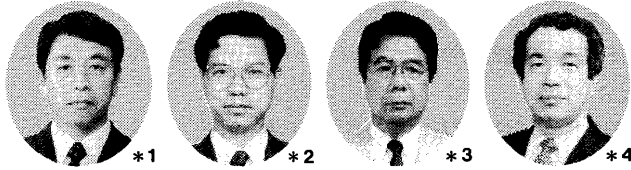


被害レベル制御構造 「Damage Tolerant Structure」に関する研究

STUDY ON THE-DAMAGE TOLERANT STRUCTURES

岩田 衛 ——*1
黄 一華 ——*2
川合廣樹 ——*3
和田 章 ——*4

Mamoru IWATA
Yi Hua HUANG
Hiroki KAWAI
Akira WADA



A damage tolerant structure consists of a primary structure such as beams and columns, and seismic members. The primary structure remains within the elastic strain range during an earthquake, and the seismic members absorb seismic energy. The experiment has shown that the realization of structures with high energy absorption is possible through early plasticization of seismic members.

In accordance with this concept, we designed a high-rise building. The seismic members become plasticized even at the moderate seismic excitation level but not to the extent that repairs become necessary. At the large seismic excitation level, seismic members are extensively plasticized. Therefore, after a large earthquake, seismic members are replaced as required.

キーワード：
鋼構造, 耐震設計, 被害制御, 最適剛性分布, 高張力鋼, 低降伏点鋼

Keywords:
steel structure, seismic design, damage control, optimum stiffness distribution, high strength steel, low yield point steel

1 序

現在, 日本で用いられている耐震設計法は, 1次設計, 2次設計の2段階設計の考え方によって構成されている。これらは, 使用限界と終局限界という2極の考え方に対応していると言える。使用限界に対しては許容応力度設計とし, 終局限界に対しては, 人命の担保を前提に, 建物の塑性変形を認め, 崩壊はきたさないようにすることとしている。これに対して, 本論では, 使用限界と終局限界の間に, 新たに被害限界を考慮した被害レベル制御設計法に基づいて論じる。ここでいう被害限界とは, 建物の社会的・経済的な被害の限界を積極的に設計判断の中に取り込むために設けた一つの限界である。被害限界を使用限界と終局限界の中間の状態に設定することにより, 明確な耐震目標レベルに基づいて, 建物を設計することができると考える。

この30年の耐震設計の研究は, 塑性変形能力を高めるための研究に大きな力が注がれてきたと言える。大地震に対して, 構造物の強度で抵抗するだけでなく, 柱・梁等の骨組を塑性化させることにより, 地震エネルギーを吸収させる考え方である²⁾。しかし, 構造物の塑性変形能力に頼り過ぎて耐震設計された建物は, 人命は救うか

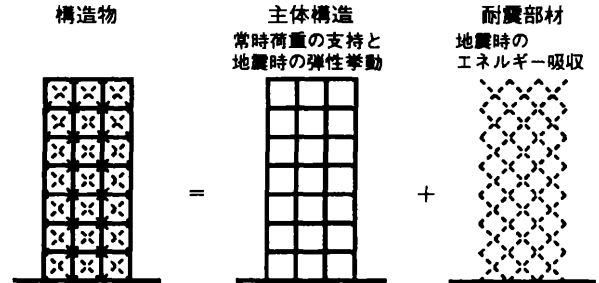


図1 Damage Tolerant Structure

| 設計要求 | 従来の設計法 | | Performance Based Design | |
|-------------|--------|------|--------------------------|------|
| | 主体構造 | 耐震部材 | 主体構造 | 耐震部材 |
| 常時荷重に対する安全性 | ● | — | ● | — |
| 地震荷重に対する安全性 | ● | ● | — | ● |

* 地震時に主体構造も塑性化
 * 設計が複雑

* 地震時に耐震部材のみ塑性化
 * 主体構造と耐震部材の設計の独立が可能

図2 要求性能と設計変数

*1 新日本製鐵株式会社建築事業部 部長・工博

*2 東京工業大学工業材料研究所 助手・工博

*3 株式会社日建設計東京事務所 技師長・工修

*4 東京工業大学工業材料研究所 教授・工博

*1 Nippon Steel Corporation Building Construction Division, General Manager, Dr. Eng.

*2 Tokyo Institute of Technology Research Laboratory of Engineering Materials, Assistant Professor, Dr. Eng.

*3 Nikken Sekkei LTD. Tokyo Office, Senior Project Manager, M. Eng.

*4 Tokyo Institute of Technology Research Laboratory of Engineering Materials, Professor, Dr. Eng.

| | 使用限界 | 被害限界 |
|----------|------------------------------------|------------------------------------|
| 従来設計 | <p>Q(水平力) δ(変形) 構造全体</p> | <p>Q δ 構造全体</p> |
| D. T. S. | <p>Q Q δ 主体構造 耐震部材</p> | <p>Q Q δ 主体構造 耐震部材</p> |

図3 水平力・変形関係

もしないが、地震後の継続利用はほとんど不可能であり、結果として財産価値は保証できない。

構造物の被害レベルを制御するという観点からは、地震時に主体構造である柱・梁を弾性歪内に抑え、地震エネルギーを吸収させることを目的とした耐震部材のみに塑性化を集中させることが可能なら、被害を限定することができる。地震後の点検、補修も容易に行うことができる。ここでは、弾性強度と弾性歪範囲、つまり弾性変形の大きな高張力鋼を主体構造（柱・梁）に用い、小さな変形で降伏を始める極低降伏点鋼を、エネルギー吸収のための耐震部材に用いるビル構造を提案する。このようにして構造物の被害レベルを制御する構造法を、「Damage Tolerant Structure」と名付ける³⁾(図1)。Damage Tolerant Structureの考え方は、「1つの設計要求(Design Requirement)は1つの設計変数(Design Variable)に対応させることが合理的である」というPerformance Based Designのコンセプトに従っている⁴⁾。このコンセプトによれば、主体構造は常時荷重を支えるという設計要求に対する設計解であり、耐震部材は地震荷重に対する設計解であり、各々は独立に設定できる(図2)。

従来の設計法により設計された構造物は、使用限界では弾性歪内であり、使用限界を越えると、構造物の主として梁に塑性化を許容する。これに対して、Damage Tolerant Structureでは、主体構造は、使用限界、被害限界共に弾性歪内であり、耐震部材は、使用限界、被害限界共に塑性化を認める(図3)。使用限界を越える地震を受けたDamage Tolerant Structureは、地震の後、主体構造は補修する必要がなく、塑性化した耐震部材のみを被害レベルに応じて補修あるいは取り替えることによって、建物は継続使用できる。耐震部材としては、アンボンドプレース、鋼板パネル等、種々のものが考えられる。それぞれ特徴があり、いわゆる制振デバイスとして、多くの研究がなされている^{5),6)}。

2 Damage Tolerant Structureの設計法

2.1 主体構造の合理的な剛性分布

Damage Tolerant Structureの望ましい高さ方向の剛性分布は、主体構造に生じる歪と応答を、建物の高さ方向になるべく均一に分布させることと考える。そこで、主体構造を剪断変形と曲げ変形を考慮した1本の片持梁にモデル化し、1次振動モードで定常振動する場合に生じる剪断変形と曲げ変形が高さ方向に均一に分布することを目的とした最適な剪断剛性と曲げ剛性の分布を表す理論式

を導く⁷⁾。さらに高次振動モードの影響を考慮するため、数多くの数値シミュレーションを行い、その結果を整理し、(1)式に示すような最適な剪断剛性 D_T と曲げ剛性 D_B の分布を提案する。

$$D_T = \frac{2m\pi^2 H^2}{T_1^2} \left(1 + \frac{A}{3}\right) (\alpha_0 + \alpha_1 x + \alpha_2 x^2 + \alpha_3 x^3)$$

$$D_B = \frac{2m\pi^2 H^4}{T_1^2} \left(\frac{1}{4} + \frac{2}{3A}\right) (\beta_0 + \beta_1 x + \beta_2 x^2 + \beta_3 x^3 + \beta_4 x^4)$$

.....(1)

ここで、 m は単位高さ当りの質量、係数 $\alpha_i (i=0, 1, 2, 3)$ 、 $\beta_i (i=0, 1, 2, 3, 4)$ はパラメータ $A (=2H/fB)$ の関数である⁸⁾。 H は建物の高さ、 B は建物の幅、 f は建物に生じる剪断歪と最外縁の柱に生じる軸方向歪との比率である。(1)式は、 $A=0.278 \sim 4.167$ 、1次固有周期 T_1 が0.6秒以上の建物に適用できる。

また建物の1次固有周期 T_1 は、建物の高さ H 、主体構造のみの最大層間変形の設計目標値 γ^* 、および地震動の強さレベルを示す速度スペクトル S_v を設定することによって、(2)式で求めることができる。

$$T_1 = 0.932 \frac{2\pi H \gamma^*}{\Gamma_1 S_v} \dots\dots\dots(2)$$

ここで、係数 $\Gamma_1 (= (1+A/3)/(2/3+A/2+A^2/10))$ は1次振動モードの刺激係数である。

従来の高層建物の耐震設計法は強度要求に基づいていたが、被害レベル制御設計法では変形要求に基づくことになる。建物の各部材のサイズや配置は、剪断剛性 D_T と曲げ剛性 D_B の分布に応じて設計する。

経済的な構造設計を行うためには、まず主体構造のみの構造に対して、大きめの変形の設計目標値 γ^* を設定して、小さめの剛性分布を求め、次に耐震部材を組み込むことによって、地震動により生じる最大層間変形を設計許容範囲内に抑えるようにする。

2.2 耐震部材のエネルギー吸収能力の評価

耐震部材の設計において、地震エネルギーの吸収能力と地震応答制御効果の関係に注目する必要がある。これらは耐震部材としての降伏レベルと、使用される材料の変形能力に強く依存する。

耐震部材としての地震エネルギー吸収能力を評価するために、1サイクルの運動において耐震部材によって吸収されるエネルギーと粘性減衰によって吸収されるエネルギーとの等価原理によって、等価粘性減衰係数 ξ_{eq}^* を求めることができる。この近似計算式は(3)式のようになる。

$$\xi_{eq}^* = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu-1}{\mu}\right) \frac{Q_y}{D_{tb}\gamma} \quad \mu = \frac{\gamma}{\gamma_e} \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 Q_y は建物のベース位置における耐震部材の降伏剪断力、 D_{tb} は建物のベース位置における主体構造の剪断剛性、 γ は建物のベース位置に生じる耐震部材の最大応答剪断歪、 γ_e は耐震部材の弾性限剪断歪である。

(3)式で表される等価粘性減衰係数 ξ_{eq}^* は、最大変形に達した1サイクルの運動において吸収されるエネルギーとの等価原理によって求められるものである。しかし、実際の地震動により生じる運動では、耐震部材が各サイクルとも最大変形に達することはないので、この式は全応答時間で考えると過大な等価粘性減衰係数を示している。

実際のエネルギー吸収能力を比較的表現できるのは時刻歴で表

現するエネルギーの等価原理によって求められる等価粘性減衰係数である。(4)式は地震の終わった時点での等価粘性減衰係数 ξ_H を示している。

$$\xi_H = \frac{\omega_1 \int_0^{t(end)} U^T P_h dt}{2 \int_0^{t(end)} U^T K U dt} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 ω_1 は建物の1次固有円振動数であり、 U は応答速度ベクトルであり、 P_h は耐震部材が受ける水平力ベクトルであり、 K は主体構造の弾性剛性マトリクスである。 ξ_H は耐震部材の等価粘性減衰を正確に評価するために有用である。

3 Damage Tolerant Structure の部分骨組の実験

高張力鋼の弾性歪範囲の大きいことを利用して、常時荷重を支持する主体構造(柱・梁)を大地震を受けても弾性状態に保つようにし、地震によるエネルギーは極低降伏点鋼を用いた耐震部材、ここではアンボンドブレースに集中させて吸収させる Damage Tolerant Structure を実験により考察する。アンボンドブレースは座屈が生じず、安定した履歴特性を持つことが特長である⁵⁾。

3.1 実験計画

主体構造は、層間変形角 1/100 の変形を受けても弾性状態を保たせることを目標とする。階高 4 m, スパン 6.4 m の一般的なビル構造を想定し、十字形の部分骨組を取り出す。

上記の条件を満たすように高張力鋼を柱(鋼種 HT 780)と梁(鋼種 HT 590)に用いた弾性骨組(試験体 1)と、これと同じ骨組に極低降伏鋼 LYP 100 を用いたアンボンドブレースを装着した骨組(試験体 2)の2体の試験体を製作し、比較実験を行った。Damage Tolerant Structure による骨組に対応するのが試験体 2 である。各試験体の使用鋼材を表 1 に示す。

表 2 に使用鋼材の機械的性質を示す。HT 780 の降伏比は 0.95 であり、いわゆる低降伏比高張力鋼ではない。HT 780 高張力鋼の降伏歪は HT 590 高張力鋼の降伏歪の約 1.3 倍の値となっている。LYP 100 極低降伏点鋼の降伏歪は極めて小さいが、伸び率は極めて大きいことが分かる。

水平力を受ける無限均等フレームの一部分を再限する加力装置を計画した(図 4)。左右の梁端は水平方向に移動可能なピンローラによって支持し、柱脚は同様に鉛直方向のピンローラによって支持した。

層間変形角 1/200 の変形を 1 サイクル、層間変形角 1/100 の変形における骨組の性状を特に把握するため 6 サイクル加力した。また各試験体の破壊性状を把握するために、層間変形角 1/50, 1/30, 1/20 の変形で 1 サイクルづつ加力した。

表 1 試験体の使用鋼材

| 試験体名 | 柱 | 梁 | |
|-------|-------|-------|---|
| 試験体 1 | HT780 | HT590 | 柱：H-280×240×25×25 梁：H-350×130×9×12 |
| 試験体 2 | HT780 | HT590 | 柱・梁は試験体 1 と同じ ブレース：PL-40×12 (LYP100) |

表 2 使用鋼材の機械的性質

| 鋼種 | 板厚 (mm) | 降伏応力度 (kg/mm ²) | 降伏歪 (%) | 引張強さ (kg/mm ²) | 伸び率 (%) | 降伏比 |
|--------|---------|-----------------------------|---------|----------------------------|---------|------|
| HT780 | 25 | 77.5 | 0.37 | 81.8 | 16.8 | 0.95 |
| HT590 | 12 | 59.4 | 0.28 | 66.0 | 15.9 | 0.90 |
| | 9 | 57.5 | 0.27 | 64.2 | 14.4 | 0.90 |
| LYP100 | 12 | 6.8 | 0.03 | 25.0 | 81.3 | 0.27 |

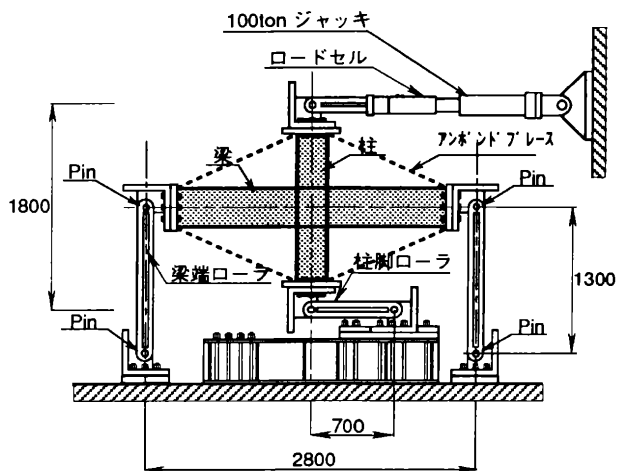


図 4 加力装置

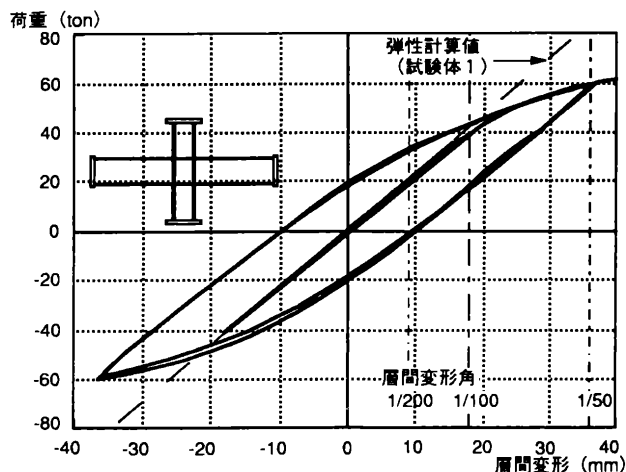


図 5 試験体 1 (柱：HT 780, 梁：HT 590)

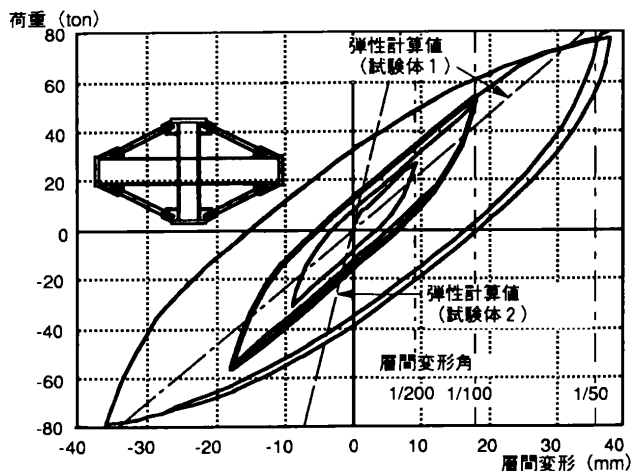


図 6 試験体 2 (柱：HT 780, 梁：H 590, アンボンドブレース：LYP 100)

3.2 実験結果

図5と図6に、試験体1と試験体2それぞれの荷重-層間変形関係を示す。各試験体の図中に初期剛性の弾性計算値を示す。なお試験体2には試験体1の初期剛性も記した。初期剛性の弾性計算値は両者とも実験値とほぼ同値を示す。

この2つの図より、以下の結論を得た。

- 1) 試験体1によれば(図5),高張力鋼(柱:HT 780,梁:HT 590)を用いた架構は、層間変形角約1/100まで弾性挙動し、層間変形角1/50を越える変形能力がある。
- 2) 試験体2によれば(図6),アンボンドブレースに用いた極低降伏点鋼が早期に塑性化することにより、柱・梁は層間変形角1/100まで弾性状態を保ちつつ、エネルギー吸収能力の高い架構が実現可能である。

4 繰返し塑性歪を受ける鋼材の力学的性質

4.1 実験計画

Damage Tolerant Structureでは、弾性変形領域の大きい高張力鋼を主体構造に用い、耐震部材に降伏点が小さな極低降伏点鋼を用いている。しかしながら、建物に予想外の大きな入力があると、主体構造の高張力鋼の部材にも塑性化が生じる場合もある。この際の安全性を調べるために、梁端部における応力勾配を想定した変断面試験体を作成し、引張りと圧縮の繰返し载荷実験を行う。

応力勾配状態を模擬して、引張りと圧縮繰返し载荷実験を行うために、図7に示すように、試験体の広い部分の幅を50mmとし、一定幅とした試験体と、中央位置の幅 W_c を40mmになるようにテーパ状の形にしたものを用意した。実験で用いた鋼材は、80 kg/mm²クラスの高張力鋼 HT 780, 50 kg/mm²クラスの普通鋼 SM 490, および極低降伏点鋼 LYP 100 の3種類である。

引張りと圧縮の繰返し载荷実験は、剛性が十分高く、正確な変形制御のできる試験機によって行った。最初の弾性歪領域の実験では、引張りと圧縮方向に2回ずつ载荷を行い、塑性化後は平均伸び率が0.4%, 0.6%, 0.8%, 1.0%の各段階に分けて、それぞれ4回ずつ繰返し载荷を行った。平均伸び率が1.0%まで4回繰返し载荷しても破断しない場合は、単純引張りによって最終破断まで载荷した。

4.2 実験結果

試験体の縦軸方向における歪分布を測定した(図8)。図7の縦軸のA, B, C, D, Eは測定位置である。

図8(a)はHT 780の試験体の歪分布を示している。左図は応力勾配がない試験体($W_c=50$ mm)の歪分布で、右図は応力勾配がある場合($W_c=40$ mm)である。応力勾配がある場合には、試験体の中央断面に大きな塑性歪の集中現象を示している。しかしながら、引張りと圧縮の繰返し载荷を受けても、早期に破断する等の問題は生じなかった。

図8(b)と図8(c)はそれぞれSM 490とLYP 100の試験体から測定された歪分布を示している。HT 780の試験体に比べて、塑性歪の集中は少ない。

実験結果から、以下の結論を得た。

- 1) もし鋼材の溶接部分における問題がなければ、HT 780においても、繰返しの塑性化に対する安全性の余裕をもって、Damage Tolerant Structureの主体構造に十分使用することが可能である。

表3 建物の1次固有周期

| Q_y/W (%) | 0 | 0.5 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|
| 固有周期 (秒) | 7.98 | 6.37 | 5.54 | 4.65 | 4.17 | 3.87 | 3.65 |

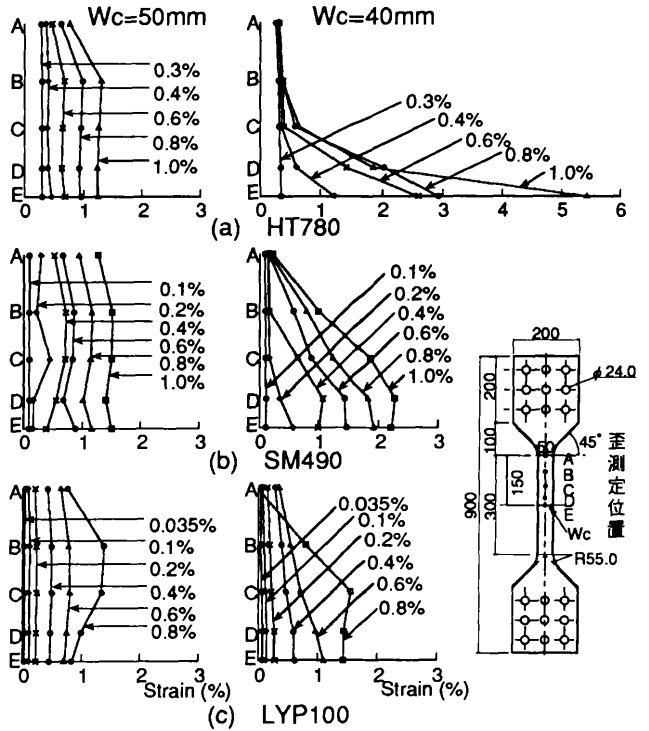


図8 歪分布

図7 試験体

- 2) SM 490とLYP 100, 特にLYP 100は大きな安定した塑性変形能力を持つ。

5 超高層ビルの試設計

5.1 試設計建物概要と解析条件

試設計建物は、3階以上の建物外周に耐震部材(ここではアンボンドブレース)を配置した事例を取り上げ検討する。図9に建物概要を示す。

解析条件は次のようである。

- 1) 主体構造の初期剛性分布は、(1)式で表した最適な剪断剛性 D_T により次める(図10(a))。これを満足する柱・梁が決定されると、曲げ剛性分布が決まる。この曲げ剛性分布 aD_B と(1)式による最適な曲げ剛性 D_B の比較を図10(b)に示す。 D_T により決まる主体構造の曲げ剛性分布は、 D_B に比べると、勾配が緩やかである。
- 2) 耐震部材の履歴特性は完全弾塑性とし、その降伏レベルとして、 $Q_y/W=0.5\%$, 1% , 2% , 3% , 4% , 5% の6種類を考える。ここで、 Q_y は建物のベース位置における耐震部材の降伏剪断力、 W は建物の全重量である。また耐震部材の降伏耐力の高さ方向の分布は、耐震部材の塑性化が高さ方向に対して一様になるように、主体構造の剪断剛性 D_T に相似とする²⁾。
- 3) 自然減衰は主体構造の剛性 D_T と aD_B に比例するとし、1次固有周期に対する減衰定数を2%とする。
- 4) 地震動レベルとして、エネルギー等価速度 $V_E=75$ cm/s, 150 cm/s, 225 cm/sの3種類を考える。それぞれ、地動最大速度は、約30 cm/s, 60 cm/s, 90 cm/sである。
- 5) 入力地震動として、人工地震動(WV-ELNS)を使用する。等

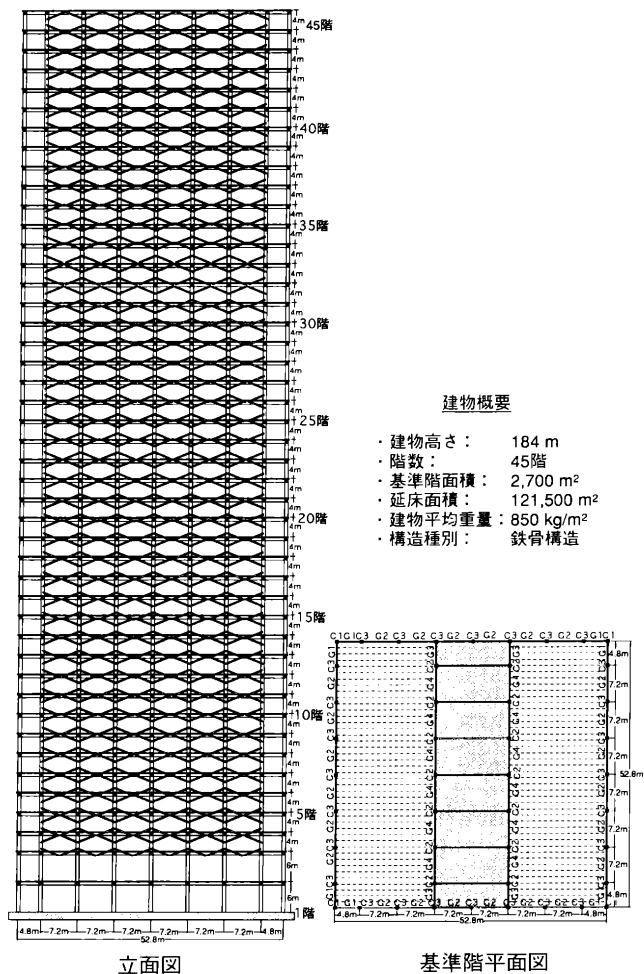


図9 試設計建物

建物概要

- ・建物高さ：184 m
- ・階数：45階
- ・基準階面積：2,700 m²
- ・延床面積：121,500 m²
- ・建物平均重量：850 kg/m²
- ・構造種別：鉄骨構造

立面図

基準階平面図

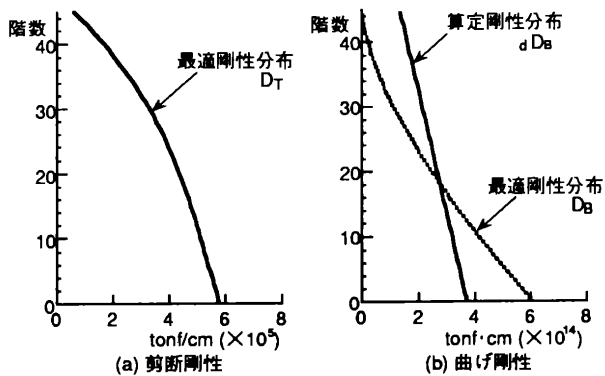


図10 主体構造の剛性分布

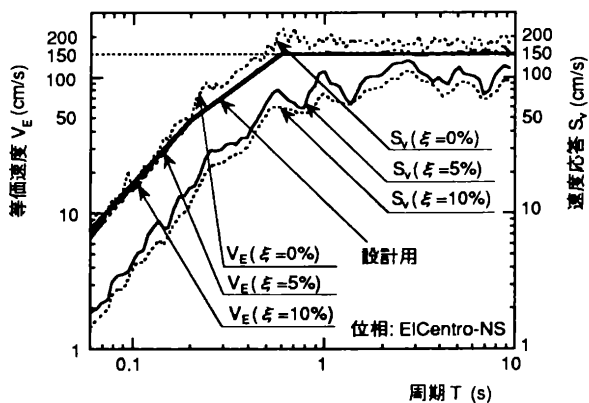


図11 人工地震動の速度スペクトラム

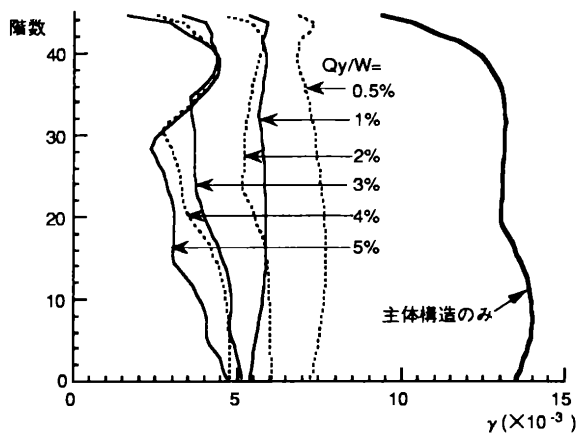


図12 最大層間変形角 ($V_E=150$ cm/s)

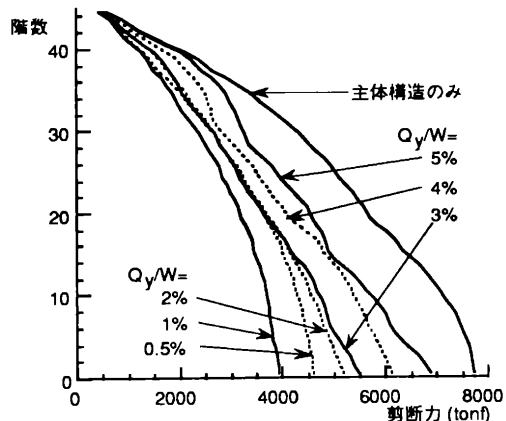


図13 最大剪断力 ($V_E=150$ cm/s)

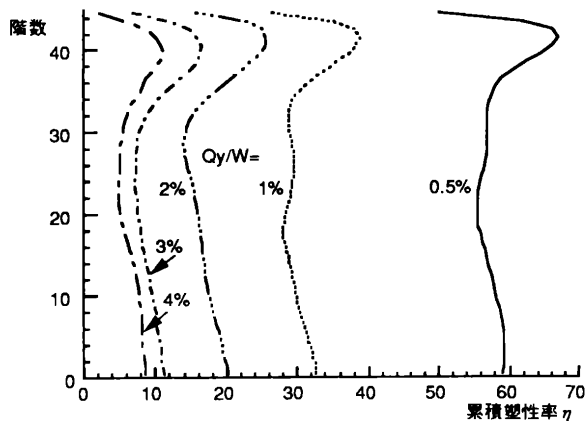


図14 累積塑性率 ($V_E=150$ cm/s)

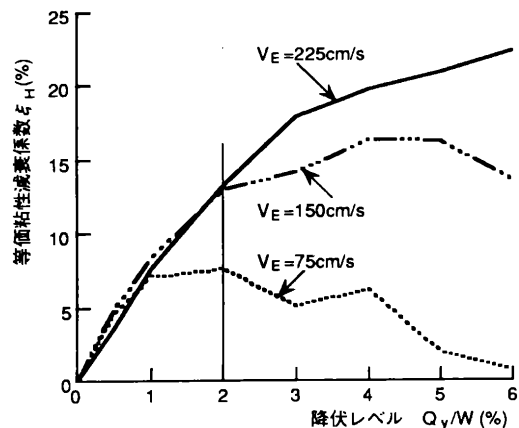


図15 等価粘性減衰係数

価速度 V_E , Pseudo 速度応答 S_V のスペクトラムを図 11 に示す。

5.2 解析結果

建物の 1 次固有周期を耐震部材の降伏レベルごとに表 3 に示す。

地震動レベルが $V_E=150$ cm/s の時の、架構全体の最大層間変形角を、耐震部材の降伏レベルごとに、図 12 に示す。同じく最大剪断力を図 13 に示す。同じく図 14 に累積塑性率を示す。

図 15 は、(4)式から算定される等価粘性減衰係数である。これから、次のことが明らかになった。

1) 耐震部材の降伏レベルを高くすると、最大層間変形角は小さくなる(図 12)。 $V_E=150$ cm/s では、 $Q_y/W=1\%$ 、 2% とともに、最大層間変形角は $1/170$ である。 3% では $1/200$ である。

2) 耐震部材の降伏レベルを高くすると、最大剪断力は小さくなる傾向がある(図 13)。しかし、 $Q_y/W=1\%$ の方が、 0.5% より、最大剪断力は小さい。 $Q_y/W=2\%$ と 3% はほとんど違いがない。主体構造と耐震部材の最大剪断力の割合は、 2% の場合で $2:1$ であり、 3% で $1:1$ になる。

3) 累積塑性率は、各階で、ほぼ一様である(図 14)。耐震部材の降伏レベルが小さいほど、累積塑性率は大きいが、鋼材の有する性能を考えると、この程度の塑性率は全く問題ないと考えられる。

4) 等価粘性減衰係数は、 $V_E=150$ cm/s では、 $Q_y/W=2\%$ までは急激に増加するが、 3% 以上に更に増やしても、増加は緩やかである(図 15)。 $V_E=75$ cm/s では、降伏レベルが高すぎる場合には、等価粘性減衰係数は小さくなる。

5.3 試設計建物の性能評価

解析結果、経済性等から総合的に判断して、この試設計では、耐震部材の降伏レベルとして、 $Q_y/W=2\%$ を採用する。この場合、次のように試設計建物の性能が評価できる。

1) $V_E=150$ cm/s 地震動レベルで、建物のベース位置における主体構造と耐震部材それぞれが受け持つ剪断力の比率は $2:1$ である。このときの建物のベースシヤ係数は 6% (主体構造 4% 、耐震部材 2%) である。

2) $V_E=150$ cm/s 地震動レベルで、最大層間変形角 $1/170$ 以下を満足している。耐震部材は塑性化しているが、取り替えるほどの塑性化はしていない。このレベルを試設計建物の使用限界と考えてよい。

3) $V_E=225$ cm/s 地震動レベルで、層間変形角 $1/100$ 以下を満足している。耐震部材は広範囲に塑性化している。塑性化した耐震部材を適宜取り替える必要がある。このレベルを被害限界と考える。

これは、あくまでも試設計であり、被害限界における補修コストを正確に算定することはできないが、別に行った積算見積によると、 $V_E=225$ cm/s 地震動レベルでの被害コストは、建設時の躯体コストの 10% 程度である。

4) 試設計の架構と同じ入力に対して同じ応答を生じるような剛性、強度、靱性を有する一般的な純ラーメン架構を想定し、使用鋼材量を別途算定した。比較を表 4 に示す。試設計の鋼材量は純ラーメンの 80% となっており、初期建設コストが低減できることが分かる。

表 4 使用鋼材量

| | Damage Tolerant Structure | 純ラーメン架構 |
|------------------------------|---------------------------|---------|
| 柱 (ton) | 6,400 | 10,500 |
| 梁 | 7,500 | 11,700 |
| ブレース | 3,900 | 0 |
| 合計 (ton) | 17,800 | 22,200 |
| 平均使用鋼材量 (kg/m ²) | 147 | 183 |

6 結び

本論では、「被害レベル制御設計法」を現実的なものにするために、「Damage Tolerant Structure」の一つの形式に関して研究した。Damage Tolerant Structure の実現化は、新しい材料の開発によって可能となった。すなわち、主体構造に用いるための大きな弾性歪を可能とする高張力鋼と、耐震部材に用いるための大きな塑性変形を可能とする極低降伏点鋼である。提案した構造法においては、主体構造は地震を受けている間、弾性を保ち、地震の後、塑性化した耐震部材のみを補修することによって、建物は継続使用できる。これを実験と試設計によって実証した。

謝 辞

本研究にあたり、J. J. Connor 教授 (MIT)、阿部重孝氏 (竹中工務店・東京本店次長)、清水敬三氏 (大林組・東京本社設計本部・設計部長) には、ご助言を頂きました。また、後藤多美子氏 (住友海上リスク総合研究所・調査部副主任研究員)、山田貴博博士 (東京工業大学)、吉田献一氏 (NTT ファシリティーズ)、小波佐和子氏 (東京電力株式会社)、林賢一氏と松岡祐一氏 (新日本製鐵) には、ご協力を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 岩田 衛：被害レベル制御設計法，建築雑誌，Vol. 109，No. 1352，pp. 42~44，1994. 1
- 2) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1987. 9
- 3) A. Wada, et al.: Damage Tolerant Structure, Fifth U. S.-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, pp. 1-1~1-13, 1992. 9
- 4) J. J. Connor, et al.: Performance Based Design Methodology for Structures, International Workshop on Recent Development in Base-Isolation Techniques for Buildings, Tokyo, pp. 57~70, 1992. 4
- 5) 和田 章ほか 4 名：鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究，構造工学論文集，Vol. 34 B, pp. 249~258, 1988. 3
- 6) M. Nakashima, et al.: Energy dissipation behavior of shear panels made of low-yield steel, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, pp. 1299~1313, 1994
- 7) 黄 一華ほか 2 名：履歴ダンパーを有する被害レベル制御構造，構造工学論文集，Vol. 40 B, pp. 221~234, 1994. 3
- 8) 黄 一華：Damage Controlled Seismic Design for Tall Steel Buildings, 博士論文，東京工業大学，1995. 1

[1995 年 6 月 20 日原稿受理 1995 年 8 月 25 日採用決定]