

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	単独地震の応答に基づく連動地震に対する超高層制振建物の応答推定手法 - 南海トラフ沿いにおける東海・東南海・南海三連動地震を対象として -
Title(English)	PREDICTION METHOD FOR HIGH-RISE BUILDINGS WITH DAMPERS SUBJECTED TO MULTI-SEGMENT EARTHQUAKE BASED ON RESPONSE FROM SINGLE CONSTITUTING EARTHQUAKES - Case of the Tokai-Tonankai-Nankai multi-segment earthquake along the Nankai trough -
著者(和文)	臼田雄作, 佐藤大樹, 北村春幸, 松田頼征, 木村雄一, 山本優, 木村暢志
Authors(English)	Yusaku USUDA, Daiki Sato, Haruyuki Kitamura, Yoriyuki MATSUDA, Yuichi KIMURA, Yu YAMAMOTO, Masashi KIMURA
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 747, pp. 687-697
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 83, No. 747, pp. 687-697
発行日 / Pub. date	2018, 5
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

単独地震の応答に基づく連動地震に対する超高層制振建物の応答推定手法

- 南海トラフ沿いにおける東海・東南海・南海三連動地震を対象として -

PREDICTION METHOD FOR HIGH-RISE BUILDINGS WITH DAMPERS SUBJECTED TO MULTI-SEGMENT EARTHQUAKE BASED ON RESPONSE FROM SINGLE CONSTITUTING EARTHQUAKES

- Case of the Tokai-Tonankai-Nankai multi-segment earthquake along the Nankai trough -

臼田雄作*¹, 佐藤大樹*², 北村春幸*³, 松田頼征*⁴,木村雄一*⁵, 山本 優*⁶, 木村暢志*⁵Yusaku USUDA, Daiki SATO, Haruyuki KITAMURA, Yoriyuki MATSUDA,
Yuichi KIMURA, Yu YAMAMOTO and Masashi KIMURA

This paper proposes a method to predict the response of high-rise buildings with dampers subjected to multi-segment earthquake by the single earthquakes. Time-history analyses of high-rise building models with dampers are carried-out for multi-segment earthquake and single earthquake responses. By these analyses, a method is proposed to predict the maximum response and cumulative damage from multi-segment earthquake by using single earthquakes. The proposed prediction method is verified by comparing its results with those of seismic response analysis.

Keywords: Long-period ground motion, Multi-segment earthquake, High-rise building with dampers, Maximum response, Cumulative damage

長周期地震動, 連動地震, 超高層制振建物, 最大応答, 累積損傷

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震での Mw.9.0 の巨大地震発生を受けて、南海トラフ沿いの東海・東南海・南海三連動地震の長周期地震動対策が盛んに行われている^{1),2)}。国土交通省の南海トラフ沿いの長周期地震動対策によると、超高層建物の設計時には、基準整備促進事業の成果に基づく手法によって作成した建設地での長周期地震動の検討が必要とされている³⁾。長周期地震動が超高層建物に作用した場合、架構の梁部材や制振部材が繰返し塑性変形を受けることで破断が生じる恐れがある^{4),5)}。超高層建物の設計時には、最大応答値に加えて、構造部材の累積損傷評価が必要である³⁾。

連動地震については、これまでに南海トラフ沿いの地震を対象とした強震動予測がされている^{6),7)}。これらの予測地震動は、連動地震を構成する地震（以降、単独地震）の震源モデルの破壊開始時刻をずらしたもので、個々の単独地震波を重ね合わせることで作成されている。そのため、地点ごとに予測される連動地震は、個々の単独地震の震源モデルや破壊開始点が同一でも、発生順序や発生時刻の差異によって、膨大な数となる。さらに、連動地震の予測およびその地震動の作成には高度な専門知識を必要とすることから、作成には多大な労力が必要となる。仮に連動地震の予測波が作成できたとしても、設計的な観点から考えれば、膨大な予測波に対して建築物の耐震安全性能を検証することは非現実的である。

そこで、文献8)では、三連動地震の平均的なレベルとばらつき幅を把握し、単独地震より三連動地震の応答をある程度の範囲で想定することを目的として、応答スペクトルおよびエネルギースペクトルにおける三連動地震と単独地震の対応関係を明らかにしている。そこでは、三連動地震の応答スペクトルを、個々の単独地震の応答スペクトルを二乗和平方根 (SRSS) して評価し、エネルギースペクトルを単独地震の入力エネルギーの総和の速度換算値として評価式を提案している。さらに、提案したスペクトルの考え方を耐震構造の超高層建物を対象とした弾塑性応答解析に適用させ、三連動地震の最大応答値と累積値に対して良好な対応であることを示している。

現在、三連動地震に対する超高層建物の応答低減ないしは主架構の損傷制御を目的として、新築だけでなく耐震補強としても制振構造を採用する事例が増えており^{1),2),5)}、文献8)で提案された応答評価法を、制振構造にも適用できれば有用と考えられる。三連動地震入力時の制振構造における累積値評価のためには、内部粘性減衰、主架構、ダンパーのそれぞれで吸収するエネルギーを適切に推定する必要がある。しかし、前述の応答評価法は、応答スペクトルおよびエネルギースペクトルを用いた入力評価を拡張したもので、耐震構造の応答を簡易的に評価できる点では有用であったが、入力エネルギーおよびその内訳に至る累積値の評価ができない問題点があった。

そこで、本論文では耐震構造を対象として提案された単独地震

*¹ 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程*² 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・博士(工学)*³ 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)*⁴ 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士(工学)*⁵ 大成建設(株)設計本部 修士(工学)*⁶ 大成建設(株)技術センター 博士(工学)

Grad. Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science

Assoc. Prof., FIRST, Tokyo Institute of Tech., Dr.Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

Design and Proposal Division, Taisei Corporation, M.Eng.

Technology Center, Taisei Corporation, Dr.Eng.

を用いた連動地震に対する応答評価法⁸⁾を、エネルギーの釣合いに基づきエネルギー分担を推定できる手法に拡張することで、履歴減衰型鋼材ダンパーを付与した制振構造の応答を推定できる手法を提案することを目的とする。

以下に本論文の構成を述べる。2章では、検討用地震動として用いる南海トラフの三連動地震とそれを構成する単独地震の予測波の概要を述べる。3章では、履歴減衰型鋼材ダンパーを付与した鋼構造超高層建物モデルを用いて、三連動地震と個々の単独地震の時刻歴応答解析を行い、最大応答値や累積値に着目した三連動地震の応答性状を分析する。4章では、前章の分析から、三連動地震の応答推定のためには単独地震を増大させて応答解析を行う方法⁹⁾が有効と考え、単独地震の入力倍率を漸増させた最大応答値や累積値に着目した検討を行う。以上の検討をふまえて、単独地震を用いた三連動地震に対する最大応答値および累積値の応答推定手法を提案する。累積値の推定では、増大させた単独地震の応答解析結果をもとに、エネルギーの釣合いに基づくことで主架構およびダンパーへのエネルギーの分担や高さ方向へ分配する手法を提案する。5章では、応答推定手法による結果と、三連動地震の予測波の応答解析結果との比較を行い、本推定手法の検証を行う。6章では、応答推定手法についてその手順を整理する。

2. 検討用地震動の概要と入力地震動の設定

2.1 検討用地震動の概要

本論文では、文献8)と同様に、山本、吉村が3次元大規模FEMによる東海・東南海・南海三連動地震のシミュレーション解析より作成した予測波⁹⁾を用いる。地震波の適用範囲は周期2.5s以上である。三連動地震の予測波は、紀伊半島沖を破壊開始点として、南海地震と東南海地震が同時に破壊開始し、南海地震が西へ、東南海地震と東海地震が東へ破壊が伝播するCase-1、足摺岬沖西端を南海地震の破壊開始点として、南海地震、東南海地震、東海地震の順に破壊が伝播するCase-2である。各Caseの三連動地震の予測波は、最初の破壊開始点からそれぞれの単独地震の破壊開始点までの距離と破壊伝播速度に応じて計算される。Table1に想定する単独地震と三連動地震の名称とその略称、Table2に検討地点の名称とその略称を示す。本論文では、長周期地震動の影響が大きいとされる大阪、濃尾、関東平野からそれぞれ代表3地点、計9地点における単独地震と三連動地震の予測波を採用し検討を進める。

Table1 Assumed earthquakes

Assumed Earthquakes	Abbreviation
Tokai Earthquake	T
Tonankai Earthquake	TN
Nankai Earthquake (Case-1)	N_1
Nankai Earthquake (Case-2)	N_2
Tokai-Tonankai-Nankai Multi-segment Earthquake (Case-1)	T-TN-N_1
Tokai-Tonankai-Nankai Multi-segment Earthquake (Case-2)	T-TN-N_2

Table2 Sites

Site	Abbreviation
Kik-net Konohana	OSKH
Osaka City Hall	OSOS2
Yao City Hall	OSYO
Yokkaichi City Hall	MIYK
Tokoname City Hall	AITK
Minami Chita Town Hall	AIMT
Kuki City Hall	SIKK
Tokyo Metropolitan Government	TKTK
Noda City Hall	CBND

長周期地震動は、盆地の規模に応じた数秒以上の「特定の周期帯」が存在し、この周期帯にある超高層建物の応答が大きくなることが指摘されている²⁾。文献8)では、「特定の周期帯」における三連動地震の応答レベルの把握するため、「特定の周期帯」を定めている。地

点ごとに、単独地震の中で最大となる地震におけるエネルギースペクトル V_E を用いて、解析対象周期2.5-10sの範囲の平均値 \bar{V}_E を求め、この平均値 \bar{V}_E を V_E が上回る範囲を「特定の周期帯」として定めている。後述のFig.2,3,18の白色の範囲には「特定の周期帯」を示している。また、この周期帯における単独地震と三連動地震について、応答スペクトルおよびエネルギースペクトルの平均値が最大となる方向が概ね一致したことから、想定すべき地震動の主軸の方向として設定している。本論文でも上記の入力地震動の設定のもと検討を進める。詳しい設定方法は、文献8)を参照されたい。

2.2 応答スペクトルおよびエネルギースペクトルの評価式

文献8)では、連動地震の平均的なレベルとばらつき幅を考え、応答スペクトルとエネルギースペクトルにおける三連動地震と単独地震の対応関係を明らかにしている。

連動地震が生じる際、個々の単独地震の発生間隔が近接することで地震波が相互に干渉し合う現象が起こる。代表例として、Fig.1(a),(b)に地点OSOS2でのCase-1およびCase-2における三連動地震T-TN-N_1,2と単独地震(T, TN, N_1, 2)の速度波形および地震継続時間 t_0 を示す。ここで、速度波形の開始時刻(0s)は三連動地震Case-1, Case-2それぞれの破壊開始時刻である。なお、 t_0 は加速度の累積二乗和が5~95%に至る時間とした⁹⁾。Fig.1(a)Case-1より、三連動地震の最大速度は60.7cm/sを示し、N_1の最大速度41.4cm/sと比べ、連動時の位相の干渉の影響で速度振幅が増大していることが分かる。一方、Fig.1(b)Case-2の三連動地震は、Case-1と比べ振幅の増大は小さいものの、 t_0 についてCase-1の125sと比べ、163sと増加が確認できる。このように連動地震は、個々の単独地震波の位相の合成により様々であり、その最大応答値や累積値もばらつきをもつ。

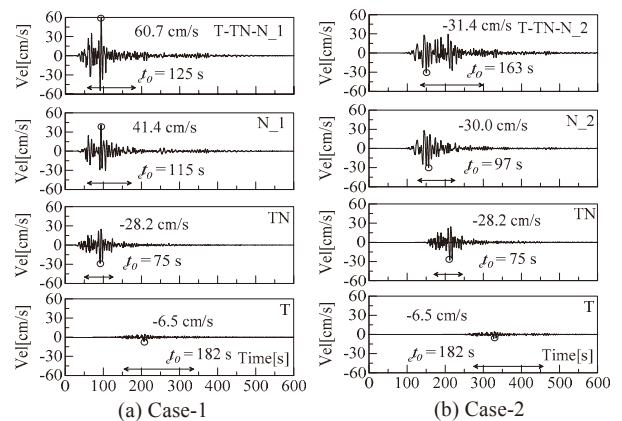


Fig.1 Velocity time history (Site: OSOS2)

文献8)では、三連動地震の擬似速度応答スペクトル ρS_v に対して、最大となる単独地震による ρS_v が概ね下限値を与え、個々の単独地震の最大値が完全に一致する場合とした各単独地震の ρS_v を総和としたスペクトルが上限値を与え、この中間に位置する式(1)による各単独地震の ρS_v を二乗和平方根(SRSS)した $M,\rho S_v$ を平均的なレベルの三連動地震の応答スペクトルの評価式として提案している。エネルギースペクトルは、主軸方向における単独地震の入力エネルギー ρE (速度換算値 ρV_E)の和とした速度換算値 $\rho M,\rho V_E$ (式(2a))と連動による累積値増大を考慮して、EW, NS成分の水平2方向の入力エネルギー $EW E, NS E$ (速度換算値 $EW V_E, NS V_E$)の総和である $TM V_E$ (式(2b))として評価式を提案している。

$$M, \rho S_v = \sqrt{\sum_{k=1}^n (\rho S_v^{(k)})^2} \quad (1)$$

$$\rho, M V_E = \sqrt{\sum_{k=1}^n (\rho V_E^{(k)})^2} = \sqrt{2 \sum_{k=1}^n \rho E^{(k)} / M} \quad (2a)$$

$$T, M V_E = \sqrt{\sum_{k=1}^n \left\{ (E_{EW} V_E^{(k)})^2 + (E_{NS} V_E^{(k)})^2 \right\}} = \sqrt{2 \sum_{k=1}^n (E_{EW} E^{(k)} + E_{NS} E^{(k)}) / M} \quad (2b)$$

ここに、 M ：構造物の総質量（なお、左下添字 M の場合、単独地震の応答に基づき推定した結果を意味する。）

Fig.2(a), (b)に、地点 OSOS2 での Case-1 および Case-2 における三連動地震および単独地震の擬似速度応答スペクトル ρS_v をそれぞれ示す。Fig.3(a), (b)にはエネルギースペクトル V_E を同様に示す。なお、Fig.2, 3 に示す白色の範囲は、前節で述べた「特定の周期帯」を示している。Fig.2(a)Case-1 において、「特定の周期帯」で単独地震 N_1 , TN の ρS_v は大きく増大し、さらに三連動地震の ρS_v は、単独地震の ρS_v に対し 200cm/s を上回るほど増大していることが分かる。Fig.3(a)Case-1 のエネルギースペクトル V_E においても、単独地震の V_E と比較して三連動地震の V_E は増大していることが分かる。一方、Fig.2(b)および Fig.3(b)Case-2 より、三連動地震の $\rho S_v, V_E$ は、(a)Case-1 と比べて、単独地震の $\rho S_v, V_E$ に対して増大はみられず、 ρS_v では周期によって単独地震 N_2 の ρS_v より小さくなる場合も確認できる。これは、単独地震の位相の相互干渉の影響で三連動地震の応答が異なるため、単独地震の応答レベルを下回る三連動地震の予測波は、耐震安全性能を評価するための地震動としては適切ではないと考えられる。こうした三連動地震の予測波のスペクトルに対して、式(1)による $M, \rho S_v$ は三連動地震の ρS_v の増大傾向を捉え、式(2a)と(2b)によるエネルギースペクトル $\rho, M V_E, T, M V_E$ は連動時のばらつき幅を考慮した評価となる。応答スペクトルおよびエネルギースペクトルどちらも個々の単独地震の応答レベルに応じて三連動地震のスペクトルの評価ができる。4 章ではこれらスペクトルの対応関係式を用いた推定手法を提案する。

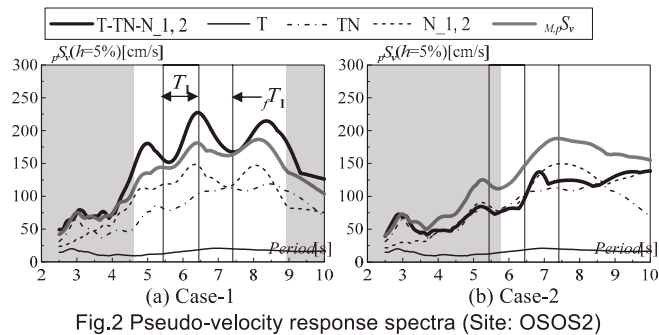


Fig.2 Pseudo-velocity response spectra (Site: OSOS2)

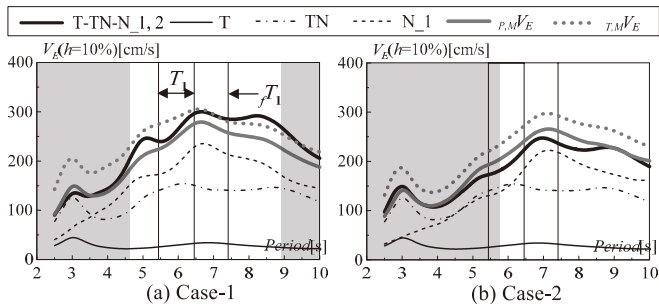


Fig.3 Energy Spectra (Site: OSOS2)

3. 単独地震と連動地震の応答性状とその比較

本章では、最大応答値およびエネルギー、累積塑性変形倍率といった累積値に着目して、三連動地震と個々の単独地震の応答解析結果の比較を行い、三連動地震の応答性状の定性的な傾向を把握する。

3.1 建物モデルの概要

検討に用いる建物モデルは、地上 50 階、高さ約 200 m の純ラーメン架構の鋼構造超高層建物⁸⁾とし、1~50 階までコア周りにハの字形状に制振部材を連層に配置した制振構造の建物である。Fig.4 に (a)軸組図、(b)基準階伏図、Table3 に架構部材の主要断面を示す。建物総重量は 806,000 kN である。時刻歴応答解析は部材レベルで行い、部材の曲げと軸方向に対する弾塑性挙動は材端部に設けた Multi Spring Model で評価する。解析は、各階床を剛床仮定として、質量を各階の重心位置に集約して行う。減衰定数 h は、架構のみの 1 次固有周期 $f_1 T_1 (= 7.41 \text{ s})$ に対して $h = 2\%$ とする剛性比例型とした。解析方向は X 方向のみの 1 方向入力、解析刻みは 0.01 s とした。本論文では、P- Δ 効果は考慮しない。主架構のみ（耐震構造）における静的荷重増分解析による第 i 層の層せん断力 $f Q_i$ と層間変形角 R_i の関係を Fig.5 に示す。図中の○はその層のいずれかの部材が降伏モーメントに達した時、●は全塑性モーメントに達した時を示している。なお、弾性限界時のベースシア係数 $f \alpha_{y,1}$ は 0.048 である。

制振部材には、履歴減衰系鋼材ダンパーとして座屈拘束ブレースを用い、塑性化部、弾性部、剛域で構成される部材を想定する。部材長 L に対して塑性化部長 L_c を $L/4$ 、塑性化部断面積 A_c に対して弾性部の断面積を $2A_c$ とし、一樣断面 A_{eq} のブレース材としてモデル化した。塑性化部には、低降伏点鋼 LY225 材（降伏応力度 225 N/mm²）を用い、ダンパーの復元力特性には 1 次剛性 k に対して 2 次剛性を 0.01 k としたバイリニアを採用した。第 i 層におけるダンパーの降

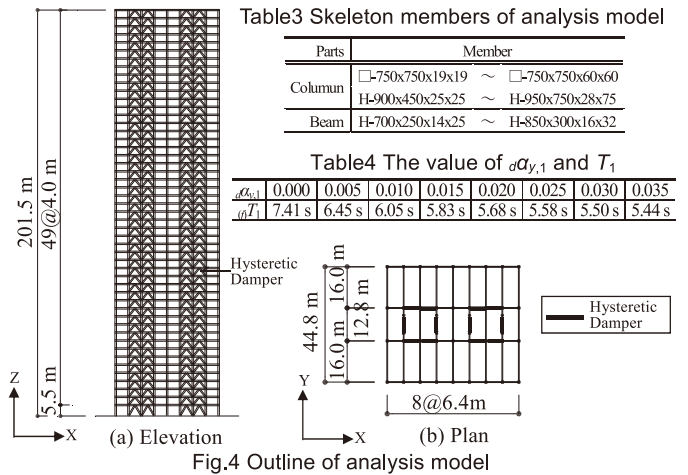


Fig.4 Outline of analysis model

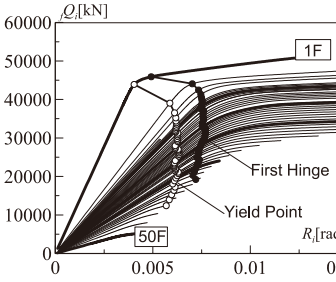


Fig.5 Story shear force - story drift angle relationship

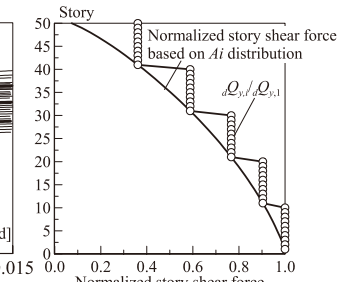


Fig.6 Normalized story shear force of damper of the distribution height direction

伏層せん断力 $dQ_{y,i}$ は, Fig.6 に示すように第 1 層の降伏層せん断力 $dQ_{y,1}$ を基準として A_i 分布に基づく設計用層せん断力比分布をもとに 10 層ごとの 5 段階状の分布とした. $dQ_{y,1}$ と第 1 層の降伏層せん断力係数 $d\alpha_{y,1}$ の関係は式(3)より表される.

$$dQ_{y,1} = d\alpha_{y,1} \sum_{i=1}^N M_i g \quad (3)$$

ここに, M_i : i 層の質量, g : 重力加速度, N : 層数

一般的に, 履歴減衰系鋼材ダンパー (以降, ダンパー) をもつ制振構造では, 地震動レベルに応じて最適なダンパーの投入量が存在し, パラメトリックな応答解析による最適量を把握したうえでダンパー量を定める. 本論文では, 式(3)の $d\alpha_{y,1}$ をダンパー量と定義し, この値を 0.005~0.035 間を 0.005 刻みで変化させ検討を行う. Table4 に各ダンパー量 $d\alpha_{y,1}$ 設定下の建物モデルの主架構, ダンパーともに弾性状態における固有値解析結果より得られた 1 次固有周期 T_1 を示す. なお, $d\alpha_{y,1} = 0.000$ は主架構のみ (耐震構造) を意味する.

3.2 最大応答値の比較

Fig.7(a), (b)に, 地点 OSOS2 での Case-1 および Case-2 における三連動地震 T-TN-N_1, 2 と単独地震 (T, TN, N_1, 2) 入力時のダンパー量 $d\alpha_{y,1} = 0.020, 0.030$ での各層の最大層間変形角 R_i をそれぞれ示す. Fig.7(a)Case-1 より, いずれのダンパー量でも, 三連動地震の R_i は, 7 層目付近に集中し, 単独地震で最大となる南海地震 N_1 の R_i と比べて 1.5 倍程度の増大が確認できる. 一方, Fig.7(b)Case-2 では, いずれのダンパー量でも三連動地震の R_i は, 単独地震の R_i に比べて, 増大はみられず同程度の値であった.

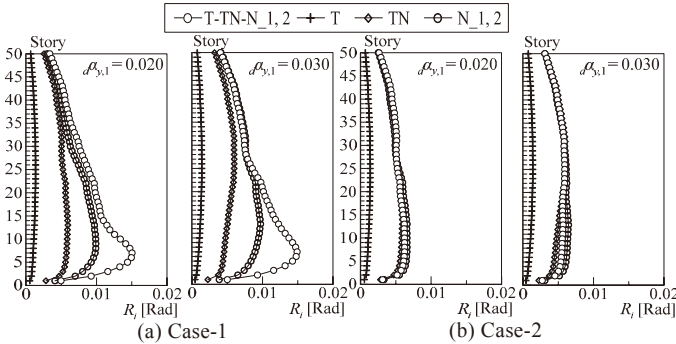


Fig.7 Distribution of max. story drift angle (Site: OSOS2)

こうした三連動地震の最大応答値の傾向を把握するため, 9 地点 $\times 2$ Case (Case-1, 2) の計 18 種類の三連動地震および単独地震入力時の最大応答値を比較する. Fig.8 に, ダンパー量 $d\alpha_{y,1}$ ごとに最大層間変形角 R_i について, 三連動地震 T-TN-N_1, 2 の R_i の最大値 $R_{\max(T-TN-N_1, 2)}$ と応答が最大となる単独地震の R_i の最大値 $R_{\max(T, TN, N_1, 2)}$ の比較を示す. なお, 三連動地震の最大応答発生階での三連動地震と単独地震との比較検討も行ったが, 両者の差異は僅かであったため, 本論文では, 耐震安全性能を評価する上では最大値が重要と考え, 最大値どうしを比較することとした (Fig. 9, 15, 16, 21, 22 も同様). Fig.8 より, 三連動地震の $R_{\max(T-TN-N_1, 2)}$ は, 単独地震の $R_{\max(T, TN, N_1, 2)}$ と比べ増大する傾向であり, 最大で 2.6 倍ほど増大する場合も確認できる. 同様に, Fig.9 に, 層の最大塑性率 $f\mu_i$ について, 三連動地震の $f\mu_i$ の最大値 $f\mu_{\max(T-TN-N_1, 2)}$ と応答が最大となる単独地震の $f\mu_i$ の最大値 $f\mu_{\max(T, TN, N_1, 2)}$ の比較を示す. Fig.9 より, 三連動地震の $f\mu_{\max(T-TN-N_1, 2)}$ は, 単独地震の $f\mu_{\max(T, TN, N_1, 2)}$ と比較して塑性率が増大する傾

向が分かる. 単独地震で塑性率 1.0 前後と弾性に近い状態であっても, 三連動地震では塑性化が進む場合も多くみられる. 一方で, Fig.8, 9 より, 三連動地震の最大応答値が, 単独地震の応答値に対して3割程度小さい場合も一部確認できる. これは, Fig.2 で示したように連動した際の単独地震波の位相の相互干渉の影響で応答レベルが小さくなった結果と推察される. 全体的な三連動地震の最大応答値は, 単独地震と比べて増大の傾向である.

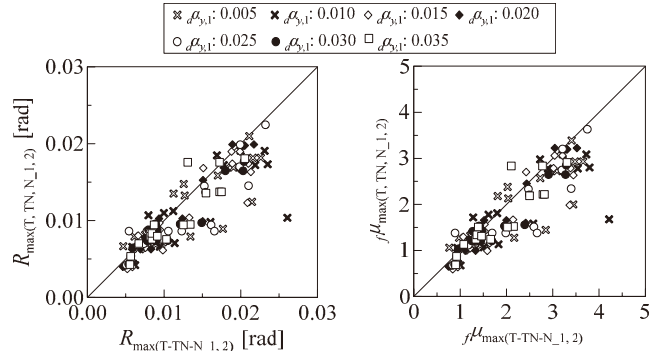


Fig.8 Comparison of $R_{\max(T-TN-N_1,2)}$ and $R_{\max(T, TN, N_1, 2)}$ Fig.9 Comparison of $f\mu_{\max(T-TN-N_1,2)}$ and $f\mu_{\max(T, TN, N_1, 2)}$

3.3 累積値の比較

3.3.1 個々の単独地震とのエネルギー比較

三連動地震 T-TN-N_1, 2 と個々の単独地震 (T, TN, N_1, 2) における入力エネルギー E およびその内訳 (内部粘性減衰によるエネルギー W_h , 主架構の塑性歪エネルギー W_p , ダンパーの塑性歪エネルギー dW_p) を比較する. Fig.10(a), (b)に, 地点 OSOS2 での Case-1 および Case-2 における三連動地震および単独地震入力時のダンパー量 $d\alpha_{y,1} = 0.020, 0.030$ でのエネルギーをそれぞれ示す. なお, 図中の式(4)は次項で説明する. Fig.10 より, 三連動地震の入力エネルギー E は, いずれの結果で単独地震の E と比べて大きく, (a)Case-1 では入力最大となる南海地震 N_1 と比べて 2 倍以上となる場合もみられる. これは, 2.2 節で述べたように連動による継続時間増加の影響である.

これらのエネルギーの内訳を比較する. Fig.10(b)Case-2 より, dW_p は三連動地震が単独地震よりやや大きいものの, fW_p は, 三連動, 単独地震ともに, 最大層間変形角が小さいこと (Fig.7(b)) から, fW_p/E で 5%以下と小さいエネルギーである. 一方, Fig.10(a)Case-1 では, ダ

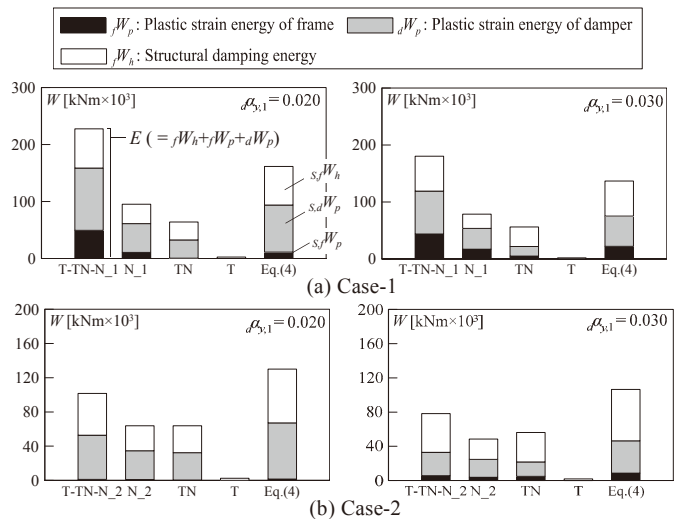


Fig.10 Energy absorption (Site: OSOS2)

ンパー量 0.020, 0.030 どちらの結果も、三連動地震は、 fW_h, fW_p, dW_p ともに単独地震と比べて大きい。特に、 fW_p において、三連動地震は fW_p/E で 20% を上回りエネルギーが増大する。Case-2 と比べて Case-1 では、三連動地震の fW_p は単独地震と比べ大きくなり、Fig.7(a) で示したように三連動地震入力時に変形が増大する場合、変形増大に伴う主架構の塑性化により fW_p も大きく増大する。

3.3.2 単独地震によるエネルギー総和との比較

北村ら¹⁰⁾によれば、複数の単独地震が発生間隔を空けて連続して入力する場合、その累積値は、それら単独地震のエネルギーの総和として予測できることが示されている。本項と次項では、この考えに基づき累積値を算出し、三連動地震による累積値と比較する。

個々の単独地震が連続して入力する場合、エネルギーの釣合い式は、3つ単独地震のエネルギーの総和とした、内部粘性減衰のエネルギー $s_f W_h$ 、主架構の塑性歪エネルギー $s_f W_p$ 、ダンパーの塑性歪エネルギー $s_d W_p$ と入力エネルギー sE が釣り合い、次式より表される。

$$s_f W_h + s_f W_p + s_d W_p = sE \tag{4}$$

ここで、

$$s_f W_h = \sum_{k=1}^3 f W_h^{(k)}, \quad s_f W_p = \sum_{k=1}^3 f W_p^{(k)},$$

$$s_d W_p = \sum_{k=1}^3 d W_p^{(k)}, \quad sE = \sum_{k=1}^3 E^{(k)} \tag{5a~d}$$

Fig.10(前述)に式(4)によるエネルギー量を示す。Fig.10(a), (b)より、単独地震連続入力時の入力エネルギー sE (式(4), (5d)) は、三連動地震と比べ、(a)Case-1 ではやや小さいが、(b)Case-2 ではやや大きくなった。これら内訳をみると、ダンパーのエネルギーについて、入力の小さい単独地震 N_2, TN でも dW_p が主架構の損傷低減のため比較的大きくなることから、(b)Case-2 で確認できるように、 $s_d W_p$ は三連動地震の dW_p と比べて同程度となる場合も見られる。しかし、主架構の塑性歪エネルギーは、前項で述べたように単独地震の塑性化の度合いが小さく fW_p も小さいため、(a)Case-1 のように単独地震を総和とした $s_f W_p$ でも、三連動地震の fW_p には及ばない。

3.2 節の最大応答値と同様に、三連動地震の累積値の傾向を把握するため、計 18 種類の三連動地震 T-TN-N_1, 2 および単独地震連続入力時のエネルギーを比較する。Fig.11 に、三連動地震の E と sE との対応を示す。Fig.11 より、ダンパー量 $d\alpha_{y,1}$ によらず sE は、三連動地震の入力エネルギー E と概ね良い対応であることが確認できる。このことから、連動地震の E は、個々の単独地震の E を総和とした

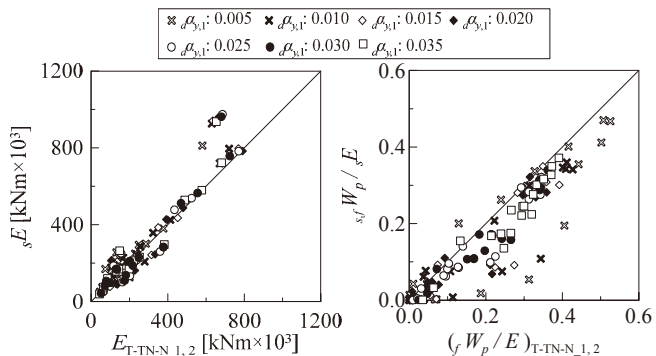


Fig.11 Relationship between $E_{T-TN-N_1,2}$ and sE

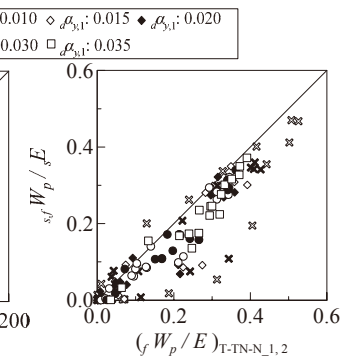


Fig.12 Relationship between $(fW_p/E)_{T-TN-N_1,2}$ and $s_f W_p / sE$

sE として概ね推定できると考えられる。主架構の塑性歪エネルギー fW_p に着目し、三連動地震の fW_p/E と $s_f W_p / sE$ との対応を Fig.12 に示す。Fig.12 より、ダンパー量によらず $s_f W_p / sE$ は、三連動地震の fW_p/E と比較して明らかに小さい傾向が確認でき、三連動地震では、主架構の塑性歪エネルギーの割合 fW_p/E が大きく増大することが分かる。

3.3.3 単独地震の累積塑性変形倍率の総和との比較

主架構の梁およびダンパー部材の累積塑性変形倍率 $c\eta, d\eta$ を比較する。単独地震が連続して入力する場合、第 i 層における梁およびダンパーの累積塑性変形倍率 $s_G \eta_i, s_d \eta_i$ は、各単独地震入力時における値を用いて、次式よりそれぞれ算出できる。

$$s_G \eta_i = \sum_{k=1}^3 c \eta_i^{(k)} = \sum_{k=1}^3 G W_{p,i}^{(k)} / (G M_{p,i} \cdot c \theta_{y,i}) \tag{6}$$

$$s_d \eta_i = \sum_{k=1}^3 d \eta_i^{(k)} = \sum_{k=1}^3 d W_{p,i}^{(k)} / (d N_{y,i} \cdot d u_{y,i}) \tag{7}$$

ここに、 $G W_{p,i}$:第 i 層における梁端部の塑性歪エネルギー、 $G M_{p,i}$:梁部材の全塑性モーメント、 $c \theta_{y,i}$:梁端部の降伏回転角、 $d W_{p,i}$:第 i 層におけるダンパーの塑性歪エネルギー、 $d N_{y,i}$:ダンパーの降伏軸力、 $d u_{y,i}$:ダンパーの降伏軸変形。

Fig.13(a), (b)に、地点 OSOS2 での Case-1 および Case-2 における三連動地震 T-TN-N_1, 2 および単独地震連続入力とした各階の梁の累積塑性変形倍率 $c\eta_i$ をそれぞれ示す。Fig.13(a)Case-1 より、 $s_G \eta_i$ は、三連動地震の $c\eta_i$ と比べ、小さい値となった。一方、Fig.13(b)Case-2 より、 $s_G \eta_i$ は、三連動地震の $c\eta_i$ と比べ、やや上回る結果であった。(a), (b)どちらも $c\eta_i$ の高さ方向の分布がダンパー量で異なることが確認できる。 $c\eta_i$ は、 $d\alpha_{y,1} = 0.020$ では7層目に集中する分布となっているが、ダンパー量0.030では中間層に集中し増大することが確認できる。これについては、ダンパー量の増大に伴い付加応力が増大することで周辺架構へ強制変形が生じるためである。

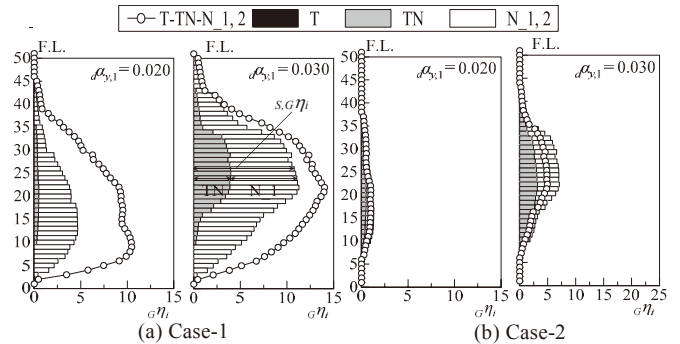


Fig.13 Distribution of cumulative plastic deformation of girder (Site: OSOS2)

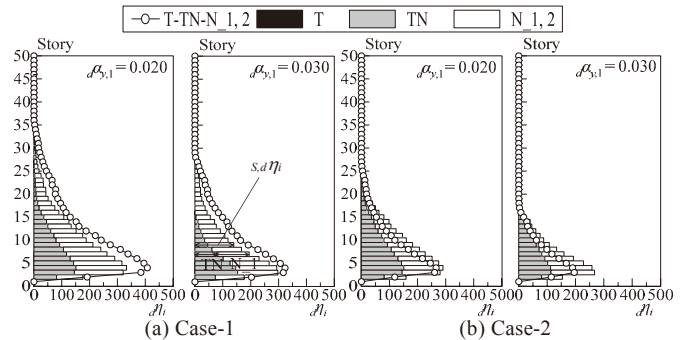


Fig.14 Distribution of cumulative plastic deformation of damper (Site: OSOS2)

Fig.14(a), (b)に、地点 OSOS2 での Case-1 および Case-2 における三連動地震および単独地震連続入力とした各層のダンパーの累積塑性変形倍率 $a\eta_i$ をそれぞれ示す。Fig.14(a), (b)より、 $s_d\eta_i$ は、4層付近で最大となり上層にいくにつれて小さくなる傾向が確認できる。この傾向は、三連動地震の $a\eta_i$ の高さ方向分布と概ね等しく、また値についても同程度の結果となった。

次に、計 18 種類の三連動地震および単独地震連続入力とした累積塑性変形倍率を比較する。Fig.15 に、三連動地震の $a\eta_i$ と単独地震連続入力時の $s_d\eta_i$ の最大値の比較を示す。Fig.15 より、ダンパー量 $a\alpha_{y,1}$ によらず $s_d\eta_i$ は、三連動地震の $a\eta_{T-TN-N_{1,2}}$ に対し小さい傾向であり、3 倍程の差異となる場合も確認できる。Fig.16 に、同様に、三連動地震の $a\eta_i$ と単独地震連続入力時の $s_d\eta_i$ の最大値の比較を示す。ダンパーは、単独地震を連続入力とした $s_d\eta_i$ が、三連動地震の $a\eta_{T-TN-N_{1,2}}$ と比べ大きい傾向で、この傾向は $a\alpha_{y,1}$ が 0.010 前後と比較的小さい場合に多くみられる。

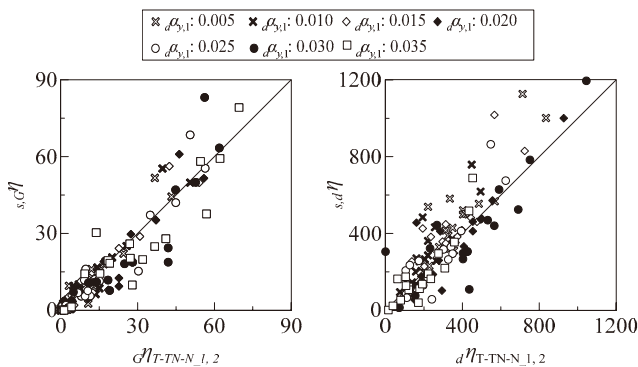


Fig.15 Comparison of cumulative plastic deform of girder Fig.16 Comparison of cumulative plastic deform of damper

本節では、個々の単独地震による累積値の総和を用いることで、三連動地震の入力エネルギーやダンパーの累積値を推定できることを示した。しかし、主架構の累積値は、個々の単独地震の応答に比べて、三連動地震での特定の層における変形や塑性化の度合いが大きいため、単独地震の応答に基づく三連動地震の累積応答推定には、こうした傾向を適切に推定する必要があることを示した。

4. 単独地震に基づく連動地震に対する応答推定手法

4.1 単独地震波を増大させた最大応答値と累積値

文献 8)では、耐震構造における三連動地震入力時の最大応答値および累積値を、最大となる単独地震の入力倍率を増大させた応答解析結果をもとに評価している。また、三連動地震の最大値および累積値の高さ方向分布に対して、応答が最大となる単独地震 1 波のみではその分布を適切に評価できない場合があったことから、複数の単独地震による分布の影響を考慮する方法を示している。

前章にて、制振構造における三連動地震入力時の応答性状について、最大応答値や主架構の塑性歪エネルギーの増大が確認された。こうした応答性状に対して単独地震を用いて推定するためには、単独地震の入力倍率を増大させる考え方は制振構造においても有効と考えられる。そこで、本節では、個々の単独地震波の入力倍率を漸増させて応答解析を行い、最大応答値、主架構およびダンパーの塑性歪エネルギーやこれら高さ方向分布について検討する。

代表地点 OSOS2 (Case-1) における単独地震(T, TN, N_1)について、

主架構の塑性歪エネルギー W_p の大きい順に $k = 1, 2, 3$ の単独地震と定義し、この入力倍率を 1.20, 1.40, 1.60 倍して応答解析を行った。ダンパー量 $a\alpha_{y,1} = 0.020$ を代表例として、 $k=1, 2$ の単独地震(N_1, TN) 入力時の各層の最大層間変形角 R_i 、主架構およびダンパーの塑性歪エネルギー $fW_{p,i}$, $dW_{p,i}$ を Fig.17(a), (b)にまとめて示す。また、参考として同図には耐震構造での三連動地震入力時の結果を示している。Fig.17(a)より、(i)最大層間変形角 R_i において、1.4 倍時の $k=1$ の単独地震の R_i は、三連動地震の分布を捉えた。(ii)主架構の塑性歪エネルギー $fW_{p,i}$ も入力倍率を上げるにつれて 7 層目付近に集中し 1.4 倍時に三連動地震の分布と概ね一致する。ダンパー塑性歪エネルギー $dW_{p,i}$ は、4 層目付近に最もエネルギーが集中し上層にいくにつれてエネルギーが小さくなる分布となる。入力倍率を増大させていくにつれて、特定の層に変形や主架構の塑性歪エネルギーが集中する傾向は他のダンパー量や検討地点の予測波の結果でも確認している。また、2 番目に影響の大きい $k=2$ の単独地震についても同様に検討を行った(Fig.17(b))。耐震構造時の三連動地震の最大層間変形角 R_i および塑性歪エネルギー $fW_{p,i}$ では、7 層目付近だけでなく 20 層目付近への集中が確認できる。こうした分布を捉えるためには、複数の単独地震の影響を考慮する必要があった。一方、制振構造における $k=2$ の単独地震での最大層間変形角 R_i 、主架構の塑性歪エネルギー $fW_{p,i}$ の分布は、 $k=1$ の単独地震と同様に 7 層目付近に集中しており、入力倍率を上げて三連動地震の値に及ばないことから、この分布を考慮するほど影響は大きくないと考えられる。

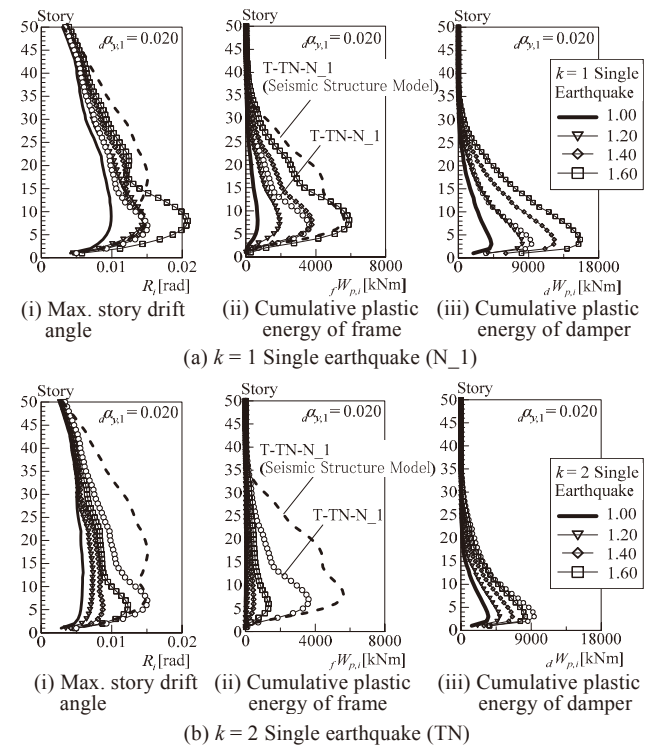


Fig.17 Distribution height direction (Site : OSOS2 (Case-1))

以上の検討をふまえて、制振構造においては単独地震の中でも最も影響の大きい $k=1$ の単独地震を増大させた応答解析結果を用いて、三連動地震における最大応答値を推定し、さらに、エネルギー分担率やその高さ方向分布といった累積値についても $k=1$ の単独地震の結果を用いることで推定できると考えられる。

4.2 応答推定手法の概要

本節では、これまでの検討結果をもとに、制振構造を対象とした応答推定手法を提案する。

前節で述べたように、単独地震の中で最大となる $k = 1$ の単独地震を増大させた応答解析結果に基づいて、三連動地震の最大応答値と累積値を推定する。加速度倍率 a_1 は、2章で述べた単独地震を用いた連動地震の擬似速度応答スペクトル $M_{p,i}S_v$ を用いて算出する。Fig.18 に示す、「特定の周期帯」(図中の白色の範囲)における、 $k=1$ の単独地震の $\rho S_v^{(1)}$ の平均値 $\bar{\rho S_v^{(1)}}$ と式(1)による $M_{p,i}S_v$ の平均値 $\bar{M}_{p,i}S_v$ の比率 $M_{p,i}\bar{S}_v / \bar{\rho S_v^{(1)}}$ を加速度倍率 a_1 として式(8)より算出する⁸⁾。

$$a_1 = M_{p,i} \bar{S}_v / \bar{\rho S_v^{(1)}} \quad (8)$$

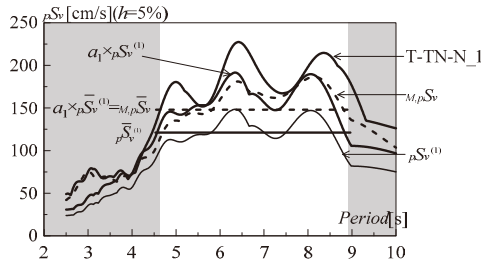


Fig.18 Method of increasing $k = 1$ single earthquake to the level of the multi-segment earthquake (Site : OSOS2 Case1)

最大応答値は、 $k = 1$ の単独地震の入力倍率を a_1 倍した時刻歴応答解析結果として、三連動地震の最大層間変形角 R_i や塑性率 $f\mu_i$ を推定する。以降、 a_1 倍した単独地震を a_1 単独地震と呼び、その応答解析結果は左下添字に a_1 と表記する。

次に、累積値の推定について述べる。三連動地震の入力エネルギーは、3つの単独地震による入力エネルギーの総和 sE (式(4), (5d)) と概ね良い対応を示した(Fig.11)。ここでは、連動地震の予測波にばらつきがあることを考慮して、 sE に加えて、エネルギースペクトルを用いた入力も考える。地点ごとの「特定の周期帯」における主軸方向および水平2成分の総和としたエネルギースペクトルの平均値 $\bar{P}_{,M} \bar{V}_E, \bar{T}_{,M} \bar{V}_E$ (式(2a, b)) を用いて、入力エネルギー $P_{,M} E, T_{,M} E$ を下式より求める。(以降、 $sE, P_{,M} E, T_{,M} E$ について、 E' と代表して表記する。)

$$P_{,M} E = \frac{1}{2} M_{P,M} \bar{V}_E^2, \quad T_{,M} E = \frac{1}{2} M_{T,M} \bar{V}_E^2 \quad (9a, b)$$

次に、主架構およびダンパーの塑性歪エネルギーの推定について述べる。文献8)では、 a_1 倍した $k=1$ の単独地震のエネルギースペクトルの平均値 $a_1 \bar{V}_E$ と $P_{,M} \bar{V}_E$ または $T_{,M} \bar{V}_E$ との比率を、 a_1 単独地震の応答解析結果の塑性歪エネルギー $a_1 W_p$ に乗じることで、三連動地震の塑性歪エネルギー W_p を次式のように評価している⁸⁾。

$$P_{,M} W_p = \left(\frac{P_{,M} \bar{V}_E}{a_1 \bar{V}_E} \right)^2 \cdot a_1 W_p, \quad T_{,M} W_p = \left(\frac{T_{,M} \bar{V}_E}{a_1 \bar{V}_E} \right)^2 \cdot a_1 W_p \quad (10a, b)$$

この方法は、エネルギースペクトルの平均値の比率を用いることで直接的かつ簡易的に塑性歪エネルギーを評価できる点で有用であった。しかし、この方法で制振構造での累積値を類推すると、入力エネルギーおよびその内訳の評価ができず、主架構やダンパーそれぞれの塑性歪エネルギーの推定が難しい。3.3.1 や 3.3.2 項で述べたように、制振構造の応答性状では、主架構やダンパーそれぞれがエネルギーを吸収し、入力エネルギーに対するこれら分担率も変化する。

特に、三連動地震入力時では主架構の塑性歪エネルギーの分担率が増大し(Fig.12)、制振構造における累積値推定のためには、エネルギー分担率の適切な推定が必要といえる。

そこで、本論文では、エネルギー釣合い^{11, 12)}に基づくことで、入力エネルギーや分担率を規定しエネルギーを算出する累積値の推定手法を提案する。 a_1 単独地震の応答解析結果より、エネルギーの釣合い式に基づき、エネルギーの分担率を式(11)より算出する。

$$\frac{a_{1,f} W_h}{a_1 E} + \frac{a_{1,f} W_p}{a_1 E} + \frac{a_{1,d} W_p}{a_1 E} = 1 \quad (11)$$

このエネルギー分担率を、入力エネルギーの推定値 E' へ乗じることで、三連動地震の主架構およびダンパーの塑性歪エネルギー $M_{,f} W_p, M_{,d} W_p$ を推定する(式(12), (13))。

$$M_{,f} W_p = E' \cdot \frac{a_{1,f} W_p}{a_1 E}, \quad M_{,d} W_p = E' \cdot \frac{a_{1,d} W_p}{a_1 E} \quad (12, 13)$$

次に、主架構の塑性歪エネルギー $M_{,f} W_p$ を高さ方向へ分配する。前節で示したように、入力倍率を増大させた $k=1$ の単独地震の応答解析結果は、三連動地震の塑性歪エネルギーの分布と概ね同様の分布を示した。このことから、高さ方向へのエネルギーの分配についても a_1 単独地震の応答解析結果を用いることとする。

層レベルで累積値を推定する場合、主架構全体で吸収した塑性歪エネルギー $a_{1,f} W_p$ に対する第 i 層におけるエネルギー $a_{1,f} W_{p,i}$ を用いて損傷分散係数 $a_{1,f} \gamma_i$ を式(14)より算出する。以降、本論文では、損傷分散係数の逆数 $1/\gamma_i$ を損傷分布と呼び推定に用いる。

$$\frac{1}{a_{1,f} \gamma_i} = \frac{a_{1,f} W_{p,i}}{a_{1,f} W_p} \quad (14)$$

式(14)による損傷分布 $1/a_{1,f} \gamma_i$ を、式(12)より算出した主架構の塑性歪エネルギー $M_{,f} W_p$ へ乗じることで、第 i 層における主架構の塑性歪エネルギー $M_{,f} W_{p,i}$ を推定する(式(15))。

$$M_{,f} W_{p,i} = M_{,f} W_p \cdot \left(\frac{1}{a_{1,f} \gamma_i} \right) \quad (15)$$

推定した第 i 層における主架構の塑性歪エネルギー $M_{,f} W_{p,i}$ を用いて層レベルでの累積塑性変形倍率 $M_{,f} \eta_i$ を推定する。

梁やダンパーの塑性歪エネルギーの高さ方向分布の推定方法について述べる。はじめに、 a_1 単独地震の応答解析結果より、梁とダンパー部材それぞれ第 i 層における最も吸収したエネルギー $a_{1,G} W_{p,i}$ および $a_{1,d} W_{p,i}$ を用いて、梁部材とダンパーの損傷分布 $1/a_{1,G} \gamma_i, 1/a_{1,d} \gamma_i$ を、式(16), (17)よりそれぞれ算出する。

$$\frac{1}{a_{1,G} \gamma_i} = \frac{a_{1,G} W_{p,i}}{a_{1,f} W_p}, \quad \frac{1}{a_{1,d} \gamma_i} = \frac{a_{1,d} W_{p,i}}{a_{1,d} W_p} \quad (16, 17)$$

損傷分布 $1/a_{1,G} \gamma_i, 1/a_{1,d} \gamma_i$ を、主架構およびダンパーの塑性歪エネルギー $M_{,G} W_p, M_{,d} W_p$ へ乗じ第 i 層の梁およびダンパーの塑性歪エネルギー $M_{,G} W_{p,i}$ および $M_{,d} W_{p,i}$ を、式(18), (19)よりそれぞれ推定する。

$$M_{,G} W_{p,i} = M_{,G} W_p \cdot \left(\frac{1}{a_{1,G} \gamma_i} \right), \quad M_{,d} W_{p,i} = M_{,d} W_p \cdot \left(\frac{1}{a_{1,d} \gamma_i} \right) \quad (18, 19)$$

式(18), (19)より得られた第 i 層における梁およびダンパー部材の塑性歪エネルギー $M_{,G} W_{p,i}, M_{,d} W_{p,i}$ を用いて、三連動地震の累積塑性変形倍率 $M_{,G} \eta_i, M_{,d} \eta_i$ を、式(20), (21)よりそれぞれ推定する。

$$M_{,G} \eta_i = M_{,G} W_{p,i} / (G M_{p,i} \cdot \theta_{y,i}), \quad M_{,d} \eta_i = M_{,d} W_{p,i} / (d N_{y,i} \cdot d u_{y,i}) \quad (20, 21)$$

5. 応答推定手法の検証

前章の応答推定手法について、三連動地震の応答解析結果と比較することで、その妥当性の検証を行う。なお、最大応答値や累積値の高さ方向分布を示す際には、3章でも示した OSOS2 (Case-1) の予測波における結果を代表として示す。

5.1 最大応答値の推定

Fig.19 に、地点 OSOS2(Case1)におけるダンパー量 $d\alpha_{y,1} = 0.020, 0.030$ での各層の最大層間変形角 R_i を示す。図より、推定値 a_1R_i は、三連動地震の層間変形角と概ね良い対応であることが確認できる。特に、 $d\alpha_{y,1} = 0.020$ において、7層目付近に集中する傾向を良く捉えている。Fig.20 に、 $d\alpha_{y,1} = 0.020, 0.030$ での各層の最大塑性率 $f\mu_i$ の高さ方向分布を示す。層の最大塑性率についても、推定値は三連動地震に対して良い対応であることが確認できる。

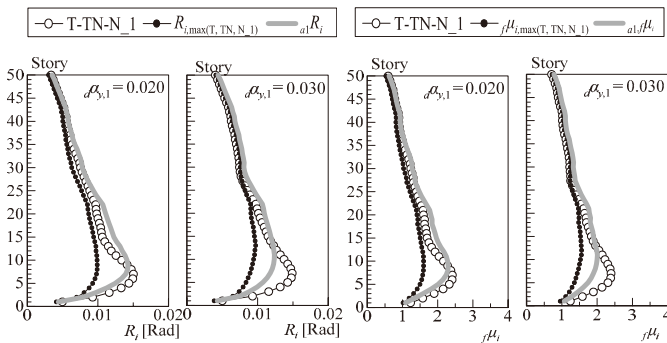


Fig.19 Distribution of max. story drift angle (Site: OSOS2 Case-1) Fig.20 Distribution of max. ductility factor (Site: OSOS2 Case-1)

計 18 種類 (9 地点×2Case) の三連動地震および単独地震を用いた推定結果として、Fig.21 に、層間変形角について三連動地震の最大値 $R_{max(T-TN-N_{1,2})}$ と a_1 単独地震の最大値 a_1R_{max} の比較を示す。Fig.21 より、 a_1R_{max} は、三連動地震の $R_{max(T-TN-N_{1,2})}$ に対してバラつきがあるものの、概ね安全側の推定であることが確認できる。Fig.8 では単独地震と比べて、三連動地震の応答値が 3 割ほど低減する結果もみられた。本手法は、最大となる単独地震 a_1 倍して $M_p S_y$ のレベルに増大させて推定するため、三連動地震の最大応答値を単独地震の最大応答値を下回ることなく安全側に推定できる。Fig.22 に、層の塑性率について三連動地震の最大値 $f\mu_{max(T-TN-N_{1,2})}$ と a_1 単独地震の最大値 $a_1f\mu_{max}$ の比較を示す。層間変形角と同様に、 $a_1f\mu_{max}$ は、三連動地震の $f\mu_{max(T-TN-N_{1,2})}$ を概ね推定できていることが確認できる。

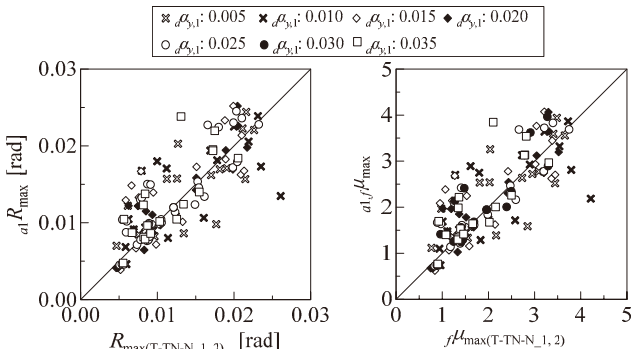


Fig.21 Comparison of $R_{max(T-TN-N_{1,2})}$ and a_1R_{max} Fig.22 Comparison of $f\mu_{max(T-TN-N_{1,2})}$ and $a_1f\mu_{max}$

5.2 累積値の推定

5.2.1 入力エネルギーの推定

計 18 種類の三連動地震および単独地震を用いた推定結果として、三連動地震の入力エネルギー $E_{T-TN-N_{1,2}}$ と $sE, P_M E$ および $T_M E$ の比較を Fig.23 に示す。 $E_{T-TN-N_{1,2}}$ に対して、 sE は Fig.11 でも示したように概ね良い推定結果であり、さらに $P_M E$ は概ね安全側に推定できることが確認できる。 $T_M E$ は、水平 2 方向の総和としたエネルギーベクトルより算出するため、大きく見積もる結果となった。 $T_M E$ を用いる場合は過度な入力となる場合もあるため、後述する塑性歪エネルギーや累積塑性変形倍率の推定も大きめ推定値となっている。

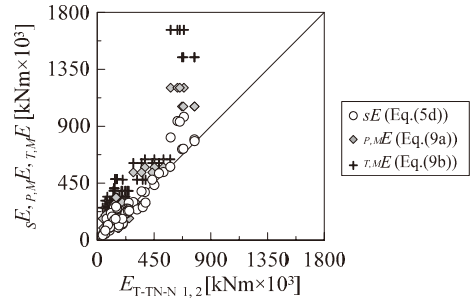


Fig.23 Comparison Input Energy

5.2.2 主架構およびダンパーの塑性歪エネルギーの推定

計 18 種類の三連動地震および単独地震を用いた推定結果として、主架構およびダンパーのエネルギー分担率 $fW_p/E, dW_p/E$ について、三連動地震と a_1 単独地震の比較を Fig.24 (a), (b) にそれぞれ示す。Fig.12 では単独地震を連続入力とした $s_f W_p/sE$ が三連動地震の fW_p/E より明らかに小さい値であったが、 a_1 単独地震の分担率を用いることで、Fig.24 (a) に示すように、 $a_1 fW_p/a_1 E$ は三連動地震の fW_p/E に対して概ね安全側に推定できることが分かる。 Fig.24(b)より、ダンパーのエネルギー分担率は、ダンパー量 $d\alpha_{y,1}$ が比較的大きい 0.030, 0.035 の時にばらつきが大きい傾向があるが、他の $d\alpha_{y,1}$ は概ね推定できることが確認できる。

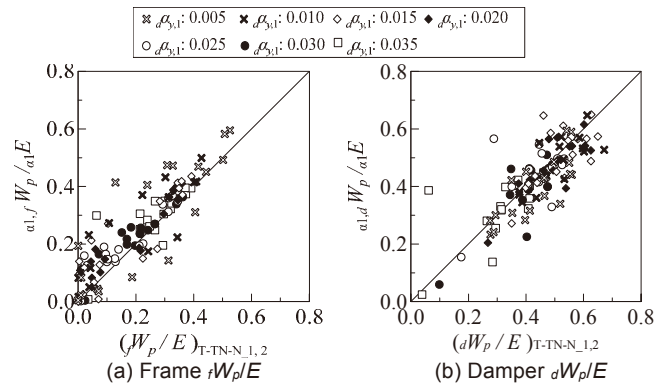


Fig.24 Comparison of energy sharing rate T-TN-N_1, 2 and a_1 single earthquake

主架構およびダンパーの塑性歪エネルギーについて、三連動地震のエネルギー $fW_{p,T-TN-N_{1,2}}, dW_{p,T-TN-N_{1,2}}$ と、推定したエネルギー $M_f W_p, M_d W_p$ の比較を Fig.25(a), (b) に示す。 Fig.25(a)より、 $fW_{p,T-TN-N_{1,2}}$ に対して、 $M_f W_p$ はエネルギー分担率 $a_1 fW_p/a_1 E$ を規定することで概ね安全側の推定であることが確認できる。入力エネルギーの推定値として sE を用いた $M_f W_p$ は $fW_{p,T-TN-N_{1,2}}$ に対して最も良い対応であった。主軸

および水平2成分の総和のエネルギースペクトルの平均値による入力エネルギー ${}_{P,M}E$, ${}_{T,M}E$ を用いた $M_d W_p$ は安全側の推定となった。 ${}_{T,M}E$ を入力エネルギーの推定値として用いた $M_d W_p$ は過大な評価といえる。Fig.25(b)より、ダンパーについても、 sE を用いた $M_d W_p$ は、三連動地震の dW_p , $T-TN-N_{1,2}$ に対して良い対応であった。 ${}_{P,M}E$ を用いた $M_d W_p$ は安全側の推定結果となり、 ${}_{T,M}E$ を用いた $M_d W_p$ は過大評価となった。

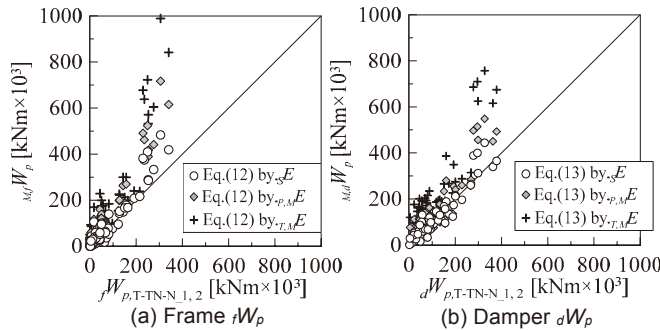


Fig.25 Comparison of Energy absorption

5.2.3 梁の累積塑性変形倍率の推定

Fig.26 に、地点 OSOS2(Case-1)におけるダンパー量 $d\alpha_{y,1} = 0.020$, 0.030 での各階の梁の損傷分布 $1/G\gamma_i$ を示す。Fig.26より、いずれの $d\alpha_{y,1}$ においても、推定手法の $1/a_{1,d}\gamma_i$ は、三連動地震の $1/G\gamma_i$ に対して良く対応していることが確認できる。ダンパー量 $d\alpha_{y,1} = 0.020$ 時と比べて、 $d\alpha_{y,1} = 0.030$ 時は三連動地震の $1/G\gamma_i$ の分布が20層目に集中しているが、こうした傾向も良く捉える結果が得られた。なお、各層における梁の損傷の平面分布については、 a_1 単独地震、T-TN-N₁ともにダンパー設置構面の境界梁の同じ箇所へ損傷が集中する傾向を確認している。Fig.27に、推定手法の $1/a_{1,d}\gamma_i$ を用いて、エネルギーを高さ方向に分配して得られた梁の累積塑性変形倍率 $M_d\eta_i$ を示す。入力エネルギー sE を用いて得られた推定値 $M_d\eta_i$ は、三連動地震の $g\eta_i$ に対して、やや危険側の推定値であったが、 ${}_{P,M}E$ を用いた推定値 $M_d\eta_i$ は安全側の推定結果となった。 ${}_{T,M}E$ により算出した $M_d\eta_i$ はやや過大な推定となる。

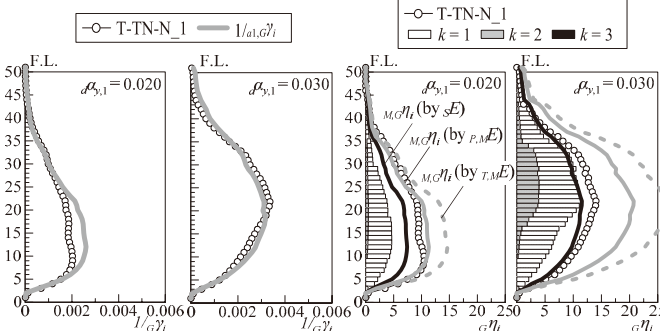


Fig.26 Damage distribution of girder (Site: OSOS2 Case-1)

Fig.27 Distribution of cumulative plastic deform of girder (Site: OSOS2 Case-1)

5.2.4 ダンパーの累積塑性変形倍率の推定

Fig.28 に、地点 OSOS2(Case-1)におけるダンパー量 $d\alpha_{y,1} = 0.020$, 0.030 での各階のダンパーの損傷分布 $1/a_{1,d}\gamma_i$ を示す。Fig.28より、推定手法の $1/a_{1,d}\gamma_i$ は、三連動地震の $1/d\gamma_i$ に対して良好に捉えていることが確認できる。この $1/a_{1,d}\gamma_i$ を用いて、エネルギーを高さ方向に分配して得られたダンパーの累積塑性変形倍率 $M_d\eta_i$ をFig.29に示す。

入力エネルギー sE を用いて得られた推定値 $M_d\eta_i$ は、三連動地震の $d\eta_i$ に対して、梁と同様にやや危険側の推定値となる場合もみられる。ダンパーの場合は、連続入力とした $s,d\eta_i$ (式(7))に対しては危険の推定結果となる。 ${}_{P,M}E$ を用いた推定値 $M_d\eta_i$ は、三連動地震の $d\eta_i$ や連続入力時の $s,d\eta_i$ の分布を包絡し安全側の推定結果となった。 ${}_{T,M}E$ を用いた $M_d\eta_i$ は、前述のとおり $M_d W_p$ が過大な推定値であったことから過大な評価となった。

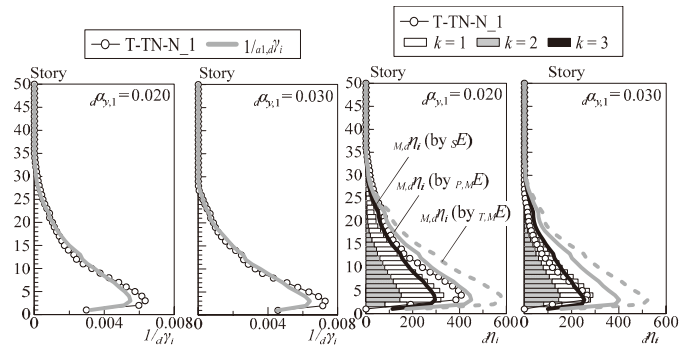


Fig.28 Damage distribution of damper (Site: OSOS2 Case-1)

Fig.29 Distribution of cumulative plastic deform of damper (Site: OSOS2 Case-1)

以上より、推定手法による最大応答値および累積値の推定値は、三連動地震の予測波の応答解析結果に対して概ね良い対応を示すことを確認した。なお、他の地点の予測波でも同様の傾向を確認している。一部、推定値が過大となる結果もあるが、連動地震は発生の仕方によって予測波にバラつきを有することを考えると連動地震の応答に対する安全側の推定として妥当な結果と考えている。

6. 単独地震に基づく連動地震に対する応答推定手法の手順

これまで述べた応答推定手法について、Fig.30にフローチャートを示し、以下にその手順を整理する。

I. 単独地震を用いた連動地震の応答スペクトルによる評価

連動することが想定される n 個の単独地震について、擬似速度応答スペクトル ${}_p S_v^{(k)}$ とエネルギースペクトル $V_E^{(k)}$ を算出する。これら単独地震 (Single earthquake) の ${}_p S_v^{(k)}$, $V_E^{(k)}$ を用いて、連動地震(Multi-segment earthquake)の擬似速度応答スペクトル $M_p S_v$ (式(1)), エネルギースペクトル ${}_{P,M}V_E$, ${}_{T,M}V_E$ (式(2a), (2b))を算出する。

II. 単独地震に対する時刻歴応答解析

n 個の単独地震の時刻歴応答解析を行う。最大応答値では層間変形角 R_i 、梁やダンパーの塑性率 $g\mu_b$, $d\mu_i$ など、累積値では入力エネルギー $E^{(k)}$ 、主架構およびダンパーの塑性歪エネルギー ${}_f W_p^{(k)}$, $d W_p^{(k)}$ や累積塑性変形倍率 ${}_s g\eta_i^{(k)}$, ${}_s d\eta_i^{(k)}$ を算出する。加えて、単独地震の中で最も主架構を損傷させる $k=1$ の単独地震を把握する。

III. 単独地震を用いた連動地震に対する最大応答値と累積値の推定

加速度振幅を a_1 倍した $k=1$ の単独地震を入力地震動として時刻歴応答解析を行う(式(8))。

IV. 最大応答値の推定

最大応答値は、 a_1 単独地震の応答解析結果の層間変形角 $a_1 R_i$ 、梁やダンパーの塑性率 $a_{1,d}\mu_b$, $a_{1,d}\mu_i$ などを推定値とする。

V. 累積値の推定

連動地震による入力エネルギーを sE , ${}_{P,M}E$, ${}_{T,M}E$ (式(5d), (9a), (b))を推定する。 a_1 単独地震の応答解析結果を用いて主架構およびダ

ンパーのエネルギー分担率 $a_{1,j}W_{p/a1}E$, $a_{1,d}W_{p/a1}E$ を式(11)より算出する。これら分担率を入力エネルギー sE , $pM E$, $T M E$ に乗じ、主架構およびダンパーの塑性歪エネルギー $M_f W_p$, $M_d W_p$ を推定する(式(12), (13))。層レベルでは式(14), 部材レベルでは(16), (17)より損傷分布をもとに、エネルギーを高さ方向へ分配し、第 i 層における主架構およびダンパーのエネルギー $M_f W_{p,i}$, $M_d W_{p,i}$ を推定する(式(15), (18), (19))。主架構およびダンパーの累積塑性変形倍率 $M_G \eta$, $M_d \eta$ は、 $M_G W_{p,i}$, $M_d W_{p,i}$ を用いて式(20), (21)より推定する。

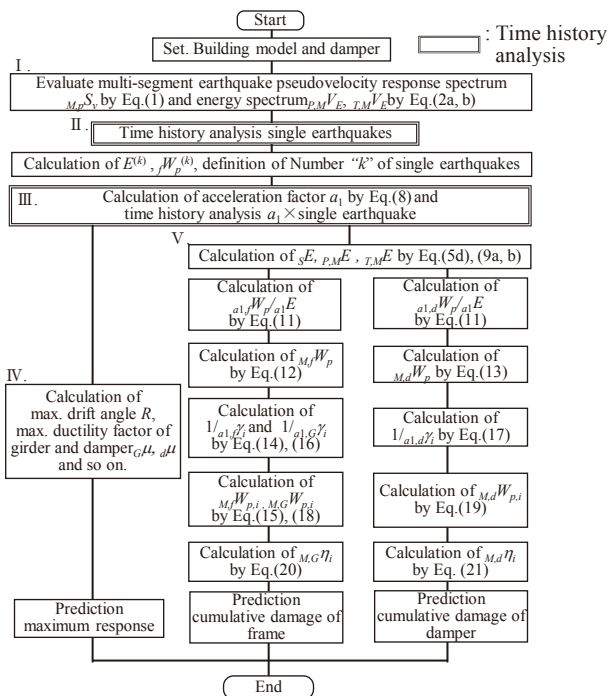


Fig.30 Flowchart of prediction method for high-rise buildings with dampers subjected to multi-segment earthquake based on response from single constituting earthquakes

7. まとめ

本論文では、耐震構造を対象とした単独地震を用いた連動地震の応答評価法⁸⁾を、エネルギーの釣合いを考慮することで履歴減衰系鋼材ダンパーを付与した超高層制振建物の応答推定手法へ拡張した。

まず、三連動地震と個々の単独地震の時刻歴応答解析を行い、両者の結果を比較することで三連動地震の応答性状の分析を行った。三連動地震では、単独地震と比べて、最大応答値の増大、主架構の塑性歪エネルギーや累積塑性変形倍率が増大する傾向が確認された。次に、耐震構造を対象とした応答評価法⁸⁾における単独地震を増大させる考え方をもとに、単独地震の入力倍率を漸増させて応答解析を行い、最大応答値、主架構およびダンパーの塑性歪エネルギーについて三連動地震の応答解析結果との比較検討を行った。最大となる単独地震を漸増させた結果は三連動地震と良い対応であることが分かった。以上より、制振構造において単独地震を増大させた応答解析結果に基づき推定する方法が有効と判断した。

制振構造の応答推定手法拡張のためには、ダンパーが付与されることによる三連動地震入力時の主架構およびダンパーのエネルギー分担率を適切に推定する必要があった。そこで、単独地震を増大させた応答解析結果を用いて、エネルギーの釣合い^{11, 12)}に基づきその

分担率や高さ方向への分配を規定することで累積値を推定する手法を提案した。提案した応答推定手法の検証のため、三連動地震の応答解析結果と比較を行った。最大応答値では三連動地震入力時の増大傾向を概ね捉え、累積値では概ね安全側の推定結果が得られた。

連動地震はその発生の仕方により応答も異なり、本論文で示した推定手法により想定できる応答も膨大に考えられる応答の一例に過ぎない。当然、より大きな応答となることも考えられる。こうした連動地震に備えて、本手法を用いた推定結果をもとに余裕ある設計を行うことが望ましい。

謝辞

本研究は、大成建設株式会社、東京工業大学佐藤研究室、東京理科大学北村研究室による地震動応答研究会の成果の一部をまとめたものです。

参考文献

- 1) Architectural Institute of Japan: Structural Response and Performance for Long Period Seismic Ground Motions, Architectural Institute of Japan, 2007 (in Japanese)
- 2) Architectural Institute of Japan: Protecting High-Rise against Long Period Motions –Wisdom to Share among Designers and Engineers–, Architectural Institute of Japan, 2013 (in Japanese)
- 3) Building Research Institute, “Technical Data and public special page about Measure for Long Period Ground Motions”, <http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/index.html>, (Referred on 2017.9.7) (in Japanese)
- 4) Sato, D., et al.: Energy Dissipation and Distribution Ratio In a steel High-Rise Building Subjected to Long-Period Ground Motions –E-defense Shaking Table Tests of Partially Extracted Frame–, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol. 75, No. 653, pp.1217-1226, 2010.7 (in Japanese)
- 5) Shimada, Y., et al.: Investigation on Partial Install of Hysteretic Dampers into Lower Stories of High-Rise Building, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol. 75, No. 649, pp.549-557, 2010.3 (in Japanese)
- 6) Yamamoto, Y. and Yoshimura, C.: Long-Period Ground Motion Simulation of Tokai-Tonankai-Nankai Coupled Earthquake Based on Large-scale 3D FEM, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol. 77, No. 677, pp.1055-1064, 2012.7 (in Japanese)
- 7) Sato, T., et al.: Prediction of Long-Period Ground Motions for the Nankai Trough Mega-Earthquakes Using Site-Specific Empirical Relations, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol. 79, No. 695, pp.37-46, 2014.1 (in Japanese)
- 8) Kimura, M., et al.: Seismic Response Evaluation Method for Maximum Response and Cumulative Damage of High-Rise Building under the Tokai-Tonankai-Nankai Multi-Segment Earthquake Based on the Response of the Earthquakes Constituting the Multi-Segment Earthquake, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol. 80, No. 712, pp.873-883, 2015.6 (in Japanese)
- 9) M. D. Trifunac and A. G. Brady: A Study of the Duration of Strong Earthquake Ground Motion, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, No.3, pp.581-626, 1975.6
- 10) Kitamura, H., et al.: A Proposal for Cumulative Damage Evaluation Method for Longevity Life Steel Buildings Considering Plural Strong Ground Motions –Using Strong Ground Motions Predicted in the Sannomaru Area in Nagoya, Japan–, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol. 74, No. 642, pp.1443-1452, 2009.8 (in Japanese)
- 11) Akiyama, H.: Earthquake-Resistant Design Method for Buildings Based on Energy Balance, Gihodosyuppan, 1999 (in Japanese)
- 12) Kitamura, H.: Seismic Response Analysis Methods for Performance Based Design, Shokokusya, 2009 (in Japanese)

PREDICTION METHOD FOR HIGH-RISE BUILDINGS WITH DAMPERS SUBJECTED TO MULTI-SEGMENT EARTHQUAKE BASED ON RESPONSE FROM SINGLE CONSTITUTING EARTHQUAKES

- Case of the Tokai-Tonankai-Nankai multi-segment earthquake along the Nankai trough -

Yusaku USUDA ^{*1}, *Daiki SATO* ^{*2}, *Haruyuki KITAMURA* ^{*3}, *Yoriyuki MATSUDA* ^{*4},
Yuichi KIMURA ^{*5}, *Yu YAMAMOTO* ^{*6} and *Masashi KIMURA* ^{*5}

^{*1} Grad. Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science

^{*2} Assoc. Prof., FIRST, Tokyo Institute of Tech., Dr.Eng.

^{*3} Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

^{*4} Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

^{*5} Design and Proposal Division, Taisei Corporation, M.Eng.

^{*6} Technology Center, Taisei Corporation, Dr.Eng.

The 2011 Great Tohoku Earthquake with Mw 9.0 that occurred off the Pacific coast of Japan was a multi-segment earthquake. Although the earthquake source was from one ruptured point, numerous ground motion patterns were produced because of differences in the orders and time intervals of the occurrences. As such, predicting multi-segment earthquake waves needs sophisticated expertise and great deal of effort. Even if they are accurately predicted, evaluating the response of high-rise buildings to multi-segment earthquakes is complex.

Now, measures have been carried out to protect high-rise buildings against the long-period ground motions for the Nankai trough multi-segment earthquakes. One widely adopted measure is incorporating dampers in the design of high-rise buildings to reduce seismic responses for long-period ground motions.

Proposed by previous researchers is a seismic evaluation method for seismic structures subjected to multi-segment earthquakes by considering the single earthquakes constituting them. With a possibility that this type of earthquake will occur in Japanese coastal waters, this current study developed a method for evaluating damped high-rise building subjected to multi-segment earthquakes.

Chapter 2 of this paper discusses the ground motion of multi-segment earthquake and the earthquakes constituting it. The ground motion of Tokai-Tonankai-Nankai multi-segment earthquake estimated by past researchers is used in this study. This long-period ground motion is simulated using a three-dimensional (3D) subsurface ground model for the Kanto, Nobi and Osaka plains.

The 50-story steel vibration control building models with dampers used in this study and response evaluation are discussed in Chapter 3. In Chapter 4, the time-history analysis of building models for the multi-segment earthquake and for the single constituting earthquakes are discussed. Results are compared to analyze the maximum response and cumulative damage for multi-segment earthquake.

Chapter 5 expands the seismic evaluation method of past researchers into the prediction method for damped structures subjected to multi-segment earthquake based on the response from the single constituting earthquakes. The maximum response produced by the multi-segment earthquake can be estimated by increasing the ground motion of the single constituting earthquake to the provisional multi-segment earthquake level based on an adjustment factor before the seismic response analysis. This adjustment factor (as in previous researcher) is the ratio of the greatest single constituting earthquake spectrum to the SRSS spectrum of the single earthquakes. The cumulative damage is estimated by summing up the energy of individual earthquakes and applying the energy balance-based seismic response evaluation method. The results of the seismic response analysis show that these estimation match well the responses produces by multi-segment earthquakes.

Finally, the method and procedure to predict maximum response and cumulative damage for multi-segment earthquake by single earthquakes are proposed in Chapter 6.

(2017年10月9日原稿受理, 2018年2月6日採用決定)

