである。このような筆者がつつがなく勤めを終えることができたのも、多くの人々が筆者を支えてくれたこそである。紙面を借りて厚く謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) P. W. Abeles : The Principles and Practice of Prestressed Concrete, Crosby Lockwood & Son, Ltd., 1949.
- 2) 坂 静雄・岡田 清・六車 照 : $\phi 24\text{mm}$ 丸棒ポストテンション型PC梁の実験的研究, 日本建築学

- 会論文報告集, 第53号, 1956, pp.42-49.
- 3) CEB-FIP Recommendations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton, 1970.
 - 4) 川端義則: アンボンド工法用PC鋼材について, プレストレストコンクリート, Vol. 14 No. 2, 1977, pp.42-47.
 - 5) Shupack, M.: Prevention of failures related to corrosion of post-tensioning tendon systems in concrete structure, Proc. of the 9th FIP Congress, Vol.3, 1982, pp.110-117.
 - 6) Dorsten, V., F. F. Hunt & H. K. Preston: Epoxy coated seven-wire strand for prestressed concrete, PCI Journal, Vol. 29 No. 4, 1984, pp.120-129.
 - 7) Podolny, W.: Corrosion of prestressing steels and its mitigation, PCI Journal, Vol. 37 No. 5, 1992, pp.34-55.
 - 8) Takeda, K., S. Kikuchi, I. Minami & H. Muguruma: Development of new corrosion protection prestressing strand, Proc. of the FIP Symposium on Modern Prestressing Techniques and Its Applications, Vol. 3, 1993, pp.1717-1724.
 - 9) Lin, T. Y.: Unbonded versus bonded tendons for building construction with particular reference to flat slabs, Proc. of the FIP Symposium on Prestressed Concrete in Building, 1976.
 - 10) Kunze, W. E., J. A. Sharounis & J. E. Amrhein: Behaviour of prestressed concrete structures during the Alaskan Earthquake, PCI Journal, Vol. 10 No. 2, 1965, pp.80-91.
 - 11) 坂 静雄・岡田 清・六車 熙: 太径丸棒ポストテンション型PC梁の実験的研究, 材料試験, Vol. 4 No. 26, 1955, pp.525-532.
 - 12) 坂 静雄・六車 熙: 付着のないPC梁の曲げ破壊耐力 (I), 日本建築学会論文報告集, 第60号, 1958, pp.641-644.
 - 13) 坂 静雄・六車 熙・中島泰一: 付着のないPC梁の曲げ破壊耐力 (II), 日本建築学会論文報告集 第60号, 1958, pp.645-648.
 - 14) 坂 静雄・岡田 清・六車 熙: 太径丸棒ポストテンション型広軌用PCまくら木の実験的研究, セメント技術年報, 第10巻, 1956, pp.481-490.
 - 15) 坂 静雄・小林 勇・岡田 清・六車 熙: HA-1型PC枕木の静的破壊実験報告, セメント技術年報, 11巻, 1957, pp.370-374.
 - 16) 六車 熙: 18年間使用に耐えたアンボンドPCまくら木について, PC技術協会第17回研究発表会講演概要, 1977. pp.7-8.
 - 17) Baker, A. L. L.: Plastic theory of design for ordinary reinforced and prestressed concrete, including moment redistribution in continuous members, Magazine of Concrete Research, Vol. 1 No. 2, 1949, pp.57-66.
 - 18) 六車 熙: アンボンドプレストレストコンクリート (II), GBRC, Vol. 2 No. 2, 1977, pp.7-16.
 - 19) Brondum-Nielsen, T.: Effect of grouting on the fatigue strength of post-tensioned concrete beams, Final Report of the IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, 1973, pp.77-82.
 - 20) Abeles, P. W.: Introduction to Prestressed Concrete, Vol. 2, Concrete Publications Ltd., 1964.
 - 21) Abeles, P. W.: Design of partially prestressed concrete beams, ACI Journal, Vol. 64 No. 10, 1967, pp.669-676.
 - 22) 六車 熙: アンボンドプレストレストコンクリート—最近の発達と問題点, PC技術協会1979年度講習会テキスト, 1979, pp.25-61.
 - 23) Lin, T. Y.: Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures,

- ACI Journal, Vol. 60 No. 6, 1963, pp.719-742.
- 24) 六車 熙：建築構造物とパーシャリープレストレストコンクリート，コンクリート工学，Vol. 25 No. 7, 1987, pp.13-18.
 - 25) Moksnes, J.：Offshore concrete-Recent developments in concrete mix design, Nordisk Betong, Vol. 2 No. 4, 1982, pp.102-105.
 - 26) Moksnes, J.：Concrete quality in Norwegian offshore structures-15 years of laboratory and in-situ testing of high strength concrete, Proc. of the Symposium on Utilization of High Strength Concrete, 1987, pp.405-416.
 - 27) Hoff, G. C.：Utilization of high-strength concrete in north america, Proc. of the 3rd. International Symposium on Utilization of High-Strength Concrete, Vol. 1, 1993, pp.28-36.
 - 28) Detwiler, G.：High-strength silica fume concrete-Chicago style, Concrete International, Vol. 14 No. 10, 1992, pp.32-36.
 - 29) Pistilli M. F., A. Cygan & L. Burkart：Concrete supplier fills tall order, Concrete International, Vol. 14 No. 10, 1992, pp.44-47.
 - 30) 服部健一：特殊減水剤の物性と高強度発現機構，コンクリート工学，Vol. 14 No. 3, 1976, pp.12-19.
 - 31) Bache, H. H.：Densified concrete/Ultrafine particle-based materials, Presented at the 2nd International Conference on Superplasticizers in Concrete, Ottawa, 1981.
 - 32) 六車 熙：超ち密超高強度コンクリートー圧縮強度 2000kgf/cm² への挑戦，GBRC, Vol. 10 No. 4, 1985, pp.32-39.
 - 33) 六車 熙・渡辺史夫・西山峰広：高強度コンクリートの靱性改善，PC 技術協会第 2 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，1991, pp.9-14.
 - 34) 六車 熙：鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性，建築雑誌，Vol. 82 No. 986, 1967, pp.590-592.
 - 35) Kani, G. N. J.：The riddle of shear failure and it's solution, ACI Journal, Vol. 61, No. 4, 1964, pp.441-467.
 - 36) 六車 熙・渡辺史夫・西山峰広・河野恭平・辻本哲也：せん断補強効果に関する新モデル試験法と二，三の結果，第 2 回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1980, pp.469-472.
 - 37) 六車 熙・渡辺史夫：コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究—その 1. せん断ひび割れの発生とせん断補強筋の補強効果，日本建築学会論文報告集，332 号，1983, pp.57-65.
 - 38) 六車 熙・渡辺史夫：コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究—その 2. 付着割裂破壊におけるせん断補強筋の効果，日本建築学会論文報告集，341 号，1984, pp.11-18.
 - 39) 六車 熙・渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱のせん断耐力評価に関する研究，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集，1985, pp.541-544.
 - 40) Muguruma, H.：High strength concrete-an overview of the research in Kyoto University, Proc. of the 3rd Beijing International Symposium on Cement and Concrete, Vol. 2, 1993, pp.762-767.
 - 41) 六車 熙：コンクリート系構造物の力学と最近の話題，1980 年度セメント技術協会講習会テキスト，1980, pp.63-80.
 - 42) 坂 静雄：鉄筋コンクリート学教程，産業図書，1948.
 - 43) 六車 熙・渡辺史夫・田中仁史・桜井和夫・中村英一：コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみの改善に関する研究，第 24 回構造工学シンポジウム構造の非線形問題論文集，1978, pp.109-116.
 - 44) Muguruma, H., F. Watanabe, H. Tanaka, K. Sakurai & E. Nakamura：Study on improving the flexural and shear deformation capacity of concrete member by using lateral confining reinforcement with high yield strength, AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Seismic Ac-

- tion, Vol. 2, 1979, pp.137-144.
- 45) 六車 熙・渡辺史夫・田中仁史：横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化, セメント技術年報, 34 卷, 1980, pp.429-432.
- 46) Watanabe, F., M. Nishiyama & H. Muguruma : Stress-strain curve model for concrete with a wide-range of compressive strength, Proc. of the 3rd International Symposium on High-Strength Concrete, Vol. 2, 1993, pp.314-321.
- 47) Muguruma, H., F. Watanabe, H. Tanaka : Improving the flexural ductility of prestressed concrete by using the high yield strength lateral hoop reinforcement, プレストレストコンクリート, Vol. 24 第9回FIP大会特集増刊号, 1982, pp.109-123
- 48) Muguruma, H., F. Watanabe : Ductility improvement of high strength concrete column with lateral reinforcement, Proc. of the 2nd International Symposium on High Strength Concrete, ACI-SP-121, 1990, pp.47-60.
- 49) Muguruma, H., M. Nishiyama, F. Watanabe & H. Tanaka : Ductile behaviours of high strength concrete columns confined by high yield strength transverse reinforcement, Proc. of ACI International Conference on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design, ACI-SP-128 Vol. 2, 1991, pp.877-891.
- 50) Muguruma, H., F. Watanabe & M. Nishiyama : Improving the flexural ductility of pretensioned high strength spun concrete piles by lateral confining of concrete, Proc. of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, 1987, pp.385-396.
- 51) Muguruma, H., F. Watanabe & M. Nishiyama : Curvature ductility design of reinforced and prestressed concrete members, Proc. of the 9th WCEE, Vol. VIII, 1988, pp.617-622.
- 52) 六車 熙：横補強筋によるコンクリートの圧縮じん性改善, コンクリート工学, Vol. 17 No. 2, 1979, pp.50-51.

CONCRETE AND SEISMIC STRUCTURE —AN OVERVIEW OF 40 YEARS RESEARCH—

By *Hiroshi* MUGURUMA

Synopsis

This paper is an overview of 40 years research on concrete and concrete structures in seismic area conducted by the author in Kyoto University. Research had started in 1953. In the first 10 years, main theme was to provide rational seismic design procedures on prestressed concrete building structures. In accordance with the basic concept that occurrence of severe damage in the structure allows for strong ground motion but collapse should be avoided, ultimate strength design method had been proposed with design factored loads in 1956. This proposal was adopted into the first AIJ (Architectural Institute of Japan) design recommendation on prestressed concrete building structures in 1961 with the design formulae for service load condition developed by the author. In 1970, systematic research on unbonded prestressed concrete had been

started for finding a way of applying it in seismic building structures. After vigorous research, the author proposed the calculation method of ultimate flexural moment. Particularly, it should be noted that world-widely spreaded doubt for the fatigue fracturing of unbonded tendons at end anchorage portion against the earthquake cyclic high-over loads was wiped up by showing detailed low-cycle fatigue test results on unbonded tendon-anchorage assembly and unbonded beams. In 1980's, research on partially prestressed concrete had been carried out and skillful method of determining the required prestressing force and its eccentricity was proposed based on the load-balancing method. This method was adopted in the first design recommendation on the AIJ partially prestressed concrete buildings. In addition to these researches, the author conducted research works on high-strength concrete, shear problem on reinforced concrete members and ductility improvement of concrete and structural concrete members, etc. Especially, on the shear problem, based on the fundamental concept that a part of applied shear force is carried by the truss mechanism and remaining by the strut mechanism, a set of calculation formulae on the shear failure strength was proposed. Also, test method for predicting the efficiency of shear reinforcement had been newly developed and the fact that the use of high strength shear reinforcement having 600 to 1300 MPa in yield strength is essential for fully avoiding of shear failure, particularly in case of the member with high-strength concrete. As the ductility enhancement of structural concrete concerns, experiments covering wide-range of concrete strengths from 24 to 130 MPa and yield strength of confining reinforcement from 160 to 1300 MPa had been conducted on concrete prisms and structural concrete members including reinforced concrete columns and prestressed concrete members. From the test results it showed that the compressive ductility of concrete as well as that of structural concrete members can be enhanced remarkably by the use of high strength lateral confining reinforcement. Also, the stress-strain curve models for confined concrete to be applicable to the wide-range concrete strength from 24 to 160 MPa was presented. And further, the flexural ductility design procedure had been proposed based on those research results. Recent development of reinforced concrete high-rise buildings in Japan is owing to such author's research results on ductility enhancement of concrete and structural concrete members by high-yield strength lateral confining reinforcement.