

論文 高強度コンクリートを用いた長柱に関する研究

武田 篤史*1・田中 浩一*2・岡野 素之*2

要旨: 高強度コンクリートが最も合理的にその強度を活かせる例として、ボックスカルバートの中柱を選定し、設計上の特徴を明らかにした上で、断面縮小の程度を示した。さらに、断面縮小された高軸圧縮応力度の長柱に対して、幾何学的非線形に着目したファイバーモデル解析を行ない、一定の高軸圧縮応力度のもとで水平変位を受ける長柱の破壊過程を考察するとともに、設計上の留意点を示した。

キーワード: 高強度コンクリート, ボックスカルバート, 中柱, 長柱, 幾何学的非線形

1. はじめに

高強度コンクリートの開発には目覚ましいものがある。建築分野においては、すでに 150N/mm² 級の高強度コンクリートが実用化されており¹⁾、土木分野においても高強度コンクリートを用いた PC 構造物の設計施工基準²⁾が発行されるなどして、その需要は高まっている。

しかし、現実の高強度コンクリート利用の動機付けは、次のようなものがほとんどである。1) 広い空間を確保したい、2) 部分利用により作用の大きい部分を標準部と同サイズで作りたい、3) 現場条件のために断面縮小の必要がある。高強度コンクリートは一般に、単位強度単位体積あたりの材料コストが通常強度コンクリートに比して低い。それにもかかわらず、多くの場合は部材単体でのコストダウンが図れていないのが現状である。

部材としてコストダウンが図れない原因は、おもに、高強度コンクリートが使われているのが曲げ部材だからである。曲げ部材においては、高強度コンクリートの利点を活かせるのは中立軸より圧縮側の部分だけである。引張側の部分は、高強度であるため高価であるにもかかわらず、通常強度のコンクリートと効果が変わらない。よって、部材単体でのコストメリットを出すことが困難なのである。

曲げ部材でなく、圧縮部材であれば、断面全体で高強度コンクリートの利点を活かすことが可能となる。たとえば、ボックスカルバートの中柱は、頂版にかかる鉛直土圧を底版に伝え、スラブおよび側壁の断面力を低減することを目的としている。そのため、曲げ抵抗は不要である。地震時においても、ボックスカルバートは地盤変形に追従して変形するため、中柱が変形性能を持ち軸力の伝達さえできれば中柱の曲げ抵抗が無くても倒壊にいたることはない。逆に中柱を薄くすることは曲げ降伏時変形を大きくすることができるため、大地震時の中柱の損傷を小さくすることができる。使用性においても、中柱の断面を小さくすることは大きな利点となる。以上

より、中柱断面を小さくし、軸力に対してはコンクリート強度を大きくすることで設計する中柱は非常に合理的な構造といえる。

一方で、ボックスカルバートの中柱に対して、コンクリート強度が高いことを十分に生かして設計した場合、長柱となる。鉄筋コンクリートの長柱に関しては、堺らの研究³⁾があるが電算技術が発達する前の研究のため、近似解法に関するものであり破壊過程は考察されていない。また、鉄骨鉄筋コンクリートの長柱に関して、柴田の研究⁴⁾があるが、偏心量一定として軸力を増やしたケースを想定しており、ボックスカルバート中柱の様に軸力一定で変形を与える場合の破壊過程には言及していない。土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾など多くの設計基準類においても、長柱の記述はあるものの非常に限定的であり、破壊仮定を想定した記述とはなっていないのが現状である。

このような背景のもと、本研究は、高強度コンクリートの利用により増えると思われる長柱に関して、軸力一定で変形させるときの破壊過程を明らかにし、長柱の設計法確立に資することを目的とする。

具体的には、ボックスカルバート中柱を対象として、高強度コンクリートの利用によりどの程度の断面縮小が可能かを示した後、幾何学的非線形性を考慮したファイバーモデル解析により地震時の破壊過程に対して考察を行う。さらに、軸方向鉄筋の配筋に対しても考察を加える。

2. ボックスカルバート中柱の設計

2.1 ボックスカルバート中柱の特徴

ボックスカルバートに常時作用する荷重は、図-1に示すとおり、4方向からの土水圧である。よって、左右対称形であれば、中柱に入る力は軸圧縮力のみである。左右対称形でない場合は、中柱には曲げモーメントが入るが、中柱の曲げ剛性がスラブの曲げ剛性に比べて小さ

*1 (株)大林組 技術研究所構造技術研究部 修(工) (正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所構造技術研究部 博(工) (正会員)

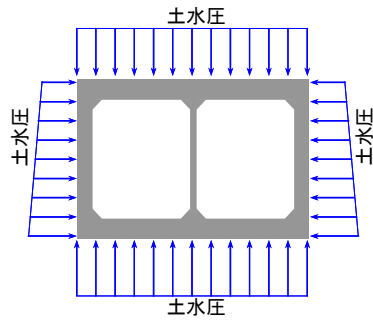


図-1 常時の作用

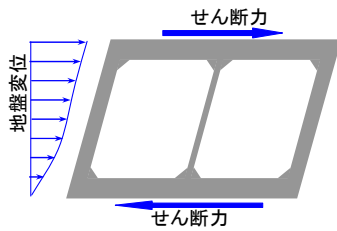


図-2 地震時の作用

いほど、この曲げモーメントは小さくなる。

地震時には、地盤変位および慣性力により図-2に示すような水平方向の作用が加わる。中柱の剛性を大きくし応答変形を小さくすることは可能ではあるが、一般的には地盤の剛性が圧倒的に大きいため、その効果は小さく、かえって中柱のせん断破壊の可能性を高めるだけである。また、仮にボックスカルバートの全ての隅角部がヒンジ構造だった場合でも、地中にあるボックスカルバートは周辺地盤が支持しているため不安定とはならず、応答変形は大きくても地盤変形程度である。

以上のことよりボックスカルバートの中柱の設計上の特徴を以下にまとめる。

- a) 主な働きは、上スラブに働く常時の鉛直土水圧に抵抗することである。
- b) 曲げ剛性および曲げ耐力は不要であり、これらが小さいほうが有利である。
- c) 地盤変形に追従できる程度の変形性能は必要となる。

2.2 断面寸法設計の手順

前節に記したボックスカルバートの特徴を踏まえ、断面寸法を設計する際の手順を示す。

曲げ抵抗に対する設計が不要であるため、断面寸法は常時の軸力に対してのみ設計すればよい。常時軸力は中柱断面の大きさによらず、カルバートの寸法によりほぼ一定である。よって、軸力およびコンクリート強度が定まれば式(1)により、必要断面積が定まる。

$$A^{req} = N_d / f_{ca} \quad (1)$$

ここに、

A^{req} : 必要断面積

N_d : 設計軸力

f_{ca} : 常時荷重に対するコンクリート応力度の

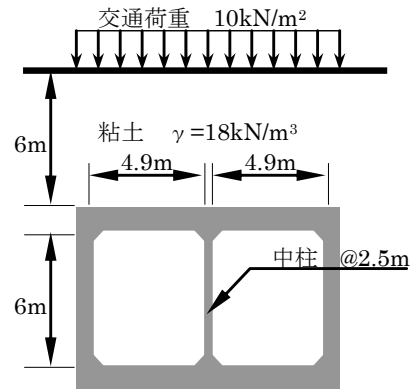


図-3 試設計対象

制限値

一般に常時荷重に対するコンクリート応力度の制限値 f_{ca} は、式(2)のように表される。

$$f_{ca} = \alpha \cdot f_{ck} \quad (2)$$

ここに、

f_{ck} : コンクリートの設計基準強度

α : クリープや圧縮によるクラックを考慮して基準ごとに定められる係数で土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾では0.4、道路橋示方書⁶⁾では0.283。

式(1)(2)より、必要断面積 A^{req} は設計基準強度 f_{ck} に反比例することがわかる。このことは、ボックスカルバートの中柱に関しては、部材単体でコストダウンが図れることを示している。なぜなら、1章に記述したとおり、一般に高強度コンクリートは単位強度単位体積あたりの材料コストが小さいためである。

2.3 断面寸法の計算

図-3に示す試設計対象に対して、ボックスカルバート中柱の断面寸法を設計した。

設計条件は以下の通りとした。

- a) 断面高さは、降伏曲率を大きくして変形性能を大きくするために、現実的な範囲での最小部材厚さとして180mmとした。
- b) 常時荷重に対するコンクリート応力度の制限値 f_{ca} を決めるための係数 α は0.4とした。
- c) コンクリートの設計基準強度 f_{ck} は24, 60, 80, 120N/mm²の各ケースに対して算定することとした。
- d) 中柱の設計軸力 N_d は、本来中柱断面により変動するが、その変動幅は小さいと考え、固定とした。

表-1にコンクリート設計基準強度と中柱断面寸法の関係を示す。単純な反比例の関係であるが、現在十分実用に堪えられる程度の高強度コンクリートであっても、飛躍的に断面寸法を小さくできることがわかる。

なお、非常に薄く長い軸圧縮部材は座屈に対する検討も必要となるが、表-1に示す範囲の断面であれば座屈し

表-1 中柱断面寸法の計算結果

設計基準強度 f_{ck} (N/mm ²)	断面 H×D (mm×mm)
24	180×1000
60	180×400
80	180×300
120	180×200

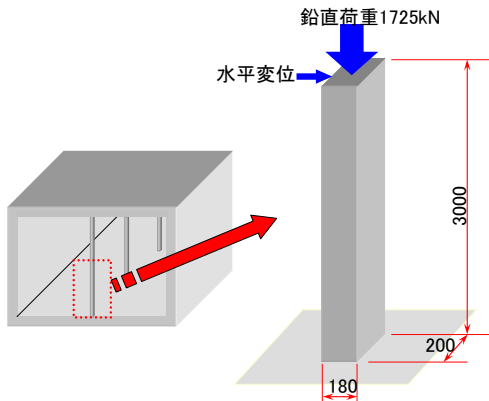


図-4 解析対象

ないことを Engesser の接線係数荷重⁷⁾により別途確認している。

3. 地震時破壊過程の解析

3.1 解析概要

地震時における破壊過程を明らかにするために、前章で計算された中柱断面のうち $f_{ck}=120\text{N/mm}^2$ のケースについて、ファイバーモデル解析を行った。

解析対象は図-4 に示すとおり、中柱の半分を想定し、ハンチを無視した部材長 3m の片持梁型とした。配筋については、曲げ抵抗が不要なことから、極力少なくすることとして圧縮側および引張側に全コンクリート断面の 0.5% ずつの SD345 鉄筋を配置した。

荷重は、常時鉛直荷重 ($P_v=1725\text{kN}$) のもと水平変位を漸増した。なお、地震時挙動を解明するためには繰り返し荷重を考慮するべきであるが、本研究においては幾何学的非線形性に主眼をおいているため、単純な载荷とした。

解析コードには FINAL⁸⁾ を使用した。

非線形性は、材料非線形と幾何学的非線形の両者を考慮した。

3.2 解析モデル

コンクリートの応力ひずみ関係は、圧縮側は修正 Ahmad モデル⁹⁾を用いた。引張り側はひび割れまでを弾性とし、ひび割れ以降のテンションスティフニング特性は出雲らのモデル¹⁰⁾ (係数 $c=1.0$) を用いた。圧縮側の最大応力時ひずみおよびヤング係数は、雨宮らの式¹¹⁾

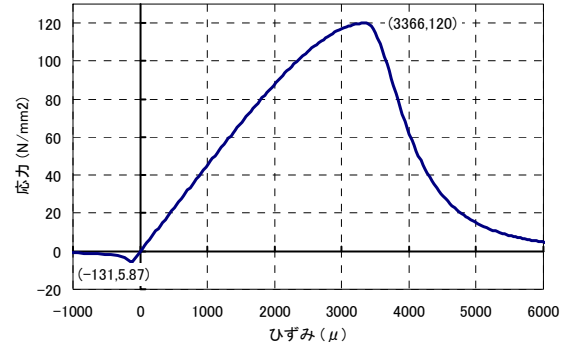


図-5 コンクリートの応力ひずみ関係

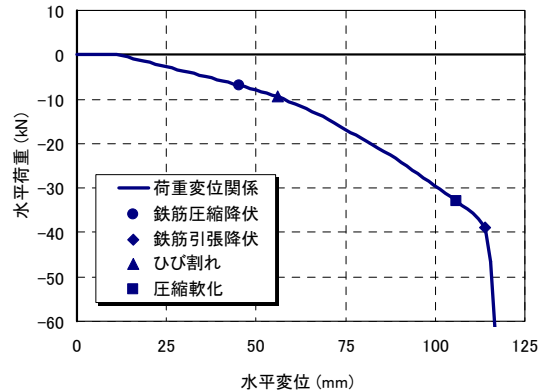


図-6 水平荷重-水平変位関係

により求めた。ひび割れ強度は友澤らの式¹²⁾により求めた。コンクリートの応力ひずみ関係を図-5 に示す。

鉄筋の応力ひずみ関係は完全弾塑性とし、降伏点は規格値を用いた。

3.3 長柱の破壊過程

(1) 水平荷重-水平変位関係

図-6 に、水平荷重-水平変位関係を示す。

曲げ耐力が小さく軸圧縮力が大きいと、幾何学的非線形の影響が強く現れ、小変形時から負剛性、荷重となっている。荷重が負ということは、他の構造体により支えられている状態であり、静定構造物であれば崩壊であるが、ボックスカルバートの中柱は、外壁および地盤が負の荷重を与えるため、全体構造上の問題とはならない。

イベントは、鉄筋圧縮降伏、ひび割れ、圧縮コンクリート軟化の順で起こり、その後鉄筋引張降伏により荷重が急落した。圧縮コンクリート軟化後は、曲率の進展に伴い、引張鉄筋の応力増加と中立軸の移動により断面剛性が正に保たれていた。しかし、鉄筋引張降伏により、引張鉄筋の応力増加とそれに伴う中立軸の移動がなくなったため、圧縮コンクリート軟化のみが進み断面剛性が負となった。結果的に部材中の変形が 1 箇所に集中し、荷重が急落する。この状態はコンクリートが圧壊し、鉛

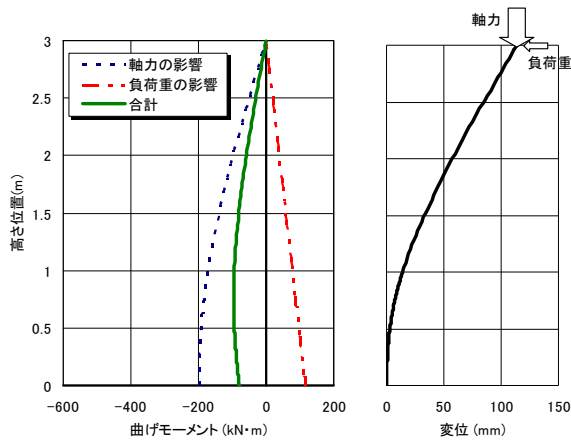


図-7 モーメント図と変位分布

表-2 イベントの発生位置

鉄筋圧縮降伏	360
ひび割れ	390
圧縮軟化	705
鉄筋引張降伏	725

(基部からの高さ、mm)

直荷重を支えられない状態であるため、引張鉄筋の降伏を終局限界状態と定義できる。なお、本解析において、引張鉄筋が降伏した終局変位は、114mmであり、部材角で示すと3.8%である。一般的なボックスカルバートに対しては、十分な変形性能と言える。

(2) 最大モーメント位置

鉄筋引張降伏時の、部材曲げモーメント分布を変位分布とともに図-7に示す。負荷重の影響(一点鎖線)は実際の変形とは逆方向の線形となる。軸力の影響(点線)は変形と同じ形状になる。これらは向きが逆であるため、合計すると実線のようになり、最大モーメント位置は基部でなく、基部よりも上方となる。

表-2に各イベントが最初に発生した位置を示す。負荷重が大きくなるにしたがって、イベント発生位置(最大モーメント位置)が上方に移動していくことがわかる。

3.4 幾何学的非線形性の擬似的考慮

設計計算において、幾何学的非線形性を考慮できない解析ソフトを用いる場合、基部の曲げモーメントに着目して、式(3)により擬似的に幾何学的非線形性を考慮する方法が考えられる。

$$P_h = P_h' - \delta \cdot N_d / a \quad (3)$$

ここに、

P_h : 荷重

P_h' : 幾何学的非線形性を無視した解析における荷重

δ : 変位

a : せん断スパン

図-8に、幾何学的非線形性を擬似的に考慮した場合の水

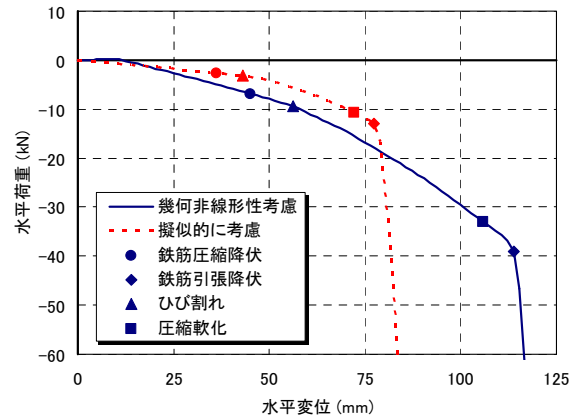


図-8 幾何学的非線形性を擬似的に評価した場合の水平荷重-水平変位関係

表-3 せん断力とせん断耐力

鉛直荷重	P_v	1725 kN
水平荷重	P_h	-38.94 kN
たわみ角	θ	0.0600 rad
せん断力	S	142.2 kN
コンクリート負担せん断耐力	V_c	29.7 kN

平荷重-水平変位関係を点線で示す。

擬似的に考慮した場合は、曲線形状が異なるとともに、各イベント発生時の変形は小さくなり荷重は大きくなることがわかる。この違いは、擬似的に考慮したケースの曲げモーメント分布が図-7に示すような曲線ではなく、直線を仮定していることから生じている。

3.5 せん断破壊に対する検討

せん断力に関しても、幾何学的非線形性を考慮すると、軸力の影響を考慮しなければならない。幾何学的非線形性を考慮した場合のせん断力は、式(4)により計算され、解析上の天端が最も大きくなる。

$$S = P_v \sin \theta + P_h \cos \theta \quad (4)$$

ここに、

P_h : 水平荷重

P_v : 鉛直荷重

θ : たわみ角

終局(引張鉄筋降伏)時の天端におけるせん断力、および自己充填型高強度高耐久コンクリート構造物設計・施工指針(案)に従って求めたコンクリートが分担するせん断耐力¹³⁾を、表-3に示す。なお、安全係数はすべて1.0としている。

せん断補強筋により適切に補強しなければ、せん断破壊が発生する可能性があることがわかる。

一般に、長柱はせん断補強筋を考慮しなくても曲げ破壊先行であると捉えられることが多いが、本解析対象のように軸力が非常に大きく大変形まで考慮する場合は、

表-4 解析ケース

ケース名	軸方向鉄筋比 (%)	鉄筋強度規格
case-A	1.0	SD345
case-B	4.0	SD345
case-C	1.0	SD685

※case-Aは3章の解析

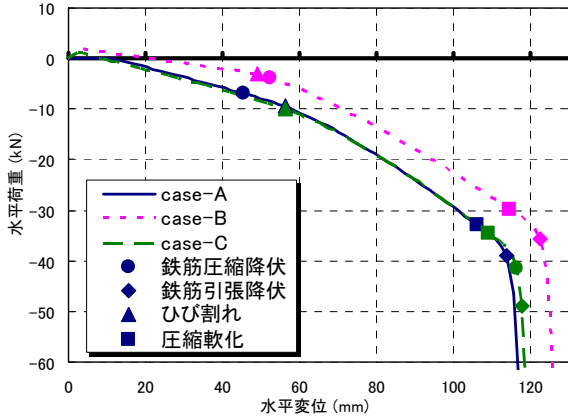


図-9 水平変位-水平荷重関係

せん断に関しても幾何学的非線形性の影響を考慮しなければならず、その結果大きなせん断力が働いている可能性があることに注意しなければならない。

なお、長柱のせん断破壊は、通常の棒部材のせん断破壊と異なり、以下のような特徴がある。1)せん断力最大断面では、曲げモーメントが非常に小さく、曲げひび割れが入らない。2)主応力方向と断面の向きがほぼ直交している。3)固定点や支持点から離れた点がクリティカル断面となる。よって、既往のせん断耐力評価式をそのまま用いることができないことが予想されるが、その評価については、今後の課題としたい。

4.軸方向鉄筋の配筋検討

4.1 検討概要

高軸圧縮力を受けた状態で大きな曲げ変形をする長柱に関して、軸方向鉄筋の働きを明確にするため、軸方向鉄筋をパラメーターとした解析を行った。

解析ケースは、表-4 に示すとおり、3章の解析を基本ケースとし、軸方向鉄筋量を大きくしたケースおよび鉄筋強度を大きくしたケースの2ケースを加えた。

解析方法は3章と同様である。

4.2 軸方向鉄筋量の影響

鉄筋量を増加させた case-B について case-A との比較による考察を以下に示す。

全体の剛性および耐力は鉄筋量の増加により上昇する。よって、図-9 に示す荷重-変位曲線は case-A より case-B が上側にある。

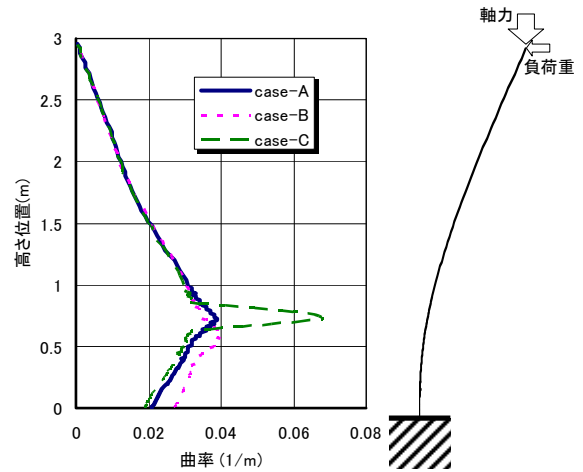


図-10 引張鉄筋降伏時の曲率分布

ひび割れ変位については、鉄筋量の増加により小さくなる。これは、鉛直荷重のうち鉄筋が負担する割合が増えるため、鉛直荷重によるコンクリートの圧縮応力が減少したことに起因する。

鉄筋圧縮降伏時、および鉄筋引張降伏時の各変位については、鉄筋量の増加により、若干大きくなる。鉄筋の降伏ひずみは両ケースで変わらないため、最大モーメント位置での曲率は両者で大きな違いとはならないが、case-B は剛性が高いため負荷重が小さく、最大モーメント位置が基部に近くなる。このことは、図-10 に示す引張鉄筋降伏時の曲率分布によく現れており、基部付近の曲率の差により case-B の変位が大きくなる。

以上のことより、軸方向鉄筋量を大きくすることは、変形性能を上げることに若干の効果があることがわかった。ただし、その効果は鉄筋量を4倍としたことに比べると非常に小さく、変形性能を上げるために鉄筋を増やすことは合理的とは言えない。

4.3 鉄筋強度の影響

鉄筋強度を増加させた case-C について case-A との比較による考察を以下に示す。

図-9 に示す荷重変位曲線より、鉄筋圧縮降伏、およびコンクリート圧縮軟化の発生する変位は異なっているものの、荷重変位曲線の形状は両ケースでほとんど変わらないことがわかる。鉄筋圧縮降伏が荷重変位曲線形状に影響を与えない理由としては、軸方向鉄筋費が1%程度では高強度鉄筋を用いても、圧縮鉄筋の寄与はほとんどないためと考えられる。コンクリートの圧縮軟化については、まだ引張鉄筋が弾性であったため、影響がほとんどなかったものと考えられる。

鉄筋引張降伏に関しては、鉄筋強度を増加させた case-C のほうが変位が大きい。しかし、鉄筋降伏強度をほぼ倍増したのに比べるとその変位増分はわずかで

る。これは、case-A の鉄筋引張降伏変位ですでにコンクリートの圧縮軟化が進み損傷が局所化しているため、それ以降の最大モーメント部の曲率増加は部材全体の變形には大きくは影響を与えないのである。損傷の局所化は、図-10 に示す降伏時のひずみ分布からも明らかである。

以上のことより、本ケースにおいては、鉄筋強度を上げて、ほとんど部材特性に影響を与えないことがわかった。

5. まとめ

本研究では、高強度コンクリートが最も合理的にその強度を活かせる例として、ボックスカルバートの中柱を選定し、設計上の特徴を明らかにした上で、どの程度の断面縮小が可能かを明らかにした。

次に、断面縮小された高軸圧縮応力度の長柱に対して、地震時の破壊過程をファイバーモデルにより解析した。さらに、軸方向鉄筋の配筋についても、考察を加えた。

一定の高軸圧縮応力度のもとで水平変位を受ける長柱について、以下の知見を得た。

- (1) 幾何学的非線形の影響により、変形が小さい時から負剛性、負荷重となる。
- (2) 鉄筋の引張降伏が終局限界状態となる。
- (3) 幾何学的非線形性の影響により、負荷重のとき、最大モーメント位置は基部でなく、基部より上方となる。
- (4) 基部のモーメントに着目して幾何学的非線形を擬似的に考慮する方法は部材性能を過小評価するほか、降伏などのイベントが発生する箇所を適切に評価できない。
- (5) 変形が進むにつれて、せん断力に鉛直荷重の影響を考えなければならない。
- (6) 軸方向鉄筋量を増加することにより、変形性能は若干大きくなるが、その効果は小さい。
- (7) 軸方向鉄筋を通常強度から高強度に上げて、部材性能にはほとんど影響がない。

本研究で行なった解析は、単一のプロポーシオンに対して行なったものであり、上記結果のうち、いくつかは一般性について議論を深める必要がある。また、せん断破壊に対しては、その危険性を示すのみにとどまっておらず、せん断破壊の可能性も含めて評価が必要である。これらは今後の課題としたい。

参考文献

- 1) Kojima, M., Mitsui, K., Wachi, M., Sato, T. : Application of 150 N/mm² Advanced Performance Composites to High-Rise R/C Building, 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, Vol.2, pp1199-1206, Oct.2008
- 2) プレストレストコンクリート技術協会：高強度コンクリートを用いた PC 構造物の設計施工基準，2008.10
- 3) 堺孝司，角田与史雄，能町純雄：鉄筋コンクリート長柱の設計，土木学会論文集，第 340 号，pp.165-174 ，1983.12
- 4) 柴田道生：2 軸曲げを受ける SRC 長柱の耐力，日本建築学会構造系論文集，No.519，pp.135-142，1999.5
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2007.12
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，2002.3
- 7) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，1996.1
- 8) 米澤 健次，長沼 一洋，江戸 宏彰：正負繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の三次元非線形 FEM 解析—自社開発ソフト“FINAL”の精度向上—，大林組技術研究所報，N0.67，2003.12
- 9) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170，1995.8
- 10) 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1， pp.107-120，1987.9
- 11) 雨宮篤，野口博：超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発その 1（コンクリートモデルの構築），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp. 639-640，1990.10.
- 12) 友沢史紀，野口貴文，小野山貫造：高強度・超高強度コンクリートの基礎的力学特性に関する調査，日本建築学会大会学術講演梗概集 A（材料・施工），pp.497-498，1990.10
- 13) 土木学会：自己充填型高強度高耐久コンクリート構造物設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー 105，2001.6