

臨界現象の力学理論と超高層建築物の耐震設計＜下層部変形集中現象＞



一般財団法人 日本建築総合試験所 理事長 上谷 宏二

1. はじめに

我国における都市・建築の耐震安全性を考えるにあたり最も危惧すべき問題の一つに超高層建築物の下層部変形集中現象がある。下層部変形集中現象は超高層建物の下層部に生じる一種の「塑性座屈現象」である。下層部変形集中現象の発見はおよそ30年前に遡るが、目標を持って見付け出したのではなく、研究の流れの中で偶然に遭遇した。当時私は鋼柱の完全両振り繰返し曲げ実験で観察された臨界現象を予測する理論を構築し、理論の一般化を目指すと共に、様々な構造系に適用して新たな臨界現象を見出すべく研究を進めていた。研究が進むにつれ、塑性化を伴う臨界現象に共通する性質が見通せるようになってきた。超高層骨組に目を向けたとき、今まで知られていない崩壊モードが生じるのではないかと思いついた。この現象は、ひとたびこれが生じると超高層建築物を倒壊に至らしめる極めて危険な現象である。座屈現象に共通する激烈性のゆえに、座屈限界に対しては十分な倍率の安全率を確保することが設計に求められる。建築基準法の想定レベルを超えるような地震動に対しても、超高層建築物の倒壊に対する絶対安全を保障することは、国家安全レベルの重要課題である。本稿では、このような設計上の重要課題に対し力学が果たしうる役割について論じる。

2. 鉄骨柱の繰返し曲げ実験

京都大学に助手として着任したときの最初のテーマは、鉄骨柱の繰返し曲げ実験であった。一定軸力下で完全両振り曲げを受ける鋼柱試験体の挙動は、試験パラメタである軸力と曲げ振幅の値の組み合わせにより次の2種類に分かれる。

- (1) 定常状態への収束挙動：荷重・変形関係曲線は最初数サイクルのうちは複雑な軌道を描くが、サイクル数の増加に連れて毎サイクル一定軌道を精確に辿ようになる。

- (2) 発散挙動：しかし軸力や曲げ振幅が大きい場合には、もはや定常状態へ収束しなくなり、高次の曲げ変形モードが載荷サイクル毎に増大し崩壊に至る。

収束挙動と発散挙動を分ける臨界点がきつと存在するはずであり、もし両者の間に臨界点が存在するならばEuler座屈理論のように明快な理論解を導いてみたいと思いついた。これが限界理論の研究を始めた動機である。

3. 対称限界理論と定常状態限界理論

臨界現象に塑性域の広がりや深く関係していることは実験の観察から分かっていたので、塑性域の進展を連続的に表せる最も単純なモデルとしてサンドウィッチ断面を持つ1次元梁理論モデルを選んだ。履歴挙動の全時刻履歴を追跡するには数値解析に依らざるを得ず、まして閉形解を得ることは不可能である。そこで、過渡挙動が収束するときの定常状態のみに着目し、これを定式化してみることにした。定常状態とは毎サイクル一定挙動が繰り返される状態である。つまり、全ての状態量が1サイクル後に元の値に戻る。更に、要素のひずみの進行方向の逆転が、曲げ載荷の反転点でだけ生じると仮定すれば、定常状態の閉形解が解析的に得られる。この仮定の成立は、限界理論解を得た後に証明している。

次に、曲げ振幅が連続的に増加する理想化された繰返し曲げ載荷プログラムを考えた。この載荷プログラムの下では定常状態が振幅の増加とともに連続的に変化する。空間内の1点が1個の定常状態を表す特別な空間を定常状態空間と名付けた。定常状態の連続的移り変わりは定常状態空間内の軌跡として表わされ、これを定常状態経路と定義した(図-1)。曲げ振幅の増加に伴って、対称定常状態⇒非対称定常状態⇒発散挙動へと順次移り変わる(図-2)。対称定常状態から非対称定常状態に移行する臨界点が対称限界であり、非対称定常状態への収束挙動から発散挙動に移行する臨界点が定常状態限界である。

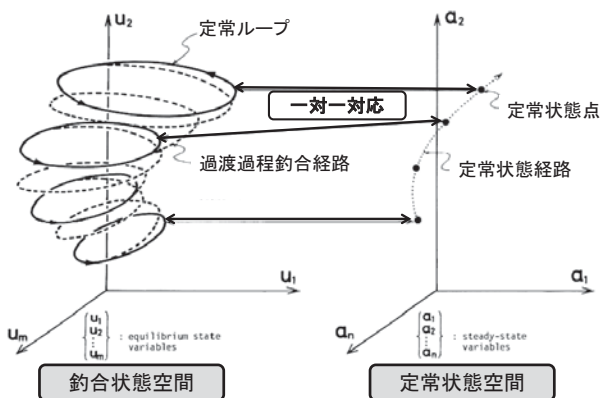


図-1 釣合経路ループと定常状態経路

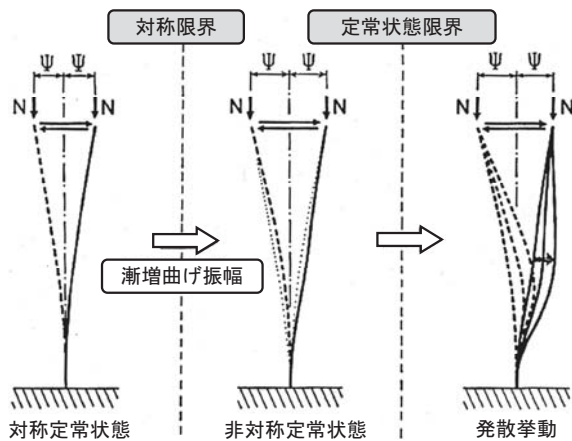


図-2 曲げ振幅の増加に伴う状態の変化

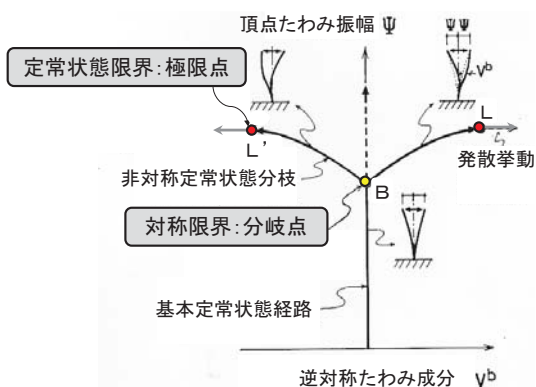


図-3 定常状態経路の分岐点と極限点

図-3は定常状態経路を表した図であり、縦軸は曲げ振幅、横軸は定常状態に含まれる逆対称たわみ成分である。原点から縦軸に沿って伸びる線は対称定常状態経路であり、座屈理論における座屈前状態を表す基本経路上の点Bから正負一対の非対称定常状態経路が枝分かれして伸び出している。この分岐点Bが対称限界である。分岐経路に沿って逆対称成分が増大

し、やがて傾きが横軸に平行となる極限点L、L'に達する。これが定常状態限界であり、これより高い曲げ振幅では定常状態が存在せず、逆対称成分の発散が生じる。このように考えて導いた分岐点条件を用いて対称限界の閉形解を、また分岐後経路上の極限点条件を用いて定常状態限界を得ることができた¹⁾。

4. 対称限界理論から下層部変形集中現象へ

その後、対称限界理論と定常状態限界理論に関する研究を更に展開していった。まずは、2,3次元連続体への理論の一般化である²⁾。もう一つの方向は、様々な構造物への限界理論の適用である。限界理論を通して眺めると、繰返し载荷の下で生じる様々な臨界現象が比較的簡単に予見できる。対称限界理論を通して超高層建築物の地震時挙動を眺めたときに見えてきたのが「下層部変形集中現象」である。

理論的に考えるということは、何故かという問いを發し、論理的に納得のいく説明を与えることである。未知の事象を、公知の因果関係を組み合わせることで説明することである。力学現象であれば、その発生メカニズムを力学の法則を用いて説明する。理論が面白いのは、それがどんどん自己増殖して発展していくところにある。理論と理論の組合せが、新たな理論を作り出す。現象と理論のギャップが、新たな理論を考え出すきっかけを与える。また、一定のアナロジーをもつ複数の異なる事象においては、一つの事象に対して構築された理論はしばしば他の事象の中でも通用する。その理由は、理論というのは物と物との関係性を論じるからである。理論の持つ普遍性は我々に広い視野を授け、新たな現象の予測や発見を可能にしてくれる。

5. 超高層建築物の下層部変形集中現象

先に述べた限界理論を通しての予見法とは、先ず塑性化が生じる部位を想定し、その部位の剛性を全て0（ひずみ硬化を考慮する場合は、降伏後の接線剛性を用いる）と置いた置換構造物^{注1)}を設定し、置換構造物の安定性を考えればよい。この方法によって、繰返し载荷の下で生じる臨界挙動をあらかじめ予見できるのである。

超高層建築物の耐震設計では、梁降伏型の全体崩壊メカニズム（図-4 中央）が形成されるように設計を行うのが常道である。巨大な自重を支えねばならない柱は弾性範囲内に留め、塑性化させることを極力避けて設計する。しかし構造物全体を弾性設計するのは不経済であり、加速度などの応答値も大きくなる。そのため、梁の端部

にはある程度の塑性変形を許容し、これによって振動エネルギーを吸収し地震力に抵抗するというのが超高層建築物の設計の基本的な考え方である。強い地震によって梁端に塑性化が生じる超高層建築物に対称限界理論を適用してみると次のようになる。塑性ヒンジが生じる全ての梁端に曲げ剛性ゼロのヒンジを置くことにより置換骨組が得られる。置換骨組の1次座屈モードはスウェイモードであり、2次座屈モードは下層部が弓型にはらみだす変形モード(図-4右)である。置換骨組の座屈荷重を略算で求めてみると、対称限界を超えるところでは下層部数層に塑性ヒンジが形成された状態で1次のみならず、2次の固有値が負となることが分かった。その後更に明らかになったことは、梁降伏型の崩壊型を示す骨組では2次モードである弓型変形モードの発生は正負交番の繰返しスウェイによらず、一方向へのスウェイによって生じるということである。すなわち、下層部変形集中現象とは超高層ビルを支える柱が下層部数層にわたって長柱化し、スウェイの進行に伴って全ての柱が揃って弓形にたわむ変形モードが生じる塑性座屈現象であると言える。

下層部変形集中現象が動的応答の中でどのように現れるかを明らかにする研究は、当時学生であった田川浩博士と一緒に行った^{4) 6)}。この現象は一種の座屈であるから、通称PΔ効果と呼ばれる幾何非線形性を考慮しなければ捉えることができない。予想通りPΔ効果を考慮した地震応答解析において下層部変形集中が現れた。塑性ヒンジが形成される領域、すなわち変形集中領域も理論予測と見事に一致し、ひとたび下層部変形集中現象が現れると急激に増幅して倒壊に至る場合もあることが分かった⁵⁾。ところが通常の実務構造設計で行われる解析は、超高層建築といえども全てPΔ効果を無視しているため、この危険性を見逃してしまう。背筋が寒くなる思いがした。

下層部変形集中現象が生じるメカニズムを感覚的に説明すると次のようになる。

- 超高層建物の場合、下層部の柱は上部の巨大な重量を常に背負っている。
- 柱が巨大荷重を支持し真直ぐな状態を保てるのは、柱が撓もうとするのを梁が弾性拘束しているからである。
- しかし、地震時の揺れにより梁端部が塑性化すると、この拘束効果が極端に低下する。
- 変形集中現象は、梁端部の塑性化により見かけ上長柱化した柱に、スウェイの進行に伴って座屈が生じる現象である。

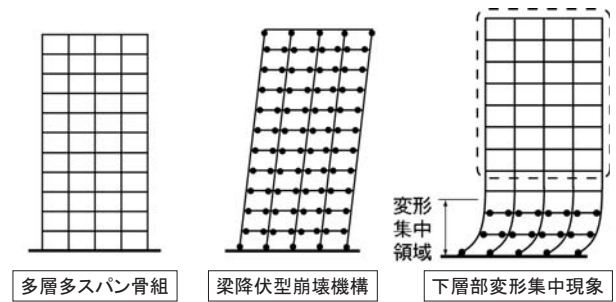
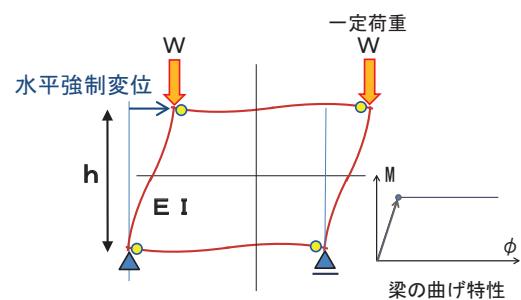
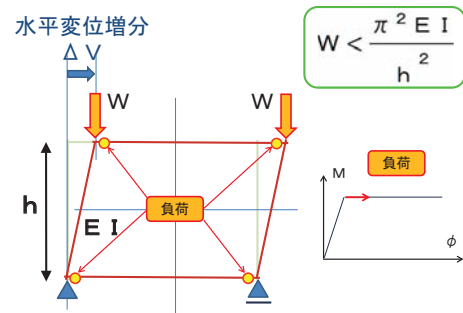


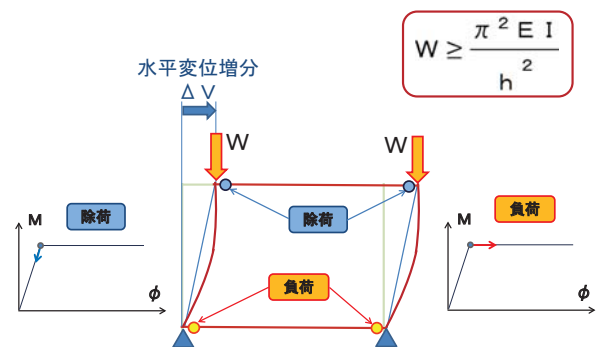
図-4 超高層建築物の崩壊機構



(a) 塑性ヒンジ発生時状態



(b) 座屈が生じない場合



(c) 座屈が生じる場合(下層部変形集中現象)

図-5 下層部変形集中現象の発生原理

次に単純なモデルを用いて下層部変形集中現象の発生原理を示してみよう。図-5(a)に示す1層1スパン骨組に、一定鉛直荷重 W を作用させ、水平変位 v を漸増させて行く。柱と梁がそれぞれ同一断面を持つとすれば、骨組モ

デルの変形状態は逆対称となり、上下梁の両端部に同時に塑性ヒンジが生じる。ここで簡単のため、梁端部に生じた塑性ヒンジは、接線剛性がゼロの完全塑性ヒンジであると仮定する。

塑性ヒンジ形成後に生じる増分変形を図-5(b),(c)に示す。ここで、鉛直荷重 W の大きさが W_{cr} より小さいか大きいかによって増分挙動の様相が全く異なるのである。 $W < W_{cr}$ である図-5(b)の場合、柱は弓形の曲げ変形を起さずに単に傾くだけである。 $W \geq W_{cr}$ である図-5(c)の場合、柱はスウェイの進行に連れて弓形の曲げ変形を増大させる。すなわち、下層部変形集中現象の発生を表している。この限界荷重 W_{cr} は、曲げ剛性 EI 、座屈長さ h の柱のオイラー座屈荷重である。

$$W_{cr} = \pi^2 EI / h^2 \dots\dots\dots (1)$$

無論、以上に示したモデル挙動は、幾何非線形性を考慮した理論でなければ捉えることができない。

6. 研究者の社会的役割

この結果を初めて公表したのは1991年に開催された鋼構造日米セミナーである³⁾。その後一連の研究を行い、発生メカニズム、発生限界、抑止条件等の原理的な問題は9割方解明できた。私の思惑としては、ここまで理論的に詰めてあれば、後は実務者側から対応してもらえると考えていた。当時は設計実務や規基準とは離れた立場にあったため、現場では適宜検討がなされているものと思っていた。それから約30年を経て、超高層建築をめぐる環境は大きく変貌した。棟数は数千棟に及び、200mを超える建物も珍しくなくなった。RC超高層が建てられ、各種ダンパーが普及した。日本建築総合試験所や日本建築センターで評定委員を務めるようになってから、構造設計の実体分かるようになった。P Δ 効果を考慮した解析は義務付けられておらず、殆ど行われていなかった。設計審査の場面で、ゆとりが少なそうな物件に対して、P Δ 効果を簡易的に取り入れた解析によるチェックをお願いしたこともある。一方、阪神大震災以降、地震動に関する研究が盛んになり、多くの知見が得られるようになった。最近では中長周期地震動など種々のタイプの予測地震動が提供されるようになって来た。これらの状況変化を受けて再び下層部変形集中現象に着目し、諸々の現実的ファクターを考慮に入れた組織的研究を荒木慶一博士等と共に開始した。これによって、現状を看過できないことを示唆する結果が次々に浮かび上がってきたのである。

その後2011年に起きた東日本大震災は、津波によっ

て未曾有の被害をもたらした。確率感覚でしか捉えていなかったことが、現実となったのである。この震災は私の内部に大きな変化をもたらした。重大危機に対する専門家の役割についての考え方である。想定を遥かに超える津波の痕跡が地層に刻まれていることは、専門家によって既に知られていたらしい。これ以外に原子炉被害をめぐって幾多の想定ミスが報じられたが、それらの殆どは専門家によって予測や警告がなされていたことが明らかにされた。事後に論評することはたやすいが、事前に有意な警告を生かすことは非常に難しい。

下層部変形集中現象は、もしこれが起きれば超高層建築を倒壊に至らしめる重大危機である。また荒木博士を中心に行われた現実的条件を踏まえた解析研究により、下層部変形集中現象が生じ倒壊に至る応答結果が得られている⁷⁾。一方、倒壊に至るこれらの挙動をP Δ 効果を見逃した解析プログラムによってシミュレートすれば、残留変形さえ残さず生き残る結果が得られる。しかし、実務設計では相変わらずP Δ 効果を見逃した解析に基づいて構造設計を行っているのが実状である。P Δ 効果に対しては、解析モデルや入力地震動の妥当性に対する疑問点を挙げたり、その他様々な理由を付けて目をそむける人が殆どである。私も理論的解明を行い、抑止条件を提案したことで役割は終えたものと考えていた。正確に言えば、そう思い込もうとしていた。また、私を含め多くの研究者は自己の研究成果を押し付けることに慎重で、研究の不備なところを自覚しすぎて言葉を控える傾向が強い。私の中に生じた大きな変化とは、このように自己防衛的な態度が悪であると思うようになったことである。危機に気付いた者には相応の使命と責任がある。何とか今建っている超高層ビルの安全性を適正に評価し直し、余裕が十分でないと判断された建物に対しては適切な防止策を施してもらいたいと願っている。超高層ビルの倒壊だけは何としても回避しなければならない。

下層部変形集中現象は、専門家でも原理を理解している人は極僅かである。論文で分かりやすく書く努力はしたつもりであるが、そもそも塑性座屈の本質を理解している人が極めて少ないのである。専門家というのは自分が理解しないことに対して不活性である。これ以上理論を振りかざしてもドンキホーテを演ずることになるだろう。何よりも大切なことは、誰にでも分かる明白な証拠を示して、世に訴えていくことである。「論より証拠」という言葉の奥深さが身にしみる。

7. 振動台による鉄骨骨組の倒壊実験

2013年12月、兵庫県三木市にある防災科学研究所E-ディフェンス振動台を用い、鉄骨造18層建物（高さ25m、実物の1/3試験体）の振動台実験が行われた。実験の結果、試験体骨組構造物は下層部変形集中現象を起こし、これによって倒壊したのである。写真-1、写真-2に倒壊直後の映像を切り取った写真を示す。1～5、6層の下層部に変形が集中し柱が弓形に座屈している。しかし、変形集中領域より上の部分は殆ど目立った変形が見られていない。この実験結果に対しては様々な報道が発せられたが、私が接したものに関する限り、そのどれもが論理性・客観性を欠いており実に不可解であった。この実験で明確になったことは唯一つ、試験体骨組は図-4 中央に示された梁降伏型の全体崩壊モードではなく、図-4 右に示す下層部変形集中現象の変形モードで倒壊したという事実である。

当初、実験主催者が提示していた崩壊形は、図-4 中央に示す梁降伏型の全体崩壊モードであった。この予測に反し、実際に生じた崩壊形は図-4 右に示すような下層部だけに変形が集中的に生じるモードで倒壊したのである。この事実を説明する論評の中に次のようなものがある。下層部の梁の端部で亀裂や局部座屈が生じたために、下層部の柱が弓形に屈曲するモードで倒壊したとする説である。この説明は、因果関係を全く逆に取り違えている。下層部変形集中現象が発生したことによって倒壊が生じ、その過程で梁端部に亀裂や局部座屈が生じたのである。ただし、亀裂や局部座屈は下層部変形集中現象の促進要因になりえるから、先行して亀裂や局部座屈が生じていたとすれば下層部変形集中現象の発生を早めた可能性は否定できない。

下層部変形集中現象の発生は物理実験によってこの時以前に実証済みである。小型模型骨組の静的積載実験や動的崩壊実験でも下層部変形集中現象による倒壊が現れている。なお、これらの実験では、試験体の梁や柱は鋼板を切削加工して製作されているため、梁端部で亀裂や局部座屈が生じることは無い。

構造設計の目的は、生じてはならない事象の発生を防ぐことである。そのために終局状態や限界状態を設定し、構造物が限界を超えることが無いように設計のパラメタを定めるのである。倒壊は究極の危険事象であるから、様々な不確定要因を包含したうえで、十二分の安全率を担保する必要がある。平たく言うならば、どのような不測の状況が生じても超高層建築物の倒壊だけは絶対に起こらないように設計すべきである。しかるに、設計の基

本である「終局状態」を読み違えたり、見落とししたりしていたらどうなるであろうか。これ以上の説明は不要であろう。

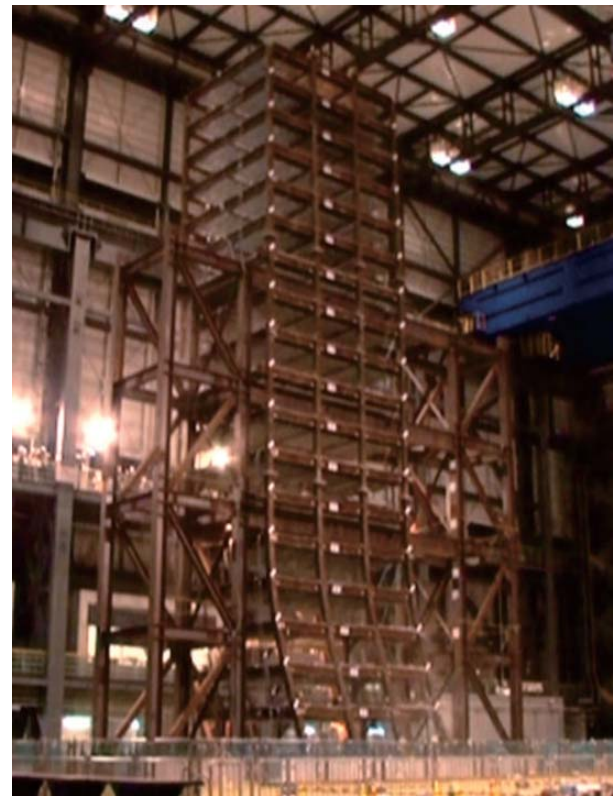


写真-1 鉄骨造18階建物の振動台実験



写真-2 崩壊後試験体の下層部のクローズアップ

8. 追補：その後の研究と課題

本稿のここまでの内容は、第63回（2014年）理論応用力学講演会の特別講演の予稿集原稿に多少の手直しを加えたものである。この節では、その後の関連研究と今後の課題について言及しておきたい。

(1) 建物全体のねじれ倒壊挙動

2017年、それまでとは異なる倒壊挙動が荒木慶一博士によって見出された⁹⁾。建物全体がねじれて倒壊する挙動であり、地震動を建物に斜めから入力することによって発生する。しかも対象建物の偏心率は全ての層で、ねじれの影響を無視できると規定された0.15以下であるにもかかわらず、設計用地震動OS1（南海・東南海地震を想定した大阪平野の基盤促波）を殆ど元波のまま増幅せずに入射したとき、このねじれ倒壊現象が現れた（図-6）。地震動の斜め入力によってX, Y両方向の構面に梁端塑性ヒンジが発生し、建物の鉛直軸回りのねじり剛性が大きく低下することによって生じた現象である。これは以前の研究で見過ぎていた崩壊モードであり、盲点を突かれる思いであった。とりわけ衝撃的であったのは、構面に平行な入射では元波の3倍まで倒壊しなかった建物が、僅か15°の入射角を与えただけで1.5倍に半減し、45°では1.05倍まで減少したことである。

超高層建築物を倒壊に導く下層部変形集中現象も、ねじれ倒壊挙動も共に建物規模で生じる分岐点型の塑性座屈現象である。塑性座屈理論の基礎は、1947年にF. R. Shanleyによって築かれた⁹⁾。Shanleyは中心圧縮柱の弾塑性曲げ座屈荷重を、Shanleyモデルと呼ばれる剛体とばねから成る2自由度の単純モデルを用いて初めて解き明かした。現象の発生メカニズムを把握する際に、単純な力学モデルを用いる手法は時に大変有効である。筆者は、下層部変形集中現象とねじれ倒壊挙動の発生機構を、それぞれ図-7、図-8に示す単純モデルを用いて解明し、それらが共に建物規模で生じる塑性座屈現象であることを説明している¹⁰⁾。

(2) 倒壊抑止法

現象の発生メカニズムが分かってくると、その現象の抑止方法が自ずと浮かんでくる。数値解析もメカニズムの把握や抑止方法の発想に有効ではあるが、物理実験に近く、現象の本質をクリアーに解明することにおいて力学モデルに及ばない。私はこれまで、実験・理論・数値解析を合わせて行うことを自分の流儀としてきた。

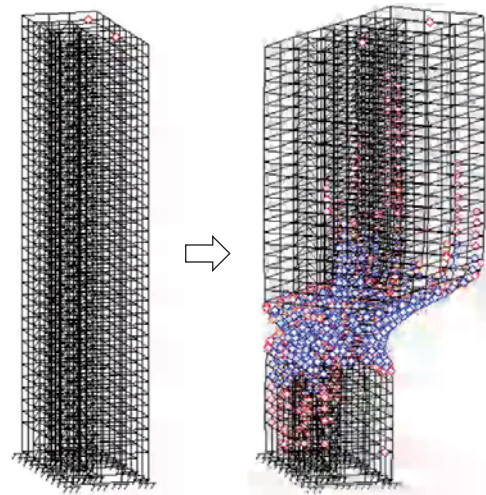


図-6 建物全体のねじれ倒壊現象

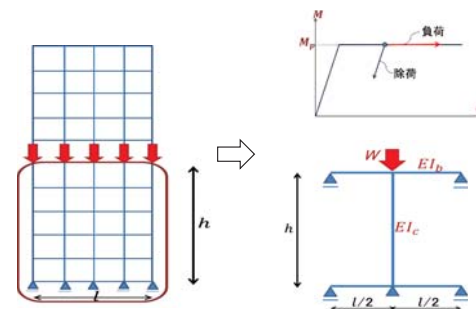


図-7 多層多スパン骨組から魚骨モデルへの置換

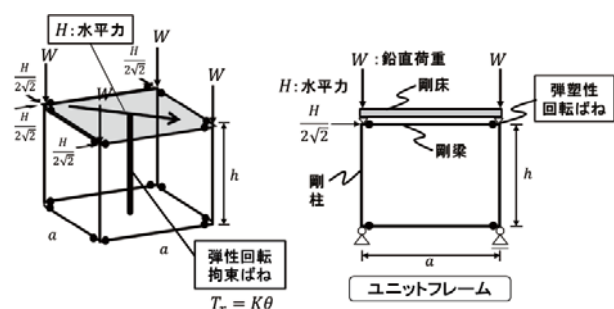


図-8 1層1スパンの立体骨組モデル

中心圧縮柱の弾性座屈荷重は $P_{Shanley} = \pi^2 E_t I / L^2$ であり、塑性座屈荷重は $P_{Euler} = \pi^2 EI / L^2$ である。弾性係数 E が、塑性化後の接線剛性係数 E_t に置き換わっただけである。ここで注目して貰いたいのは、塑性座屈荷重の式は材料剛性 E_t だけを含み、降伏強度 σ_y を含まないことである。つまり、座屈現象の発生を支配するのは剛性であって強度ではない。

このことに着目すると、下層部変形集中現象やねじれ倒壊といった建物規模で生じる塑性座屈現象の発生を抑制する一つの決め手は、建物の主要構造体が塑性崩壊状態に至った後も、しなやかに変形して弾性を保持する弾性要素を付加することである。その一つの試みとして、弾性間柱を用いる抑止法を検討した¹¹⁾。その結果、存外少ない補剛量の間柱で座屈抑止が可能であることが分かった。

ここでもう一つ重要な点を指摘しておきたい。それは、建物の倒壊は重力によって引き起こされる、言い換えれば重力がなければ建物の倒壊は生じないことである。地震応答解析でP Δ 効果を見れば、如何に大きく塑性変形が生じて倒壊は起こらない、あるいは倒壊を捉えられない。重力効果であるP Δ 効果を取り入れた解析によって初めて倒壊現象を取れ得ることができる。この当たり前のことに着目すれば、弾性間柱補剛などの塑性座屈抑止設計を行えば、地震動の大きさや性質の如何に関わらず倒壊を防止できることが分かる。

(3) 地震動の入力損失

街に出て巨大な超高層ビルを見上げたとき、果たしてこのビルが実際に倒壊することなどあり得るだろうかと思ってみる。この性癖は、私が下層部変形集中現象を見出したときから今に至るまで続いている。理論に誤りは無い。数値解析や模型実験でも検証済みである。結局のところ分からないのは地震動、建物に入射してくる地震動の実相である¹²⁾。

いつも耳にする話として、記録された地震動の強さと建物被害とは大きくかけ離れているということがある。地震は地下深部の断層の破壊によって生じ、地盤の中を波動が伝播して建物サイトに達し、建物の基礎に入ってくる。この経路を辿ってみると、設計に用いる予測地震動と実際の入力地震動の間には相当大きな差があるように思えてならない。ここでは、この差を仮に「地震動の入力損失」と呼ぼう。波動の伝播媒体である地盤は岩石や土質で構成され、大きな歪を受けると複雑な組織変化を伴って応力・歪関係や減衰などの力学特性が大きく変化する。そのためサイトに伝わってくる地震動の強さには物理的な上限が存在するように思う。また、建物の基礎や杭が地盤と接する部分では、塑性化（非弾性化）、摩擦、離反などが複合的に生じるに違いない。これらの因子は建物基礎に入力される地震動に大きな影響を及ぼすであろう。

建物の倒壊に対する安全性を評価するに際し、地震動

の入力損失を解明し、安全性評価に適切に取り入れる手法の提案が待たれる。

P Δ 効果を見れば、如何に大きく塑性変形が生じて倒壊は起こらない、あるいは倒壊を捉えられない。重力効果であるP Δ 効果を取り入れた解析によって初めて倒壊現象を取れ得ることができる。この当たり前のことに着目すれば、弾性間柱補剛などの塑性座屈抑止設計を行えば、地震動の大きさや性質の如何に関わらず倒壊を防止できることが分かる。

注1) 対称限界理論が対象とする構造物は何らかの対称性を有する構造物である。従って、一個の定常状態を対称成分と逆対称成分に分けて、増分量に関する全ての支配方程式も対称と逆対称に分けて解くことができる。対称限界条件は、逆対称成分の増分量方程式の特異点条件として導かれる。ここで定義する「置換構造物」とは、その釣合方程式が前記の逆対称成分の方程式と一致する仮定の構造物である。

【参考文献】

- 1) K. Uetani and T. Nakamura: Symmetry Limit Theory for Cantilever Beam-columns Subjected to Cyclic Reversed Bending, J. of the Mechanics and Physics of Solids, Vol.31, No.6, pp.449-484, 1983.
- 2) K. Uetani, M. Kobayashi, and Y. Araki: Symmetry limit theory for elastic-perfectly plastic continua in the shakedown region, J. of the Mechanics and Physics of Solids, Vol.48, No.10, pp.2035-2056, 2000.
- 3) K. Uetani: Cyclic Plastic Collapse of Steel Planar Frames, Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading, Ed. By Y. Fukumoto and G. Lee, CRC press, pp.261-271, 1992.
- 4) 上谷宏二, 田川浩: 一方向頂点水平変位を受ける多層平面骨組モデルの分岐挙動解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第453号, pp.101-110, 1994.
- 5) 上谷宏二, 田川浩: 梁降伏型骨組の動的崩壊過程における変形集中現象, 日本建築学会構造系論文報告集, 第483号, pp.51-60, 1996.
- 6) K. Uetani and H. Tagawa: Criteria for suppression of deformation concentration of building frames under severe earthquakes, Engineering Structures, Vol.20, No.4-6, 1998.
- 7) 荒木慶一, 金紋延, 西本篤史, 五十子幸樹, 上谷宏二: 長周期地震動を受ける座屈拘束ブレース付超高層鋼構造骨組における下層部変形集中現象, 日本建築学会構造系論文集, 第686号, pp.743-752, 2013.
- 8) 荒木慶一, 落合寿光: 科学研究費補助金(平成27-29年, 一般研究B, 代表: 上谷宏二) 研究報告会資料, 2017.
- 9) F. R. Shanley: Inelastic column theory, J. of the aeronautical science, Vol.14, No.5, pp.261-268, 1947.
- 10) 上谷宏二, 他: 建物規模で生じる塑性座屈現象とその抑止

法 (その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.399-404, 2018.

- 11) 上谷宏二, 他: 建物規模で生じる塑性座屈現象とその抑止法 (その4) 間柱付加による補剛設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.405-406, 2018.
- 12) I. Suetomi and N. Yoshida: Nonlinear behavior of surface deposit during the 1995 Hyogoken-nambu earthquake, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, No. 2, pp. 11-22, 1998.