

1983年鳥取県中部地震による建築物の被害について

中 村 武・藤 原 悌 三

DAMAGE OF STRUCTURES DUE TO 1983 TOTTORIKEN-CHUBU EARTHQUAKE

By Takeshi NAKAMURA and Teizo FUJIWARA

Synopsis

Results of field survey after 1983 Tottoriken-chubu earthquake which took place at 1:51 of October 31, 1983, was reported. Damage in cottage structures in several towns near the epicenter was summarized first. In the latter half, results of structural analysis for the east annex building to the main building of Kurayoshi city office was reported to investigate the cause and the process of damage in the columns on the second floor.

1. 序

1983年10月31日、深夜、午前1時51分過ぎ、鳥取県三朝町波岡峠付近で起こった、深さ約 10.1 km, $M=6.3$ の地震は、1983年鳥取県中部地震と名付けられた。筆者らは地震発生後、約1カ月を経た12月5日～12月6日の間に主として建築構造物を対象に被害調査を行った。本報告は、現地調査に基づくいくつかの簡単な解析結果の概要である。

2. 地震の概要

気象庁発表に基づく震源、規模、各地の震度等は **Fig. 1** に示す通りである。当研究所微小地震研究部門・佃為成氏提供によれば、当地震の発生時刻、位置は次の通りである。

日時 1983年10月31日 1時51分56.14秒

規模 $M 6.3$

震央 北緯 $35^{\circ}25'31.91''$ 東経 $133^{\circ}55'33.53''$

深さ 10.1 km

3. 住宅の被害の概況

石造鳥居や墓石等では転倒したものも出たが、建物では住家・非住家共倒壊に至ったものはなかった。市役所、各町村役場へ届出られた住家の被害の種類は

1. 軸組のくずれ、ずれ
2. 建物・基礎のずれ
3. 基礎のひびわれ
4. 瓦の落下
5. 外壁の落下
6. 内壁の落下
7. 瓦のずれ

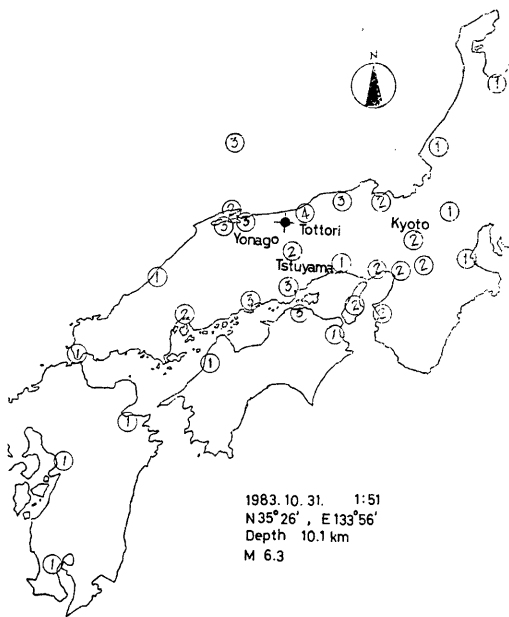


Fig. 1 Survey of the 1983 Tottoriken-chubu Earthquake

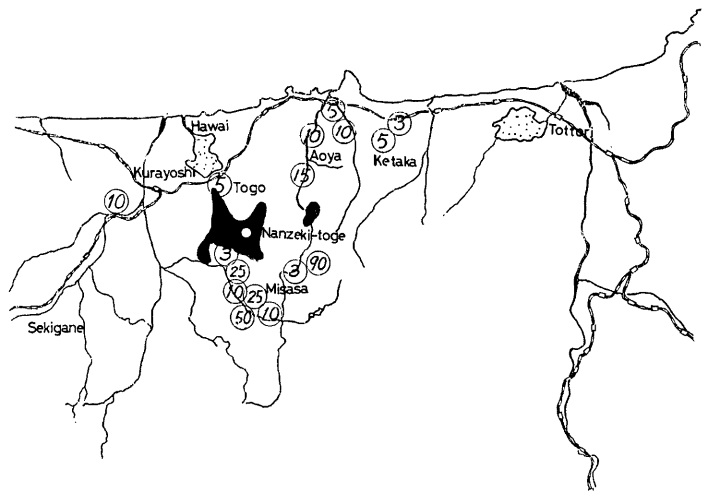


Fig. 2 Percentage of damaged cottages (from the reports by regional offices)

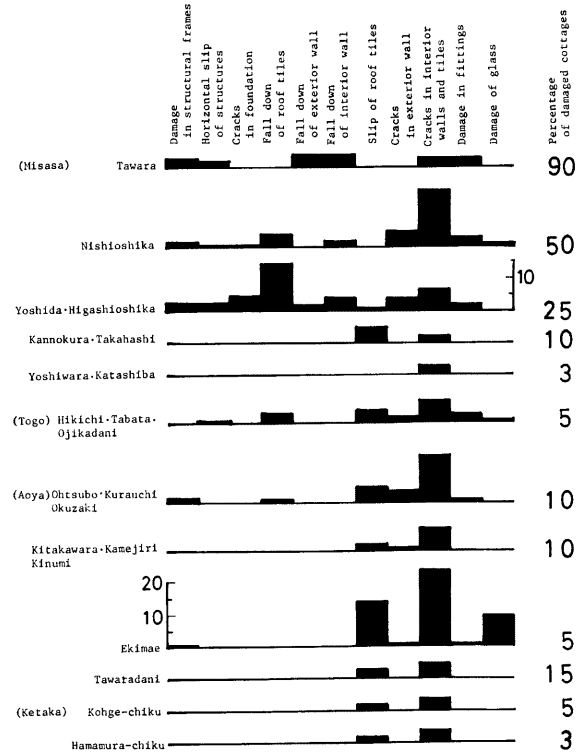


Fig. 3 Classification of damages

8. 外壁のひびわれ
9. 内壁、風呂タイル等のひびわれ
11. 建具の破損
11. ガラスの破損

がその主なもので、構造的被害として致命的なものは無かった。

Fig. 2 は、各町村へ届出のあった、何んらかの被害があったと届け出た戸数を、その町村の世帯数で除して得た住家の被害率の分布である。図中、震央近くの黒ぬり部分は、佃氏による同地震の余震域の略範囲である。**Fig. 2** によれば、住家の被害率の大きかったのは三朝町で、なかでも、俵原、東・西小鹿、吉田地区で25%を超える被害が届け出られている。

Fig. 3 は各町村・地区で届出られた被害の種類の数種を表わしたものである。被害の種類が左側にゆくに從って略々構造的な被害に結びつくように並べてある。**Fig. 3** の被害種別と件数分布及び **Fig. 2** の被害率分布より各地での地震動の大きさの略分布が把握できる。

4. 被害状況写真

Photo. 1~12 は、本地震における被害の状況を示す写真である。本地震の場合にも、地震による住家お

よび小規模建造物の被害の典型をいくつか見ることができる。即ち、壁上の剝落 (Photo 1)、盛土の崩壊 (Photo 2)、路肩の崩れ (Photo 3)、コンクリートブロック壁のひびわれ (Photo 4)、鉄竹筋かい端部接合部の破断 (Photo 5)、鉄竹柱脚部の破損 (Photo 6)、鉄竹筋かいの座屈 (Photo 7)、鉄竹水平筋かいの座屈 (Photo 8)、鉄筋コンクリート建造物の耐震振動の影響による被害の出た建物 (Photo 9)、非構造壁のせん断ひびわれ (Photo 10)、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊 (Photo 11, 12) などがそれである。この他にも屋根瓦のずれや落下、内・外壁のひびわれや剝落等も多くみられた筈であるが調査時期が遅れたため修復済みであった。



Photo 1 Falling down of wall finishing



Photo 2 Failure of banking soil



Photo 3 Damage of the edge of road



Photo 4 Cracks in concrete block wall



Photo 5 Breakage of end connection of a steel brace



Photo 6 Damage at column base



Photo 7 Buckling of steel braces



Photo 8 Buckling of horizontal braces



Photo 9 East annex of Kurayoshi city office building

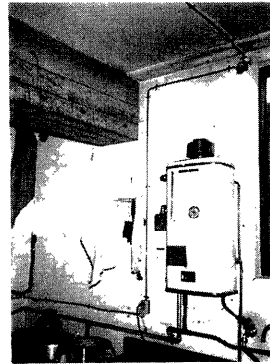


Photo 10 Shear cracks in non-structural non-structural wall



Photo 11 Shear failure of a reinforced concrete column



Photo 12 Shear failure of a reinforced concrete column

5. 倉吉市庁舎東別館の構造被害

本地震によって被害を受けた建物のうち、構造的な被害が最も顕著だったのは、倉吉市庁舎東別館であ

る。本節では、本建物の被害を理解するための構造解析の概要を述べる。

本建物は、国鉄打吹駅南側約 500 m、倉吉市成徳地区にある。鉄筋コンクリート 4 階建の市庁舎本館は無被害であったが、鉄筋コンクリート 3 階建の東別館に、主に 2 階北側の柱と南側階段室周辺の壁にせん断ひびわれが発生した。本建物の外観は Fig. 4 に示す通りで、工事は 3 期に分けて行われ、第 1 期工事は昭和 33 年に始められ 1 階部分がつくられた。第 2 期は昭和 40 年で 2 階部分が、第 3 期は昭和 45 年で 3 階部分がそれぞれ増築され現在の姿となった。

略平面図は、Fig. 5 のようで、本図は東西方向の壁の配置に注目して描いてあるが、図にみるように 2 階、3 階では、東西方向壁は南に偏して配されている。この壁の配置によって東西方向の水平振動に対する抵抗の中心（剛心）はかなり南側に偏することとなり並進振動と同時に捩ね振動が惹起される懸念がある。これに対し、南北方向に関する剛心と重心のずれは大きくない。

本節では、本建物が東西方向に地震力を受けた時の挙動を推定することを試みる。

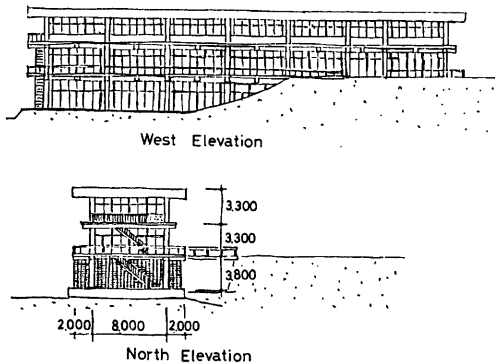


Fig. 4 East annex to Kurayoshi city office building

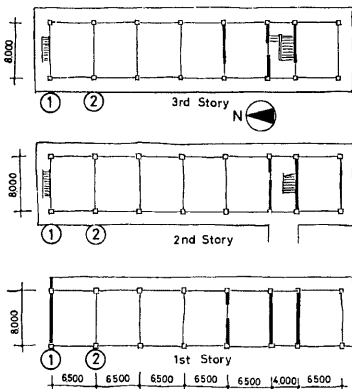


Fig. 5 Plan of the east annex of Kurayoshi city office building

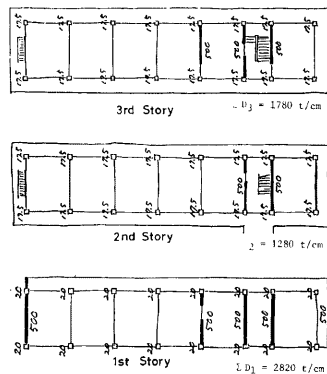


Fig. 6 Distribution of shear rigidity of earthquake-resistant elements

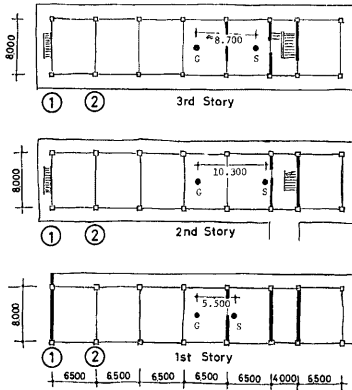


Fig. 7 Center of vertical load and center of horizontal shear resistance

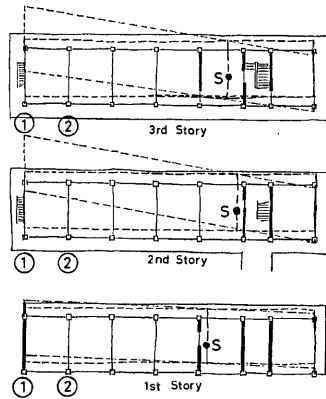


Fig. 8 Horizontal displacement of floors

設計図を基に推定した各階要素の東西方向水平剛性の分布は Fig. 6 の通りである。但し、ブロック壁の剛性を推定するためには、 E (ヤング係数) $=50 \text{ t/cm}^2$ 、 G (せん断弾性係数) $=20 \text{ t/cm}^2$ を用いている。普通コンクリートについては $E=210 \text{ t/cm}^2$ である。

この値に基づいて剛心位置 (S) を算定した結果が Fig. 7 であり、2 階では、重心 (G) との間に 10 m 以上の偏心がみられる。このように剛心と重心との偏心が大きい建物が東西方向に重心位置で水平力を受けると建物は東西方向並進水平変形と同時に捩れ変形を生じることとなり Fig. 8 に示すように、2・3 階では北側の端に近い東西方向架構は他に比して大きく東西に振られることとなる。Fig. 9 は本建物を Fig. 6 の剛性分布を基に設定した振動モデルによる固有値解析の結果である。各階の重量は、設計図に基づき、

屋根：563 t, 3 階床：434 t, 2 階床：554 t

(平均) (0.921 t/m^2) , (0.896 t/m^2) , (0.964 t/m^2)

とした。

本建物のひび割れの状況の推定と崩壊の進展を推定するための構造解析を試みる。最北側架構及び北より 2 番目の架構にみられたひび割れは Fig. 10 に示す通りである。主要部材の終局耐力の推定では、純曲げ耐力には累加強式を、せん断耐力に対してはトラス機構、アーチ機構によるせん断に対する累加式を用いた。但し、仮定した材料強度は、

コンクリート： $F_c=200 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋 (SR 24)： $\sigma_s=2.4 \times 1.1=2.64 \text{ t/cm}^2$

である。この結果得られた終局耐力線の例を Fig. 11, 12 に示す。はりの曲げ耐力の算出に当たっては床スラブ内に配された鉄筋の効果も考慮した (Fig. 12)。

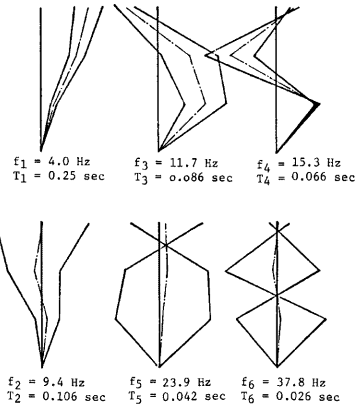


Fig. 9 Period and mode of free vibration

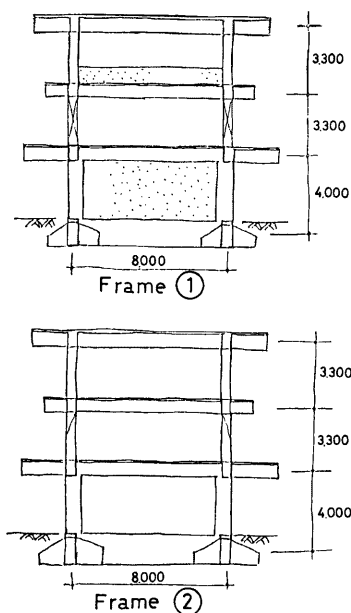


Fig. 10 Crack pattern observed

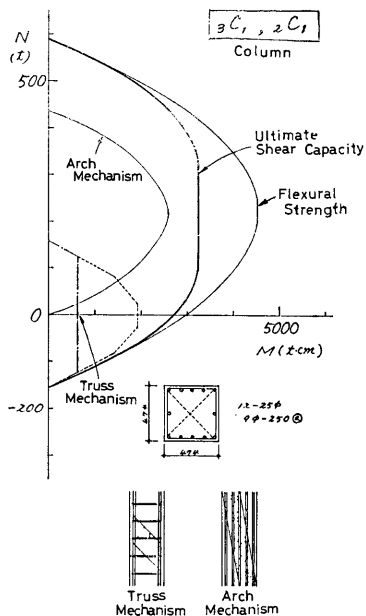


Fig. 11 Ultimate strength curve for columns

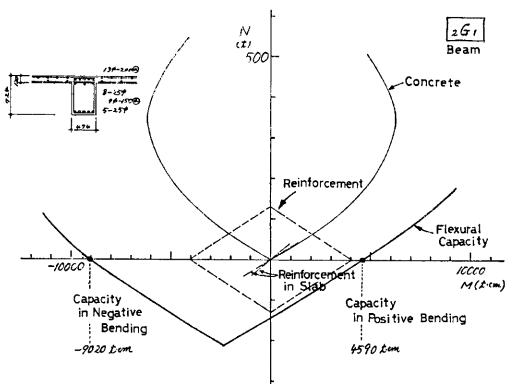


Fig. 12 Ultimate strength curve for beam

架構の崩壊メカニズムと終局耐力の解析結果が Fig. 13 である。図中●は曲げ破壊と曲げ耐力到達位置を、 λ はせん断破壊とせん断ひびわれの方向を表す。架構の最大耐力算定に当っては、コンクリートブロック壁のせん断耐力として、

$$\tau_u \approx 9.0 \sim 13.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{を仮定した。}$$

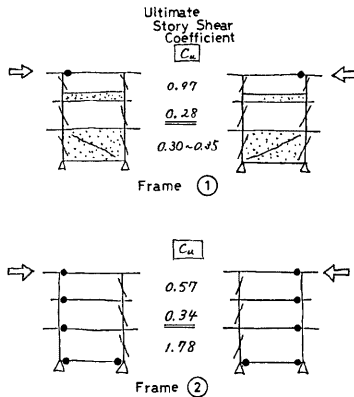


Fig. 13 Analyzed crack pattern and failure mechanism

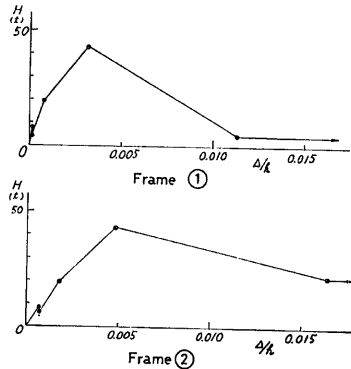


Fig. 14 Analyzed horizontal force-story drift relationship

図中 C_u の値は層の最大耐力発揮時の層せん断力係数を表す。すなわち、最北側架構では、2 階の最大応答せん断力係数が 0.28 程度となった時に柱がせん断破壊するであろうことが予測され、北側から 2 番目の架構では、2 階の最大応答層せん断力係数が 0.34 程度となったときに振動下側柱にせん断破壊が起こり、一方振動上側でははり端に曲げ降伏が起こることが予想される。振動の方向による崩壊形の違いは、床スラブ内鉄筋の効果によってはりの曲げ耐力が正負の曲げに対して異なることによる。すなわち、床スラブ側引張となる負曲げに対してははりは強くこれに連なる柱にせん断破壊が起こるが、床スラブ側圧縮となる正曲げに対してははりは弱く、曲げ降伏が先行するからである。Fig. 13 より予想されるひび割れのパターンと Fig. 10 に示した観察されたひび割れパターンを比較すると解析がほぼ事実を説明していることが推測される。

Fig. 14 は最北側と北側から 2 番目の東西方向架構の 2 階での層せん断力と層間変位 (角) の関係を推定したものである。両架構共、構成要素 (柱) にせん断破壊が生じるため、最大耐力発揮後耐力低下を生じる形となっている。

本解析によって予想される地動の大きさは、少なくとも本建物の 1 階あるいは 2 階で 0.3 程度の応答せん断力係数に対応する層せん断力を生じさせる程度であったであろうということである。付近で地動の記録がとれていないので厳密な議論はできないが、過去の地震より推定される、この規模の建物の応答倍率が 2.5~3 程度であることを考えると $\alpha_{max} \approx 100 \text{ gal}$ 程度であったのではないかと予測できる。

この他、倉吉市庁舎では、鉄骨造駐車場建物で筋かい、水平筋かいなどの座屈などが生じたが実質的な被害はなかった。

6. 結 び

本地震による被害では、本地震のみによる特徴的なものはなかった。

鉄筋コンクリート建物における、2 次壁の効果に対する配慮、壁の偏心配置による捩れとこれに対する配慮の重要性が再度認識させられた。

謝 辞

現地調査に当たり、多くの方々に御教示、御協力を得ました。とくに、中尾純一氏 (CEP デザイナー級建築士事務所)、吉谷昭彦教授 (鳥取大学教育学部地学教室)、清水博喜助教授 (鳥取大学工学部土木工学教室)、

山本博英氏他の鳥取県庁の関係各位，倉吉市・三朝町・東郷町・気高町・青谷町の関係各位，当研究所鳥取
微小地震観測所の各位には，被災・被害の状況に関する御教示，資料の提供等で格別の協力を得た。ここに
記して感謝致します。