エピローグ

Epilogue

和田 章 | 東京工業大学 教授

Akira WADA

はじめに

構造物の安全性を確保するために、構造物には塑性変形能力が必要である。これは、構造物の設計を実際の施工を経て成立させるために必要な塑性変形能力と、地震時のエネルギー吸収のために必要な塑性変形能力に大別できる。イギリスで始まった塑性設計法は荷重の側に係数を乗じて構造物の終局耐力と比較する方法であるが、実際の荷重の存在下で大きな塑性変形を認めているわけではない。しかし、現在の耐震設計法では、何時か起こる大地震動に対して建築構造物に大きな塑性変形を許容している。この点で前者とは大きく異なる。大きな塑性変形はそのまま構造部材の大きな損傷に結びつく。地震時に柱、梁、壁などに大きな塑性変形を許容することは、構造物の再利用を難しいものにする。1981年に施行された新耐震設計法の基本方針は、中小地震動に対しては構造物の若干のひび割れは許容するが建物の継続利用を目指し、大地震動に対しては人命を守るため構造物の倒壊を防止しようとするものの、建物の継続使用はあきらめ、場合によっては財産価値を失っても良いという考えである。

しかし今では、CO_2などの温暖化ガスの削減、都市の構成要素である建築物の耐震性を向上しなければ都市の機能は地震後に維持できない。一生に一回の買い物である住宅・集合住宅の財産価値の確保、病院などの緊急時の施設の耐震性向上など、時代の要求は新耐震設計法の基本方針から抜け出すものになっている。大地震後も建築物の継続利用を求め、財産価値を失わない建築構造が望まれるようになってきた。

骨組の塑性変形

新耐震設計法（1981）が施行されるまで、一般的な建築構造物の耐震設計は0.2の震度を用いて弾性設計・許容応力度設計が行われていた。1960年代から骨組の塑性変形を考慮した耐震設計が行われていたのは、高さが45 mを越える超高層建築であった。

当時、超高層建築の構造設計に携わっていた技術者の言葉として、「大地震動に対して骨組の塑性変形に期待して、弾性として計算した応答が骨組の強度を超えてしまうことを許す方法は理屈の上では分かるが、大地震が来て大きく揺れても元の形に戻るのが本当の建築であるはずで、骨組本体の塑性変形を許してしまっては、大地震後に使えなくなってしまう」と言っていた。これが社会の常識であり、人命さえ守れば建物は使えなくなっても構わないという考えは専門家の論理だったといえる。

1968年には十勝沖地震、1978年には宮城県沖地震があり、多くの鉄筋コンクリート構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造に被害が出た。これを反省して、建築構造の倒壊を防ぐ目的で、建築骨組に十分な塑性変形能力を持たせる研究が盛んになった。日本建築学会の論文集、大会梗概集には骨組の変形角が1/10まで耐力低下が起こらないなどの報告がされ、変形能力向上の研究は行き過ぎるところまで来てしまったように思う。専門家の論理は社会の常識からはずれ、内輪の常識になってしまった。

振り返って見ると、長年行われてきた骨組の塑性変形能力向上およびエネルギー吸収能力を高めるための研究は、それなりに意義があった。しかし、構造物が多くのエネルギーを吸収したということは構造部材に損傷が蓄積されたことと同じ意味であり、建築物の財産価値維持、再利用の可能性という観点では負の働きをする。要するに“Ductility is Damage”、「靱性確保は損傷覚悟」である。

英国における塑性設計の確立

ジャキュウス・ハイマン
ケンブリッジ大学名誉教授

1930年代初期にロンドンで工事中の幾つかの鋼骨組建築物を用いて歪み測定をした。これらの調査により、従来の弾性仮定のもとに計算された応力値と測定結果の間には驚異的な食い違いがあることが明らかになった。鉄骨製作や工事の過程の小さな違いが構造の実際の応力状態にかなりの影響を与える。その上、本質的にこれらの違いを予測することはできないこともはっきりした。 実験直後には、このように考えた。しかしながら、構造物の終局までの実験を行なったところ、鉄骨製作や工事による初期の違いは、最終的な崩壊のふるまいのときには、塑性変形により「拭き去られて」しまう。 そして、最終的な崩壊荷重は初期の違いから独立しているように見えた。 このようにして、塑性設計法はイギリスのブリストルとケンブリッジで1936年から研究が始まった。そして、1948年頃この方法は纏められ、鋼骨組の塑性設計法としてイギリスの規格に挿入された。
20世紀の後半の更なる進歩は、単純塑性設計法の理論的基礎を明らかにした。弾性解析は撓みの計算と構造安定性の確認に必要だが、塑性設計による検証には、材料の降伏応力を用いた釣合方程式とその知識だけで十分である。塑性設計法は「静的釣合」設計法と言い直すことができ、この考え方は石造も鉄筋コンクリート造でも、いうまでもなく設計者が安全であると考えている延性材料の構造にも使いうる。

静的設計および実際の施工に必要な塑性変形能力

構造物が脆弱であることを表すとき、ガラス細工のような構造という。ガラスのヤング係数はアルミニュームと同じで鋼の1/3であり弾性変形追随性は大きいが、塑性変形能力はほとんどなく、ガラス表面の傷などの部分的な欠陥をきっかけに破損してしまうからである。このような脆性材料で構成される構造物に塑性理論を応用することはできない。鋼構造、鉄筋コンクリート構造などの設計および実際の施工を成り立たせているのは、これらの構造物が適度な塑性変形能力を有しているからである。

ガラス細工で構造物をつくる場合を想像してみる。例えば、現場で梁の長さとその両側の柱の内法間隔が合わないとき、柱の弾性変形を利用して無理に梁を接合するなど、構造物の完成後に設計通りの応力が作用していないことが、いたるところで起こりうる。別の言葉で言えば、過大かつ不確定な内部釣合い応力が多くの部材に生じていることになる。強風や地震動を受けて構造物に生じる応力に、上記の不確定な内部応力が加算されるため、塑性変形能力のないガラス細工のような構造物では、一部の部材が早期には破断してしまうことになり、構造物全体の強さは設計者の意図通りの大きさには達しない。非常に危険である。このような構造物が地震動を受ける場合には各個撃破現象、ドミノ倒し現象、ジッパーフェイル現象が生じやすくなるといえる。一方、部材、接合部及び構造物に塑性変形能力がある場合、たとえ不確定な内部応力が存在していても、応力は再配分され、外力に対してすべての構造部材が一致団結して協力して抵抗するので、実際の構造物の強さは設計者の思い通りの値に達する。

ここでいう塑性理論とは、下界の定理、上界の定理、解の唯一性定理の3定理を示す。下界の定理は「もし、ある任意の荷重係数λにおいて、外荷重に釣合い、構造物中のどの部分でも降伏条件を満足している曲げモーメント分布が求められれば、その荷重係数λは真の崩壊時の荷重係数λpに等しいか小さい」、上界の定理は「もし、ある想定した崩壊メカニズムにおいて、正の荷重係数λを持つ荷重によりなされた外部仕事が、塑性ヒンジでなされる内部仕事に等しい場合、その荷重係数λは真の崩壊時の荷重係数λpに等しいか大きい」、解の唯一性定理は「もし、ある荷重係数λにおいて、釣合い、メカニズム形成および降伏条件の3つの条件を満足する曲げモーメント分布を求めることができれば、その荷重係数は真の崩壊時の荷重係数である」として説明される。

下界の定理は「構造物を弾性と仮定し、与えられた外荷重による応力分布を求め、この応力分布に比較して、材料安全率（1/2、2/3など）を考慮して決めた部材強度が上回るように設計する弾性許容応力度設計の体系」を下支えしている。塑性設計の体系もこの3定理に支えられて成立するが、これを満たすために必要な塑性変形能力は、構造物が整然とした形状であり、施工精度も十分高い場合には、各部材の持っている弾性変形量とほぼ同じ量と考えられ、それほど大きなものではない。

耐震設計に必要な塑性変形能力

新耐震設計法においても、2000年6月に施行された限界耐力計算法においても、構造物に大きな塑性変形能力をもたせた場合ほど、構造物の保有水平耐力は小さくてよいことになる。これは弾塑性振動解析を行うことによって証明できる間違いのないものである。しかし、はじめにも述べたように構造物の耐力を小さくし、大きな塑性変形に期待することは、建築構造物に大きな損傷を認めることと同じであり、建築物の継続使用、再利用を難しいものにし、財産価値を失う可能性も増してくる。大地震後にも継続使用、再利用、財産価値の維持を求めようとするならば、柱、梁などの構造物本体の塑性変形は小さいほど良い。非構造壁などへの損傷を防ぐためには、地震時の変形もある程度小さい方が良い。

言うまでもなく免震構造は上部構造に大きな塑性変形を期待しないで設計できるから、上記の要求を満足できる。基礎固定の建物として、以上の要求を満たす耐震構造が、損傷制御構造、パッシブ制振構造である。柱・梁などの主体構造としては従来の骨組より弾性変形限界の大きな骨組を構築して、地震時に弾性域での応答が可能なようにし、地震時のエネルギー吸収を目的とした部材を別に設け、これらに大きな塑性変形を期待する方法である。エネルギー吸収を目的とした部材はダンパーとも呼ばれるが、長年の間、行われてきた構造物の塑性変形能力の向上に関する研究がこのような部材の開発の原動力になったといえる。鋼材の塑性化を利用した代表的なものとして、座屈拘束筋違、鋼板耐震壁、間柱型せん断パネルがあり、これらのダンパーの塑性変形能力は非常に大きく、塑性率として20から30を用いることができ、累積塑性変形倍率として振幅によるが1000ほどまでが可能である。粘性体、粘弾性体を利用したオイルダンパー、制振壁なども多く使われている。

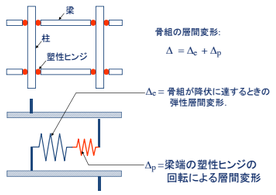
柱・梁などの構造物本体の塑性変形を起こしにくくする方法として、鋼材、鉄筋、コンクリートなどに高強度材料を用い、断面を従来の設計より若干細いものにし、弾性限域の変形を大きくする方法が有効である。

直列システムと並列システム

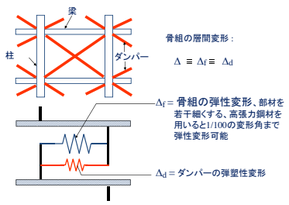
水平方向の地震動を受けて振動する多層建築構造は、直列システムと並列システムに分けて考えることができる。新耐震設計法以来推奨されてきた純ラーメン構造は最も代表的な直列システムである。柱・梁の骨組の弾性変形を表すバネと、梁の端部に出来る塑性ヒンジを表すバネが交互に直列に連なって多層建築構造になる。梁端に塑性ヒンジが生じているときには骨組にも同等の力が生じており、この骨組の弾性バネの変形量は小さくなく、層間変形角として1/200から1/120程度になる。塑性ヒンジは骨組が塑性化する層間変形を越えるときにしか生じないので、エネルギー吸収の効率が悪く、応答変位が過大になってしまう。

免震構造は建物全体が直列システムになっている。比較的剛強な基礎と上部構造に挟まれた免震層にのみ地震時の大きな変形、エネルギー吸収を期待している構造である。ほとんどの変形が免震層に生じることがから考察しても分かるように効率の良い直列システムといえる。

一方、損傷制御形構造物は、代表的な並列システムである。柱と梁で構成される骨組の弾性バネと、上下の床スラブ間を直接繋いでいる鋼材ダンパーや粘性ダンパーなどを表すもう一つのエネルギー吸収用バネが並列に組込まれ、これが繰り返して多層建築物が構成される。この場合は弾性バネとエネルギー吸収バネに生じる変形は同一であり、それぞれが独立に機能を発揮することになり、非常に効率が良い。弾性バネで表される骨組は極力弾性変形を、エネルギー吸収用バネは効率良く地震エネルギーを吸収することができる。



梁降伏形ラーメンの仕組み



損傷制御骨組の仕組み

特定層への損傷集中防止と心棒の必要性

前項で述べたように、層の剛性を評価する場合は、梁の端部に塑性ヒンジを許容した靱性設計骨組は直列システムで表され、損傷制御骨組は骨組バネとエネルギー吸収バネの並列システムで表される。どちらの場合も、多層構造物全体を質点とせん断バネの繰返しで表して等価せん断型振動モデルを構成すると、典型的な直列モデルになる。高さ方向の質量分布、剛性分布、水平耐力分布によってこの直列モデルの性質は決められ、これに地震動が作用するとき、全層にわたって均一に塑性変形が生じる応答を起こすこともあれば、特定の層に塑性変形が集中してしまうこともある。損傷制御骨組の場合、柱梁などの骨組本体が弾性域にあるときは、層の復元力には大きな2次剛性が残っているから、エネルギー吸収バネが降伏しても、その層に変形が集中する可能性は少ない。しかし、骨組の剛性がエネルギー吸収バネの強度に比べて相対的に小さいとき、または骨組が塑性化した後には、その特定層への変形集中が起こる可能性がある。

1994年のノースリッジ地震で梁の端部の溶接部分に破断が起きた中高層鉄骨建築は150棟程あると言われているが、倒壊したものは一つもない。その理由には色々な解釈があるが、米国の建物の場合、建物の外周に設けられた剛接骨組のほかに鉛直荷重だけを支持するために設けた重厚な柱が効果を発揮したと言われている。鉛直荷重柱は建物の内部に林立しており、梁はこれらの柱にウェブ接合されており、静的な水平力は負担しないとして耐震設計が行われている。しかし、実際の地震動を受け、ある層の剛接骨組に大きな層間変形が生じようとすると、鉛直荷重柱は建物の内部で各床に突き刺さる縦向きの連梁のような働きをし、特定層の剛性や強度を自動的に高める。これは五重塔の心柱の効果とも似ていて、多層構造物の層崩壊を防止するのに大いに力を発揮する。梁端の塑性ヒンジに地震エネルギーの吸収を期待した従来型の建物の場合、心棒があると全層の梁端が地震エネルギーに協力して抵抗することになり、耐震性が非常に高まる。

損傷制御形の構造物においても、多層建築物を縦に通すせん断破壊しない心棒を配することは耐震性向上に大きな効果を発揮する。必ずしも建物の中央に1本配置するのではなく、ノースリッジにあった鉄骨構造のように心棒を林立させる必要もある。エネルギー吸収バネのせん断剛性が大きいような場合は、柱状の心棒では剛性・強度が不足するので、鋼板耐震壁、ブレース構造を用いて大きなせん断剛性、曲げ剛性を持つ連層壁状の心棒が有効である。地震時の特定層への損傷集中を防止することが目的ならば、この連層壁に境界梁や大きな基礎梁を剛接する必要は無く、連層壁の脚部の回転を固定する必要も無い。脚部の左右にある柱の脚部でロッキングする方式なども有効であろう。中小地震には壁脚部が固定として働き、大地震時にはロッキングして損傷集中防止の効果を発揮する。

鋼材の多様化

損傷制御構造の開発を支えてきた重要な技術として鋼材の多様化がある。高性能鋼として開発されていた高張力鋼を建築に用いる場合、従来の鋼材のように塑性変形に期待するのではなく、弾性変形域を活用した方が合理的であり、低降伏点鋼はエネルギー吸収を期待したダンパーに適した鋼材である。

材料開発の側から見ると、従来に比べ2倍の強度の鋼材が開発できれば、同じ構造物を作るために必要な鋼材量は半分になると考えられがちである。構造物の各部材の断面寸法を同じにして、ウェブとフランジの板厚をすべて1/2にしてみる。結果として断面積、断面2次モーメントは1/2になるから、構造物全体の剛性は1/2になる。材料強度が2倍であるため、従来鋼の構造物と高張力鋼の構造物全体は同じ強さを発揮する。しかし、後者の剛性は1/2であるから、生じる変形は2倍になることが分かる。従来の鋼材を用いて降伏時の層間変形角が1/200程度の場合、後者の骨組の降伏時層間変形角は1/100になっ

てしまう。高張力鋼の骨組に従来の骨組と同様の塑性率2程度のエネルギー吸収を期待して塑性変形を起こさせようとすると、1/50を超える過大な層間変形角を許容しなければならなくなる。従来の骨組のように1/200程度の層間変形角で降伏させるためには、初期剛性を高めるために部材の成を大きくしなければならなくなる。もう一つ考えなければならないことは、材料強度が高い場合、幅厚比の条件が厳しくなることがあり、薄い鋼板を用いて部材の成を大きくすることに合理性はなく、鋼材量の節約はできなくなる。

以上の考察から高張力鋼は弾性設計に適しており、塑性変形能力はそれほど必要ないことが分かる。弾性範囲のみを利用するのであれば、鋼材の降伏比の条件を緩和することもでき、破断強度が同じであれば、降伏点は高いほど良いことになる。

日本の伝統と自然な発想

鋼とコンクリートを用いて基本的に全体が剛に組立てられるビルディング形式の構造に関して議論してきたが、古くから地震に耐えてきた日本の木構造の伝統にも制振構造の考え方があったと言われる。五重塔については多くの研究が行われ、南禅寺の山門に見られるように太い柱に貫をさし楔を叩込んだ構造も制振構造といえる。これは、楔のプレストレス力により緩みが生じにくく、木材の性質で唯一靱性に富むめり込みを利用した構造である。

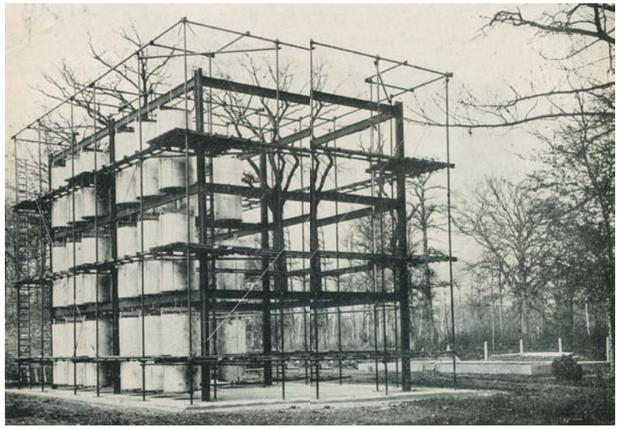
鈴木有博士はコンサイス木材百科の中で伝統工法はねばり強い耐震機構を持つと、次のように述べている。「中程度の地震には『堅いが脆い土塗り壁』によって揺れを抑えて無被害に止める。大地震にはこの土壁を先に壊してエネルギーを吸収しつつ『立体格子状の木造軸組』で力を分散し、揺れるほどに『木を噛み合わせ堅木を叩き込んで固めた接合部』で、変形とエネルギーを吸収して耐える。そして、想定外の地震動に対しても、『柱直置き基礎』で上部構造を滑らせる一種の免震的工法によって揺れのエネルギーを遮断し、致命的な被害から逃れようという、多段階に備える耐震機構をもっている。」そして「この『自然体型』は材料と構造と工法の絶妙な経験的・口伝的バランスの上に成立し、地域の自然外力条件の下で長年にわたって確かめられてきたものではあるが、普遍化するには至っていない。」と纏めている。

「災害は忘れた時分にやってくる」の言葉で有名な寺田寅彦博士は昭和8年に書かれた随筆「鎖骨」で、耐震設計に人間の身体の仕組み、骨の仕組みを取り入れることを提案している。人間の鎖骨は、車のバンパーのように肩の前の部分にあり、転んだときなどにこれが先に折れることによって、肋骨や内臓をまもる仕組みになっている。鎖骨は折れても普段の生活にはそれほど支障がなく、治りやすい骨である。この考えを建築構造に利用するという考えであり、損傷制御構造の考えを明確に述べたものといえる。

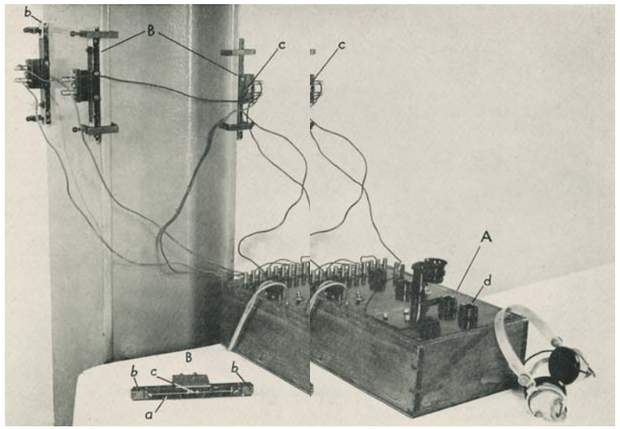
鎖骨だけに限らず、人間の身体、動物の身体、植物の構造などから我々の作る建築構造について取り入れるアイディアは多くある。大きな木の根の構造、高さ方向にスムーズに変化する幹の太さ、幹と枝の接合部などを良く観察すると、建築構造はかなり乱暴なつくり方をしていることが分かる。兵庫県南部地震のあと、鋼構造骨組の梁フランジの端部に水平スチフナーをつけることが一般的になったが、幹と枝の接合部に似た、溶接部を塑性化させないこのような工法は是非普及させるべきである、過去に建設してきた多くの建物の改良が必要になるようにも思う。

解析モデル

構造設計へのコンピュータの利用が一般的になり、鉛直荷重時の応力解析にもマトリックス法が使われ、立体解析が行われることもある。この場合、制振部材を組込んだ立体モデルを用いると制振部材も鉛直荷重を負担してしまい、周辺の柱の軸力が過小評価されてしまう。建物の竣工後、大きな地震を受ける前の応力状態はこの解析結果に近いのであろうが、制振部材は地震時のエネルギー吸収を目的に設置



サー・ジョン・ベイカー教授らが1940年頃に行った実大骨組の鉛直載荷実験



1940年頃に使われていた歪みゲージと測定器

され、鉛直荷重を負担するものではないから、制振部材が鉛直荷重を負担しないような解析を行う必要がある。これには、柱の軸変形を拘束して解く方法が簡単であるが、制振部材をすべて取除いた立体モデルを用いる方法が確かである。

施工順序により異なるが、実際の工事においても制振部材に鉛直荷重が流れてしまうことがある。これを問題として、制振部材の接合を建物の上層部が完成するまで遅らせる方法が用いられる。これには、竣工後の建物の状態を計算の条件と一致させる意味はあるが、この施工法を採らずに、下から順に施工してしまっても大きな問題はない。この建物が一度大きな地震を受け、制振部材に繰返しの塑性変形が与えられると、制振部材が負担していた鉛直荷重は周辺の骨組に自動的に再配分されるからである。

応答解析モデルをつくる場合にも工夫が必要である。早期に降伏する制振部材の初期剛性を含んだ剛性マトリックスを用いて減衰マトリックスをつくると、制振部材のエネルギー吸収を二重に評価してしまう。減衰マトリックスを作る場合にも制振部材の初期剛性の寄与は無視した方が安全側の評価である。

構造設計は能動的かつ意図的に

建築の設計に限らず、設計活動は能動的かつ意図的に進めなければ面白くない。制振構造においても同じであり、構造設計は能動的、意図的に行う必要がある。想像力をたくましくして、設計している建物が大地震を受けるときの挙動を考え抜き、意図通りに挙動するように設計を進める。制振構造の設計における基本は、1）制振部材を取除いた柱・梁による骨組が平面的および高さ方向に釣合い良く構成され、設計で考えている変形振幅まで弾性的に挙動しうること、2）設計上考えている変形振幅の範囲内で、制振部材が十分にその力を発揮すること、3）各制振部材に入力されるエネルギーがその部材のエネルギー吸収能力に対してすう場程度の余裕があること、4）建物の各階について層せん断力と制振部材の負担する層せん断力の割合が適切であることである。

最後になってしまうが、建築関係の多くの学生、研究者、設計者に影響を与えた坪井善勝先生を忘れることはできない。日本建築学会のシェル構造の委員会には必ず出席され、そのたびに委員会のテーマとは別の有益なお話しをしてくれた。宮城県沖地震（1978）のあとだったと思うが、「地震災害で人が亡くなったり、怪我をするのは建物に働く水平動のためではなく、重力の影響で傾いた建物が倒れたり、押しつぶされたりするからである。耐震設計というと、応答層せん断力・層間変形など、研究者や設計者は水平方向の力や動きのことを問題にするが、無重力の宇宙船に地震があっても構造体は倒壊しない。地上の建築物はまず重力に対して壊れないことを考えるべきである。」と言われた。損傷制御構造の場合、損傷を受け地震時のエネルギー吸収を担うのは各種のダンパーであり、柱と梁は地震時にも弾性範囲で挙動し、構造物の重量を支持することに専念する。免震構造の積層ゴムも同様の働きを持ち、地震時に大きく揺れても鉛直荷重支持能力を維持できる。両者は坪井先生の指摘した問題を解決できる構造である。我が国はもちろん、世界にも免震構造、制振構造の技術が普及することを願う。

「三本足のスツールと四本足のスツールの話」

ミルクメイドが三本脚のスツールに座って、牛の乳を搾っている。ミルクメイドの体重が600N（61Kg）のとき、各脚は幾らの力に対して設計すべきであろうか。スツールは対称に支持され、メイドはスツールの中心に座っているとする。答えはもちろん200Nとなる。

同じミルクメイドが今度は四本脚の正方形のスツールに座り、スツールの形は対称、荷重は中心に作用しているとする。このとき各脚は幾らの力に対して設計すべきか。四本脚なので150Nとなるが、これは必ずしも正しい答えではない。粗野につくられ剛なスツールが小屋の堅い床に置かれると、三本の脚は接地

し、ミルクメイドの体重を支えるが、四本目の脚は床から離れるはずである。その隙間がたとえ1mmより小さくても、この脚に生じる力はゼロである。静的な釣合を考えると、対角にあって接地している脚の中央に荷重が作用しているから、浮いている脚の対角にある接地している脚にも力は作用しないことになる。結果として、ミルクメイドは接地している対角の二本の脚によって支えられ、脚に働く力は300Nになる。

スツールの置き方は自由であり、四本のうちどの脚が始めに接地するかは分からない。すべての脚は300Nの力を伝えるとして設計しなければならない。

四本脚のスツールは静定構造を超えた構造である。釣合式は3つしかないから、釣合式だけで各脚に生じる力を求められるのは、静定構造の三本脚のスツールだけである。ナヴィエは四本脚の問題を解く方法、つまり弾性論を示した。この問題を解くためには、脚の軸剛性はもちろん、座る部分の板の曲げ剛性などの弾性に関する情報が必要になる。問題は非常に複雑になる。しかし、この難しい方程式は電子計算機を用いれば、簡単に解くことができる。結果として四本の各脚にかかる力はどれも150Nとなるはずである。もちろん、構造技術者が用いる弾性解析のプログラムでは、床は平らで、四本の脚の長さは同じという仮定条件が使われる。弾性解析を行うために、このように単純な仮定を設けることになる。平らでない床に粗野に作られたスツールを置くとし、さらにその置き方は自由とすると、ナヴィエの弾性論に基づいた方法では脚に働く本当の力を求められないことが分かる。

ここで、スツールの設計に弾性設計法を用いるとし、各脚に作用する軸力は150Nとしてスツールが製作されるとする。許容応力度設計を進めるためには、適当な荷重係数が必要になり、これを3とすると、各脚はここで計算された力の3倍の強さをもつようにつくられる。脚は軸方向に変形能力を持っているとする。各脚の強さが450Nで作られたスツールの中心に徐々に荷重を作用し、その変化の様子を調べる。上に述べてきたように、始めのうちは、二本の脚が荷重を伝達する。荷重が900Nに達したとき、これらの脚は縮み始め、残りの二本の脚が効いてくる。そして、各脚に450Nの力が作用したとき、荷重は1800Nに達する。

弾性解析結果では各脚に150Nの力が作用するとされているにもかかわらず、実験によると、全荷重が600Nのとき、二本の脚の力はゼロで、残りの二本の力は300Nであるとなる。それにもかかわらず、荷重係数3に相当する1800Nの荷重に達したときには、各脚の力は均等化される。塑性、変形能力が弾性計算の持つ欠点を助けてくれることが分かる。

構造物に塑性変形能力があるときのみ、弾性設計の持つ問題点は解決される。構造要素のなかに不安定または急激に強度を失う性質があることを脆性というが、もし始めに力を受け持っていた脚が安定して縮む代わりに、座屈して急激に耐力低下を起こすとスツール全体は壊れてしまう。設計法の基本として弾性解析が使われ、各脚が荷重係数3として、3x150Nの強さでちょうど設計されているとすると、設計者は荷重係数3を信じているから、1800Nの大男が載ることもできると考える。しかし、実際には、荷重が900Nのとき、スツールの対角にある二本の脚が450Nに達し、これらの脚は座屈してしまう。このときの荷重係数は900/600 または 1.5 となり、これは非常に危険で小さく、スツールは92Kgの男が載ると壊れてしまうことになる。

構造物の設計において重要なことは、構造部材が予想外の力を受けたとき、それまで負担していた力を保持したまま塑性変形できる能力、靱性をそれぞれの部材に持たせることである。鋼材の脆性的な引張破断、急激に耐力低下を起こす座屈現象、コンクリートのせん断破壊、圧壊などが起きないように設計すべきである。一方、鋼構造の梁のフランジ、超高層ビルの柱、航空機の翼に使われるストリンガーなど、部材に靱性を持たせることが難しい場合は、その構造部材にとって最も厳しい荷重状態、応力状態を考えることが必要である。上に述べた例でいえば、四本脚のスツールの各脚には、全荷重の半分の力が作用することを考えるように。部材断面をこの状態に対し十分に強く設計すれば、部材の座屈、柱のせん断破壊など、危険な壊れ方の可能性は無くなる。

テクニカルナレッジ

Technical knowledge