

耐震診断結果に基づく北海道の建築物の耐震性能と地震被害予測

Seismic Diagnosis and Damage Prediction of Existing Building in Hokkaido

山崎 翔¹, 緑川 光正², 岡崎 太一郎², 麻里 哲広²

1, 北海道大学大学院工学院

2, 北海道大学大学院工学研究院

Sho Yamazaki¹, Mitsumasa Midorikawa², Taichiro Okazaki², Testuhiro Asari²

1, Graduate School of Engineering, Hokkaido University

2, Faculty of Engineering, Hokkaido University

Abstract

Seismic upgrade of existing buildings is a major issue in Japan, particularly for buildings constructed prior to 1981 when the building law introduced the current design requirements. All seismic performance evaluation reports submitted to Hokkaido prefecture between September 1996 and February 2014 were analyzed to examine the seismic performance of existing buildings without upgrade and after upgrade, and to assess the effectiveness of different upgrade options. The performance evaluation data was combined with empirical functions correlating extent of damage against performance index I_s , based on reconnaissance reports from past earthquakes, to estimate damage that might be expected from future earthquakes. Data emphasizes the lack of strength in a large number of pre-1981 buildings and the critical importance of seismic upgrade.

Key Words: *Seismic diagnosis, Seismic retrofitting, Damage prediction, Hokkaido*

キーワード: 耐震診断, 耐震改修, 被害予測, 北海道

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により多くの建築物に被害が生じた。被害状況を見ると、1981年に建築基準法施行令が改正された（新耐震）以前に設計され、現行の耐震基準を満たさない建築物（既存不適格建築物）の被害が相当顕著であった一方、現行の耐震基準を満たした建築物の被害は軽微であった。既存不適格建築物は、近い将来に起こると予想されている東海地震・東南海地震等の大地震が起こった際にも大きな被害を受けると予想される。

兵庫県南部地震を契機に既存建築物の耐震性の確保が緊急の課題であることが明らかになり、旧基準法で設計された一定規模以上の建築物について、耐震診断・耐震改修を義務付けた「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が1995年12月25日に施行された。その結果、既存建築物の耐震診断及び耐震改修の事例が全国的に増えてきている。今後さらに地震対策を効果的に行うためには、これらの耐震診断データを分析し活用することが有効である。

本報告は、1996 年 9 月から 2014 年 12 月にかけて北海道で実施された既存建築物の耐震診断報告書を分析し、耐震改修前後の耐震性能や耐震改修方法を整理する。さらに、地震が起きた際の被害予測を通して、耐震補強の効果を分析する。以下、2 章で鉄筋コンクリート造（RC 造）建築物と鋼構造（S 造）建築物の耐震診断結果を示し、3 章で RC 造建築物の地震被害予測を示し、4 章で総括する。

2. 鉄筋コンクリート造建築物と鋼構造建築物の耐震性能

2-1 耐震診断の方法

鉄筋コンクリート造（RC 造）建築物と鋼構造（S 造）建築物では、異なった耐震診断方法が適用される。以下にそれぞれの場合を述べる。

RC 造建築物の耐震性能の判定は、一般に日本建築防災協会の『既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説』¹⁾による。建築物の各階長手方向（以下、桁行方向）および短手方向（以下、梁間方向）の構造耐震指標 I_S 値と構造耐震判定指標 I_{S0} について、 $I_S \geq I_{S0}$ かつ(3)式を満たす場合は「安全」とし、そうでなければ「耐震性に疑問あり」とする。

$$I_S = E_0 \times S_D \times T \quad (1)$$

$$I_{S0} = E_S \times Z \times G \times U \quad (2)$$

$$C_{TU} \cdot S_D \geq 0.3 \times Z \times G \times U \quad (3)$$

ここで、 E_0 は保有性能基本指標、 S_D は形状指標、 T は経年指標、 E_S は耐震判定基本指標、 Z は地域指標、 G は地盤指標、 U は用途指標、 C_{TU} は終局時累積強度指標である。

I_S 値の判断目安として、 $I_S < 0.6$ の場合、大地震動時に何らかの被害を受ける可能性が高く、 $I_S < 0.4$ の場合、大地震動時に大破・倒壊などの被害を受ける可能性が高いとされている。

S 造建築物の耐震性能の判定は、一部屋内運動場以外の建築物を含むが、文部科学省の『屋内運動場等の耐震性能診断基準』²⁾による。この耐震性能診断基準では、(4)、(5)式で表される構造耐震指標 I_{Si} と保有水平耐力に係わる指標 q_i 値を用いる。

$$I_{Si} = \frac{Q_{ui} \cdot F_i}{W_i \cdot A_i \cdot F_{esi} \cdot Z \cdot R_t} \quad (4)$$

$$q_i = \frac{Q_{ui}}{0.25 \cdot F_{esi} \cdot W_i \cdot R_t \cdot A_i} \quad (5)$$

ここで Q_{ui} は i 層の保有水平耐力、 F_i は部材・接合部の塑性変形性能から層、方向別に決まる i 層の靱性指標、 W_i は i 層が支える重量、 A_i は層せん断力の高さ方向分布係数、 F_{esi} は剛性率および偏心率によってきまる係数（形状特性係数）、 Z は地域地震係数、 R_t は振動特性係数である。

建築物の耐震性を I_S 値および q_i 値によって、(i)(ii)(iii)のように判断する。(iii)を満たす場合を「安全」とし、そうでなければ「耐震性に疑問あり」とする。

(i) $I_S < 0.3$ または $q_i < 0.5$ の場合

地震の振動および衝撃に対して倒壊、または崩壊する危険性が高い。

(ii) (i)および(iii)以外の場合

地震の振動および衝撃に対して倒壊、または崩壊する危険性がある。

(iii) $I_s \geq 0.7$ (文献 3 では $I_s \geq 0.6$) かつ $q_i \geq 1.0$ の場合

地震の振動および衝撃に対して倒壊、または崩壊する危険性が低い。

2-2 診断状況

1996 年 9 月から 2014 年 12 月まで、北海道では、(社)北海道建築設計事務所協会（一部 (財)北海道建築指導センター）の耐震診断判定委員会が「耐震診断判定（主に第 2 次診断）」と「耐震改修計画評定」を実施した。

これまでに「耐震診断判定」が実施された棟数の推移を図 1 に示す。また、「耐震診断判定」と「耐震改修計画評定」のいずれか一方でも実施された構造種別棟数を図 2 に示す。「耐震診断判定」と「耐震改修計画評定」のいずれか一方でも実施された RC 造建築物、S 造建築物はそれぞれ 2323 棟 (67.3%)、644 (18.7%) 棟である。「その他」とは、混合構造やコンクリートブロック造、不明なものを指す。建築年代別棟数を図 3 に示す。年代区分としては、「1971 年にせん断補強筋間隔についての建築基準法改正が行われる以前」、「1972 年から 1981 年の新耐震設計基準導入まで」、「新耐震設計基準導入以後」の三期に分類している。最も棟数が多い年代は 1972~1981 年であり、全体の 66%を占める。1982 年以降の建物は耐震診断の対象に指定されていないため、他の 2 つの年代に比べて棟数が少ない。層数別棟数を図 4 に示す。4 層以下の建築物が全体の約 90%を占める。用途別棟数を図 5 に示す。学校が全体の 68%と多い理由は「地震防災対策特別措置法（平成 7 年）」の改正や「建築物の耐震改修の促進に関する法律の一部を改正する法律（平成 18 年）」などによって重点的に耐震診断の義務付や国庫補助率の嵩上げ措置が講じられたことなどである⁴⁾。

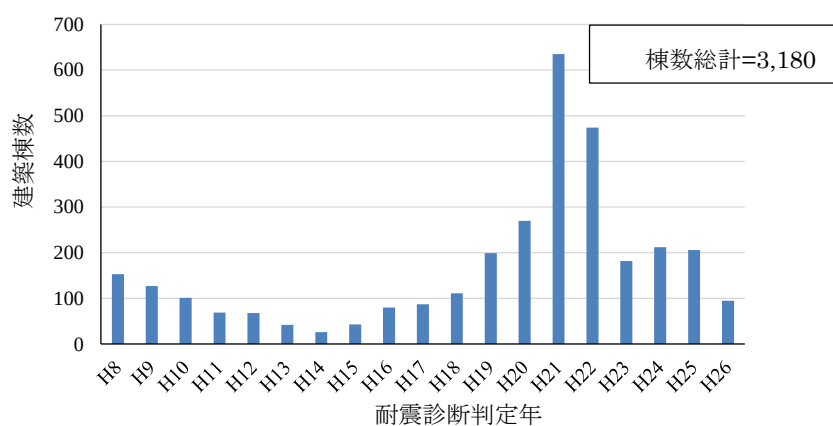


図 1 年度別判定棟数の推移

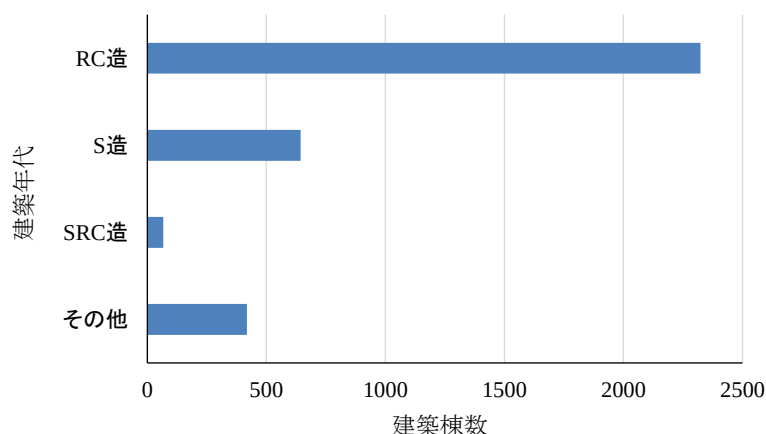


図 2 構造種別棟数

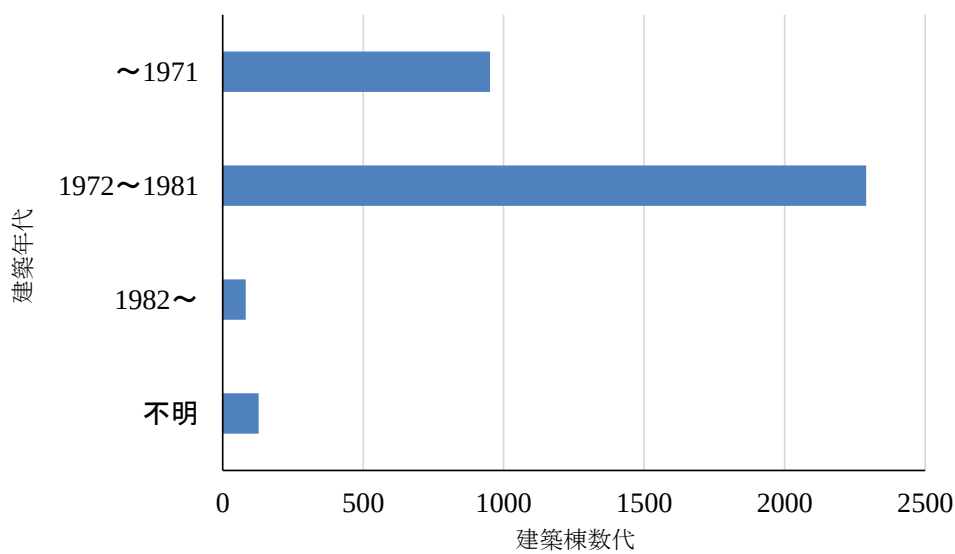


図3 年代別棟数

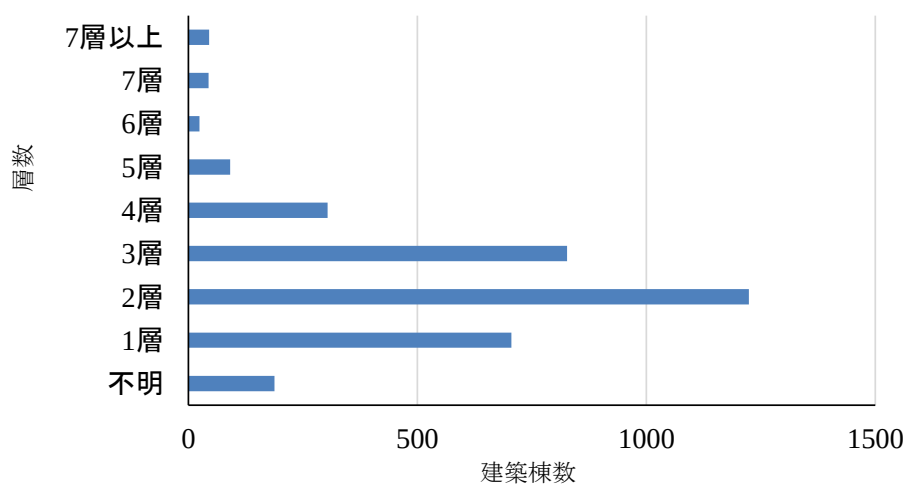


図4 層数別棟数

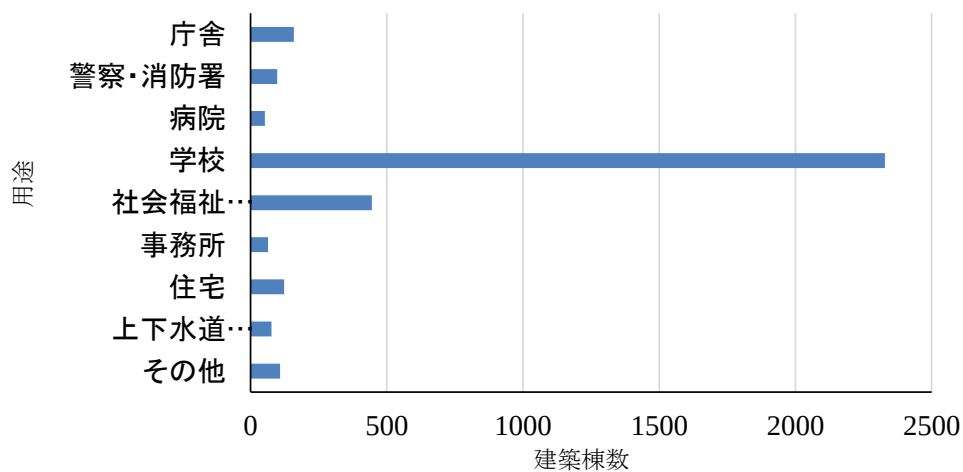


図5 用途別棟数

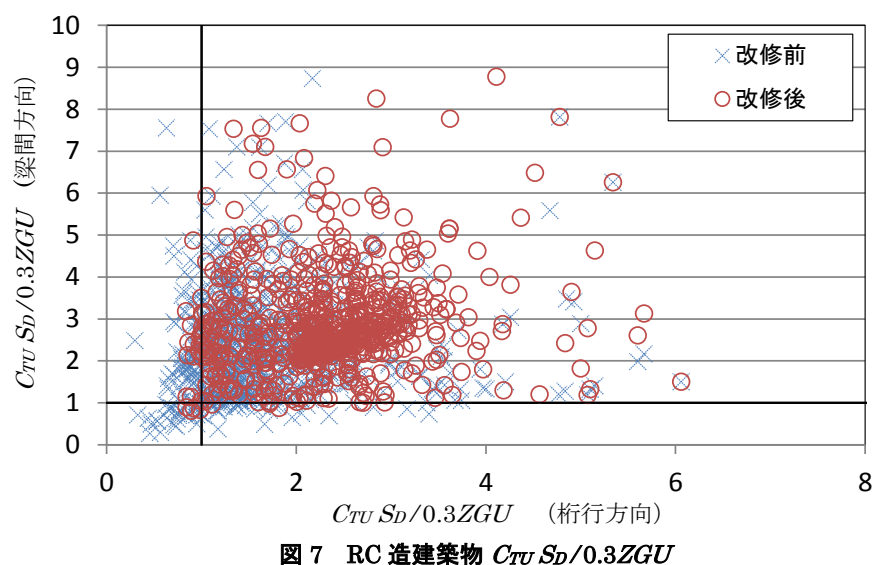
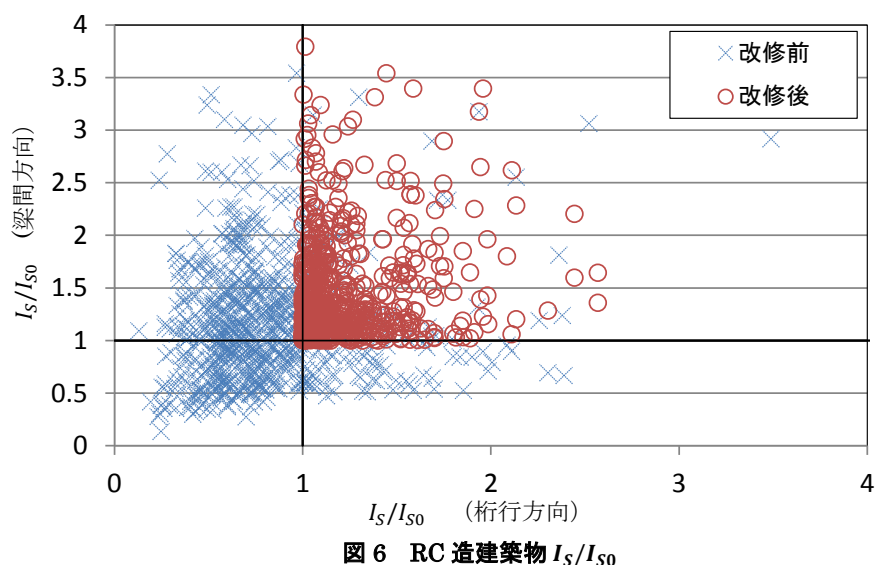
2-3 診断結果

「耐震診断判定」を受けた RC 造建築物 2323 棟、S 造建築物 644 棟のうち、RC 造建築物の 1307 棟（56%）、S 造建築物の 473 棟（73%）が「耐震性に疑問あり」と判定された。

耐震改修計画評価が実施された RC 造建築物 694 棟と S 造建築物 193 棟について、耐震改修前後の耐震診断結果を図 6 と 7、図 8 と 9 にそれぞれ示す。以下の議論はこのデータに限定する。

改修前の RC 造建築物で、 I_s 値が不足していた棟数の割合は桁行方向で 561 棟（87.1%）、梁間方向は 309 棟（44.5%）であり、S 造建築物では桁行方向は 178 棟（90.2%）、梁間方向は 47 棟（24.4%）である。RC 造建築物、S 造建築物ともに桁行方向より梁間方向の耐震性能が高い傾向があった。

耐震改修後の I_s 値は耐震改修前に比べ、桁行、梁間方向ともに向上しており、RC 建築物、S 造建築物ともに耐震改修後の I_s 値が不足した建物は存在しない。しかし、強度指標である $C_{TV} S_D / 0.3ZGU$ および q 値は 1 以下となっている建物が存在する。



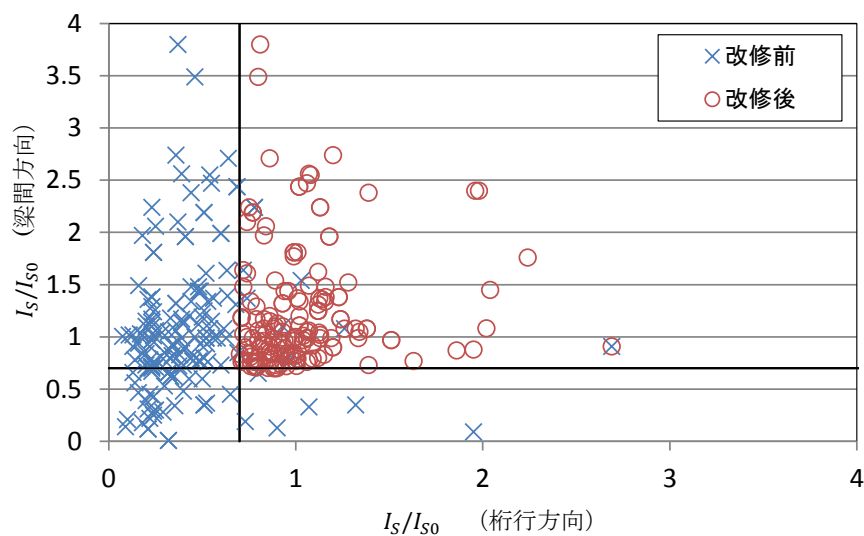


図 8 S 造建築物 I_s/I_{s0}

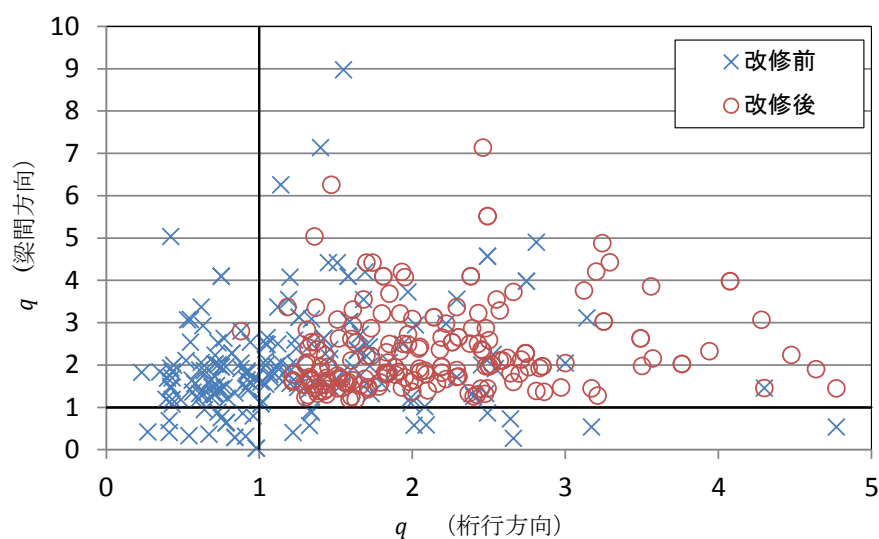


図 9 S 造建築物 q 値

2-4 改修方法

適用された耐震改修方法を図 10、11 に示す。1 棟に対して複数の改修を行った事例を含むため、改修総数は建築棟数の合計より多くなっている。RC 造建築物の改修方法は耐震壁増設、スリット設置、ブレース補強が主であった。S 造建築物の改修方法はブレースの補強、増設が主であり、それ以外の補補強方法はあまり用いられていない。「その他」の改修方法には、柱脚根巻き補強、水平バットレス・桁梁・屋根ブレースの増設などがあつた。

耐震改修の効果をみるために S 造建築物の改修前後の平均 I_s 値、平均 q 値および RC 造建築物の改修前後の平均 I_s 値と平均 $C_{TV} \cdot S_D$ 値を表 1、2 に示す。耐震改修方法と改修前後の平均 I_s 値の変化を見ると、RC 造建築物における外部架構増設、梁補強、ブレース補強、S 造建築物における RC 壁、RC 柱の増設は I_s 値の改善効果が比較的高い傾向にある。

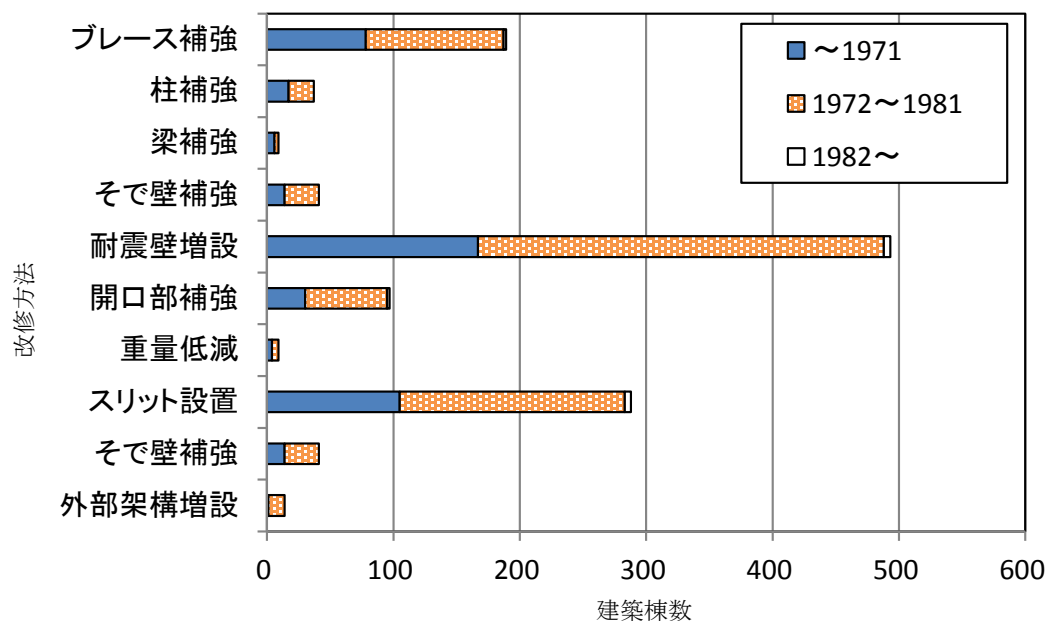


図 10 改修方法別棟数 (RC 造)

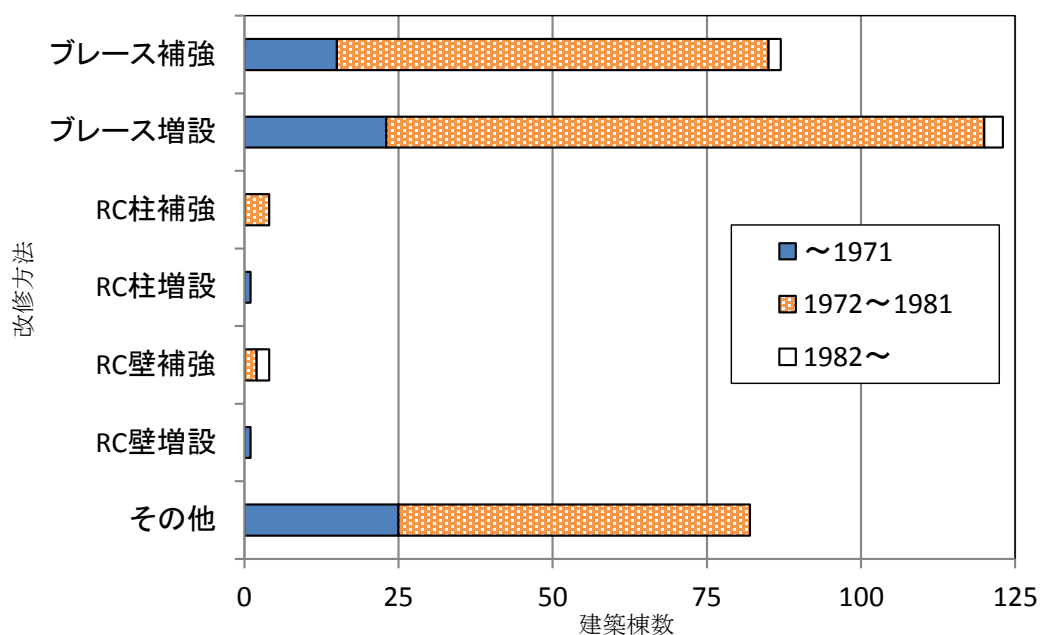


図 11 改修方法別棟数 (S 造)

表 1 改修前後の平均 I_s 値と平均 q 値比較 (S 造)

改修方法	平均 I_s 値			平均 q 値		
	改修前	改修後	変化	改修前	改修後	変化
RC壁 増設	0.16	1.16	1.00	0.49	3.56	3.07
RC柱 増設	0.10	0.78	0.68	0.41	1.31	0.90
ブレース 増設	0.35	0.94	0.59	0.97	1.90	0.93
ブレース 補強	0.34	0.90	0.56	0.92	1.76	0.84
その他	0.36	0.94	0.58	1.03	1.80	0.77

表 2 改修前後の平均 I_s 値と平均 $C_{TU} \cdot S_D$ 値比較 (RC 造)

改修方法	平均 I_s 値			平均 $C_{TU} S_D$ 値		
	改修前	改修後	変化	改修前	改修後	変化
耐震壁増設	0.42	0.73	0.31	0.42	0.64	0.22
そで壁補強	0.40	0.69	0.29	0.43	0.60	0.17
外部架構増設	0.41	0.85	0.44	0.35	0.70	0.35
柱補強	0.36	0.72	0.36	0.38	0.56	0.18
梁補強	0.37	0.75	0.38	0.35	0.70	0.35
ブレース補強	0.37	0.73	0.36	0.38	0.64	0.26
スリット設置	0.40	0.74	0.34	0.43	0.62	0.19
重量低減	0.37	0.69	0.32	0.34	0.55	0.21
開口部補強	0.43	0.76	0.33	0.47	0.67	0.20
その他	0.43	0.72	0.29	0.41	0.58	0.17

2-5 I_s 値分布

2-5-1 I_s 値分布算定方法

2-3、2-4 節で分析した I_s 値の頻度分布を確率密度関数として近似する。

RC 造建築物については、改修前後のどちらも(6)式で示す対数正規分布で近似した。

$$P_{I_s} = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma \cdot x} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \frac{(\ln(x) - \overline{\ln(x)})^2}{\sigma^2}\right) \quad (6)$$

ここで x は確率変数、 σ は $\ln(x)$ の標準偏差、 $\overline{\ln(x)}$ は $\ln(x)$ の平均で、 x に I_s 値をとった。

S 造建築物については、改修前は RC 造建築物と同じ対数正規分布で近似したが、改修後は対数正規分布で近似し難いため、Johnson SU 分布で近似した。Johnson SU 分布は以下の式(7)で与えられる。

$$P_{I_s} = \frac{\delta}{\sqrt{2\pi} \cdot \sqrt{(x-a)^2 + b^2}} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2} \cdot \left(\gamma + \delta \cdot \log\left[\frac{x-a}{b} + \sqrt{\left(\frac{x-a}{b}\right)^2 + 1}\right]\right)^2\right\} \quad (7)$$

ここで、 x は確率変数、 a 、 b 、 δ 、 γ は平均、分散、尖度、歪度で与えられるパラメータで、 x に I_s 値をとった。ここで歪度とは分布の偏り方、尖度とは分布が集束している様を表すものである。

2-5-2 方向別の I_s 値分布

RC 造建築物の改修前後における桁行方向と梁間方向それぞれの階ごとの I_s 値の内の最小値、および両方向の内の小さい方の I_s 値（以下、最小 I_s 値）の分布を図 12、13、14 に、改修前後の平均 I_s 値と標準偏差を表 3 に示す。図 12 と 13 から、最小 I_s 値分布と桁行方向の I_s 値分布の形状が類似している理由は、前に述べた桁行方向よりも梁間方向の I_s 値が高いためである。

S 造建築物の最小の I_s 値分布を図 15 に示す。表 3 から S 造建築物では改修前より改修後のほうが I_s 値のばらつきを示す標準偏差が大きく、改修後において RC 造建築物よりも S 造建築物のほうが標準偏差が大きいことがわかる。この原因の 1 つとして、RC 造建築物と S 造建築物の耐震性能に関する判定条件の違いが考えられる。(2)式より RC 造建築物では指標 Z 、 G 、 U によって I_{so} が低減され各建築物で異なる I_{so} に対して $I_s \geq I_{so}$ かつ(3)式を満たす必要があるが、S 造建築物ではいずれの建物においても $I_s \geq 0.7$ (文献 3 では 0.6) かつ $q_i \geq 1.0$ を満たせばよいため、 I_s 値が 0.7 (0.6) 以下の S 造建築物はなく、分布に偏りが生じている。

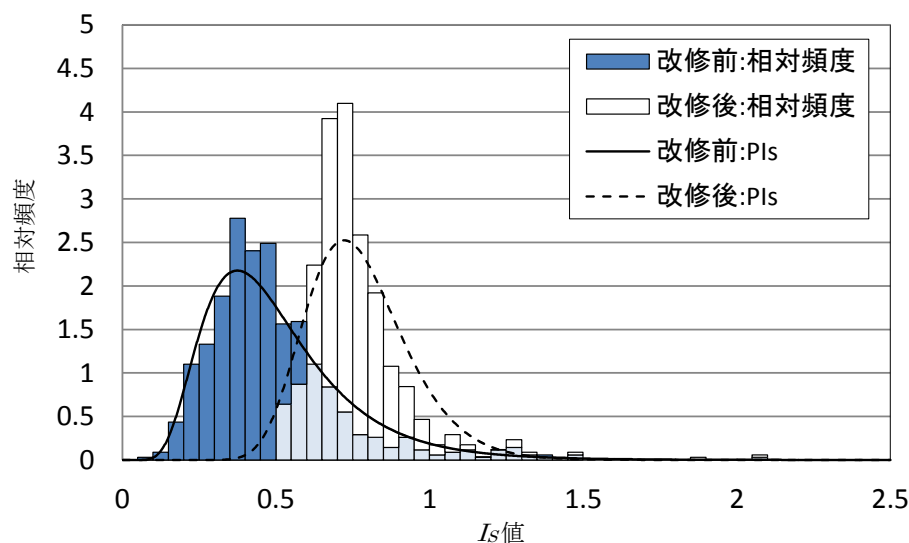


図 12 桁行方向 I_s 値分布 (RC 造)

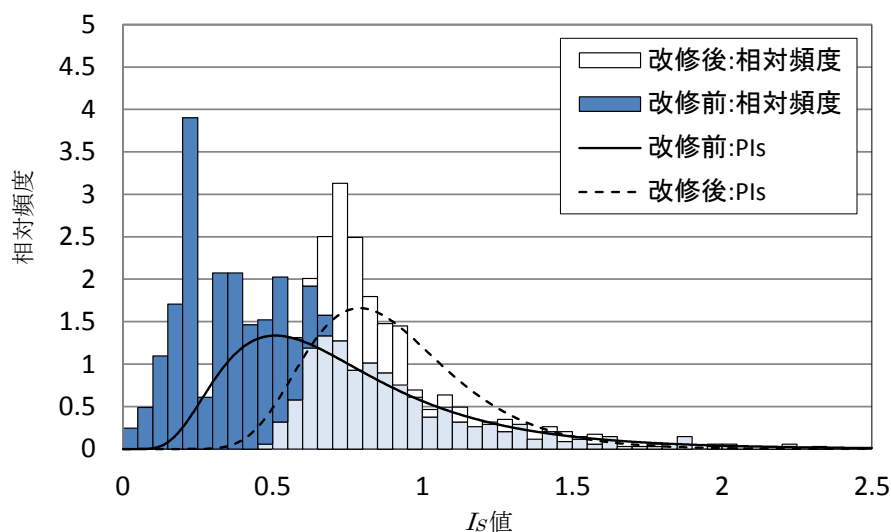


図 13 梁間方向 I_s 値分布 (RC 造)

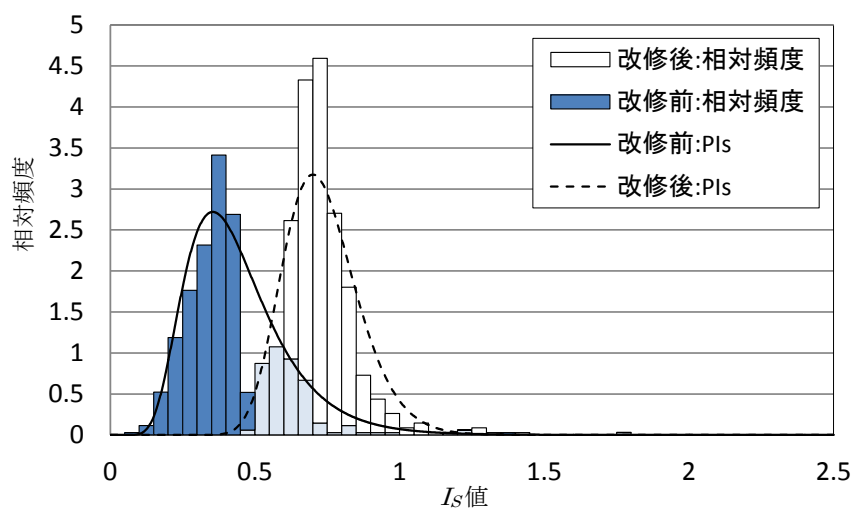


図 14 最小 I_s 値分布 (RC 造)

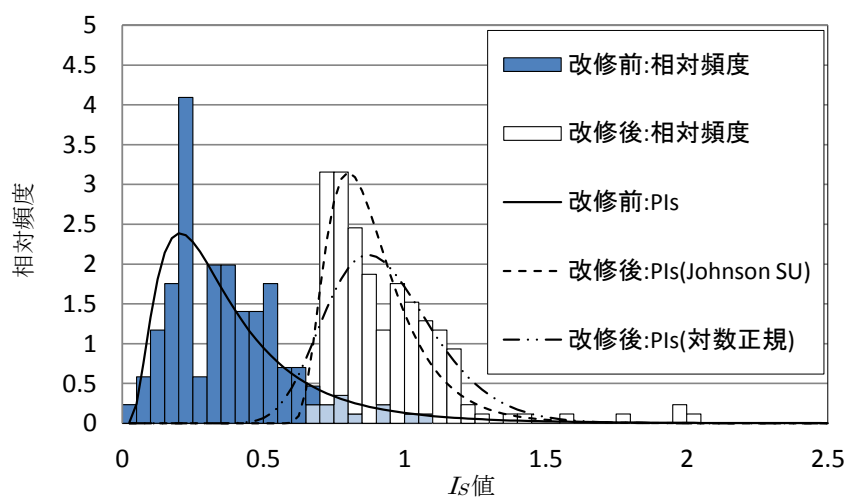


図 15 最小 I_s 値分布 (S 造)

表 3 改修前後の平均 I_s 値と標準偏 (方向別)

方向	平均 I_s 値		標準偏差	
	改修前	改修後	改修前	改修後
桁行方向(RC造)	0.51	0.78	0.44	0.21
梁間方向(RC造)	0.77	0.9	0.51	0.29
最小(RC造)	0.45	0.74	0.38	0.18
最小(S造)	0.37	0.95	0.2	0.26

2-5-3 建築年代別 I_s 値分布

RC 造建築物の改修前後における I_s 値分布を建築年代別にそれぞれ図 16、17、18 に、改修前後の建築年代別の平均 I_s 値と標準偏差を表 4 に示す。年代区分は 2-2 で述べたように、建築基準法が改正された 1971 年と新耐震基準が導入された 1981 年を年代区分の境界とした。耐震基準は 1981 年新耐震基準に沿って規定されているために、建築年代が 1981 年以降の建築の I_s 値は改修前でも比較的大きいことがわかる。

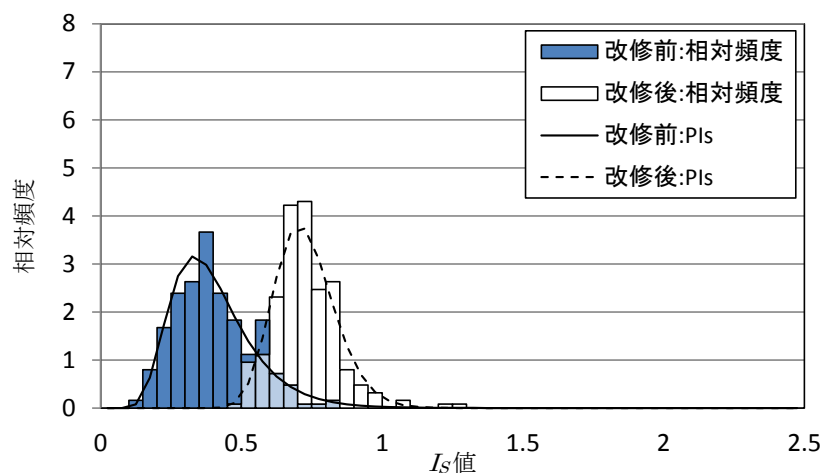


図 16 I_s 値分布 (1971-)

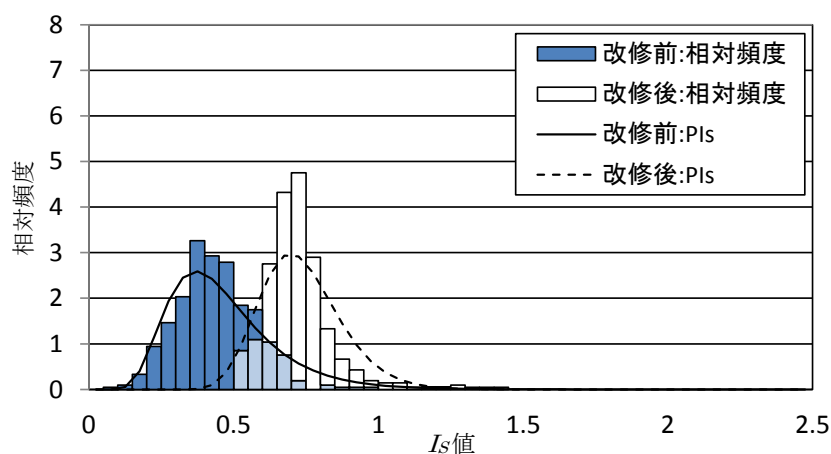


図 17 I_s 値分布 (1972-1981)

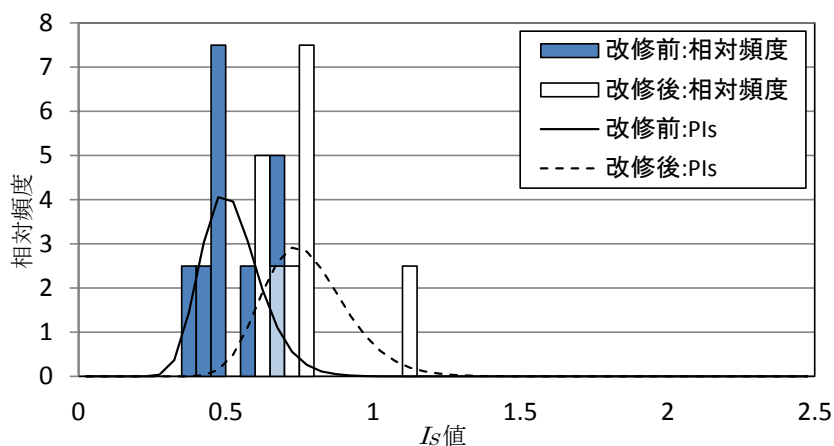


図 18 I_s 値分布 (1982-)

表 4 改修前後の平均 I_s 値と標準偏差（建築年代別）

建築年代	平均 I_s 値		標準偏差	
	改修前	改修後	改修前	改修後
-1971	0.4	0.73	0.14	0.11
1972-1981	0.47	0.74	0.33	0.24
1982-	0.52	0.78	0.1	0.16

2-5-4 層数別 I_s 値分布

RC 造建築物の改修前後における I_s 値分布を層数別にそれぞれ図 19～25 に、改修前後の層数別の平均 I_s 値と標準偏差を表 5 に、改修前後の層数別の平均 I_s 値と層数の関係を図 26 に示す。表 5 と図 26 をみると、改修前後において層数が高いほど平均 I_s 値が小さくなる傾向にある。6 層の改修前の平均 I_s 値が大きいのは、棟数が 24 棟と比較的少なく、数棟の大きい I_s 値に影響を受けたためである。

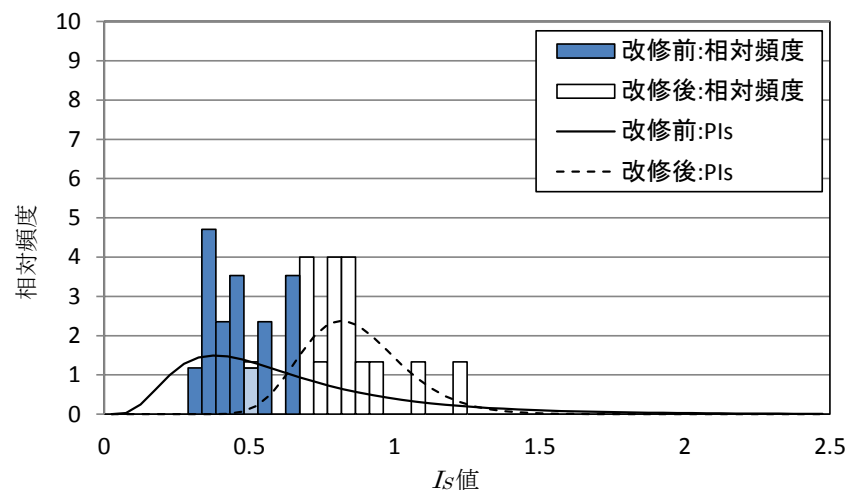


図 19 I_s 値分布（1 層建築物）

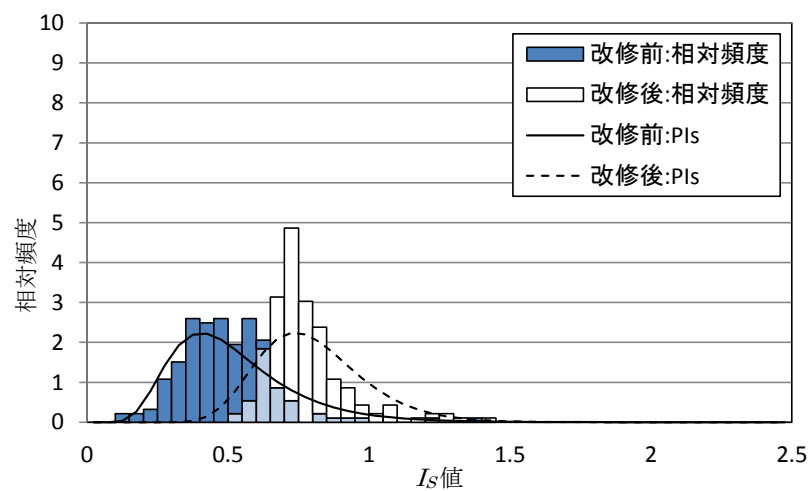


図 20 I_s 値分布（2 層建築物）

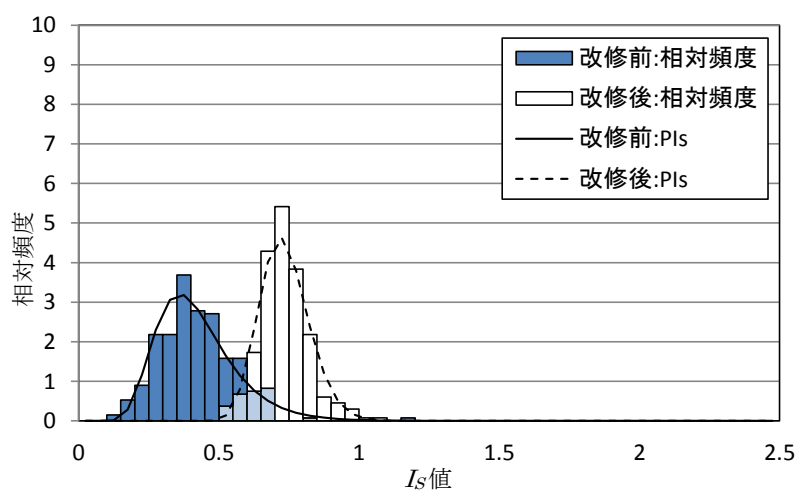


图 21 I_s 值分布 (3 層建築物)

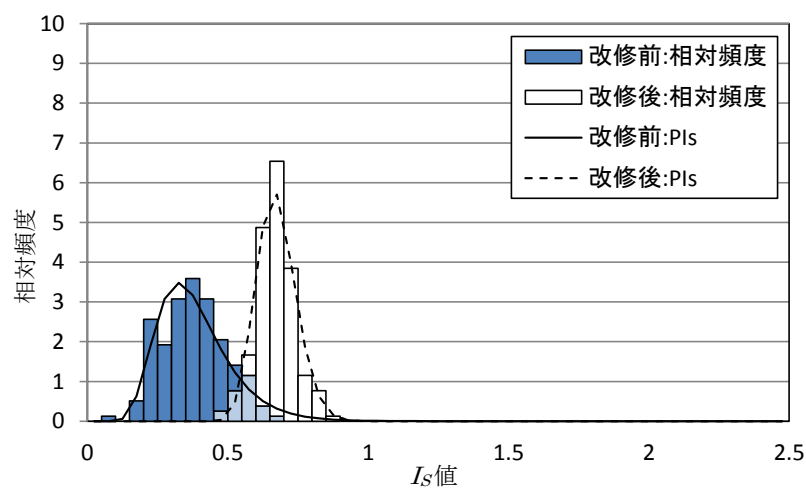


图 22 I_s 值分布 (4 層建築物)

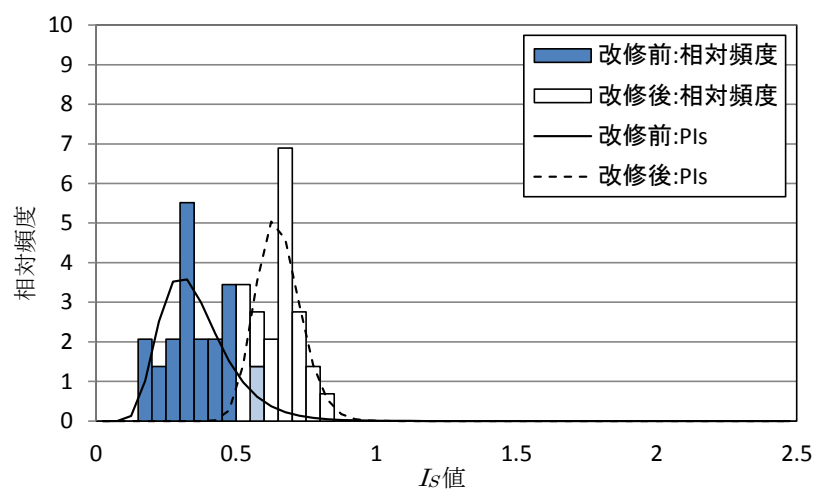


图 23 I_s 值分布 (5 層建築物)

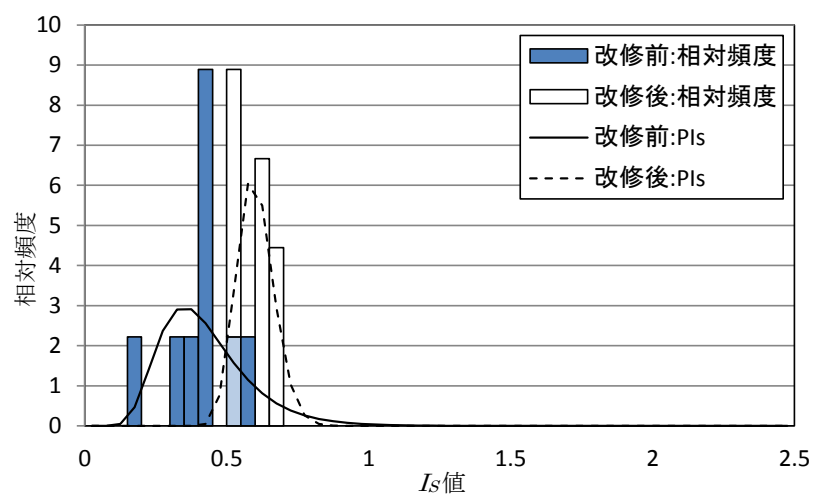


図 24 I_s 値分布（6層建築物）

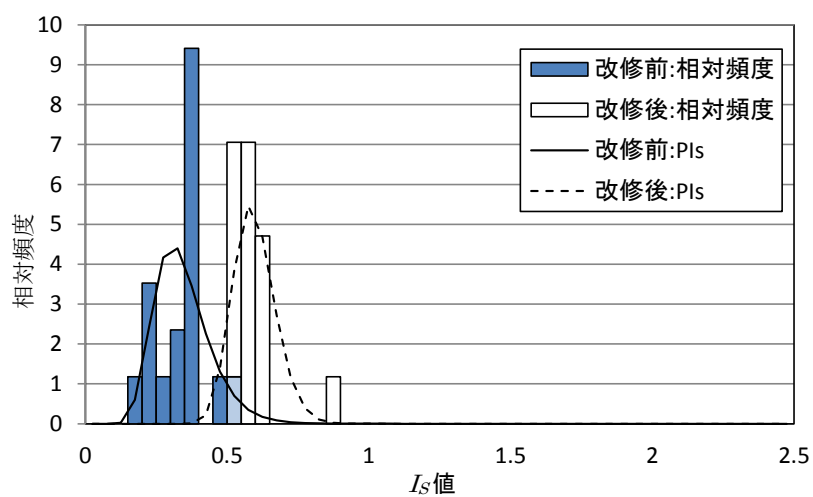


図 25 I_s 値分布（7層以上の建築物）

表 5 改修前後の平均 I_s 値と標準偏差（層数別）

層	平均 I_s 値		標準偏差		棟数
	改修前	改修後	改修前	改修後	
7層以上	0.34	0.6	0.09	0.08	89
6層	0.42	0.6	0.12	0.65	24
5層	0.36	0.65	0.11	0.79	91
4層	0.38	0.68	0.11	0.69	304
3層	0.42	0.73	0.13	0.88	827
2層	0.53	0.81	0.37	0.33	1224
1層	0.47	0.87	0.11	0.17	705

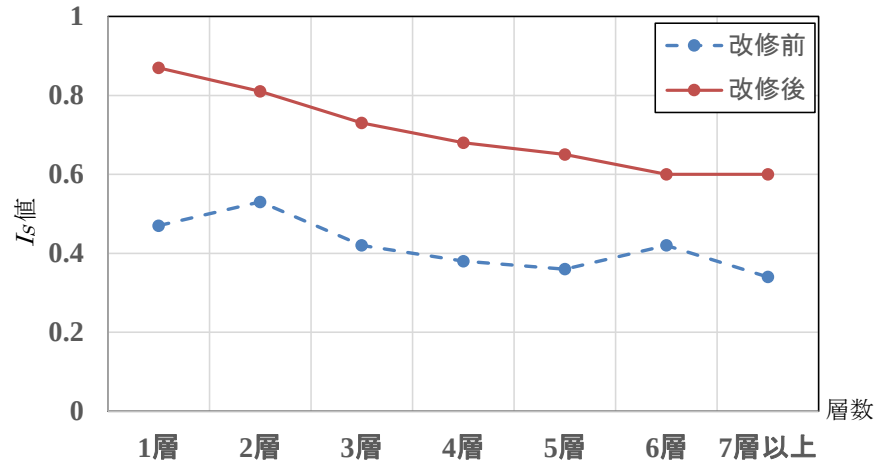


図 26 改修前後の平均 I_s 値（層数別）

2-5-4 用途別 I_s 値分布

RC 造建築物の改修前後における I_s 値分布を用途別にそれぞれ図 27～33 に、改修前後の用途別の平均 I_s 値と標準偏差を表 6 に示す。ただし、建築棟数が少ない事務所、上下水道施設は除いた。

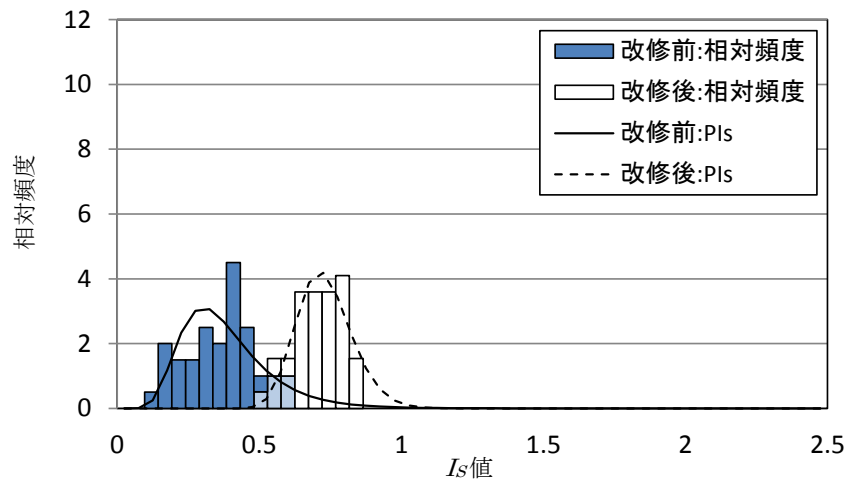


図 27 I_s 値分布（庁舎）

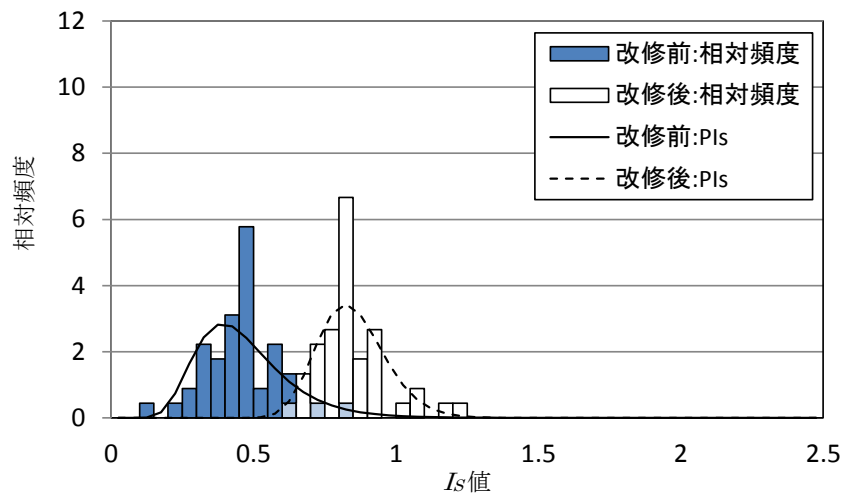


図 28 I_s 値分布（警察署・消防署）

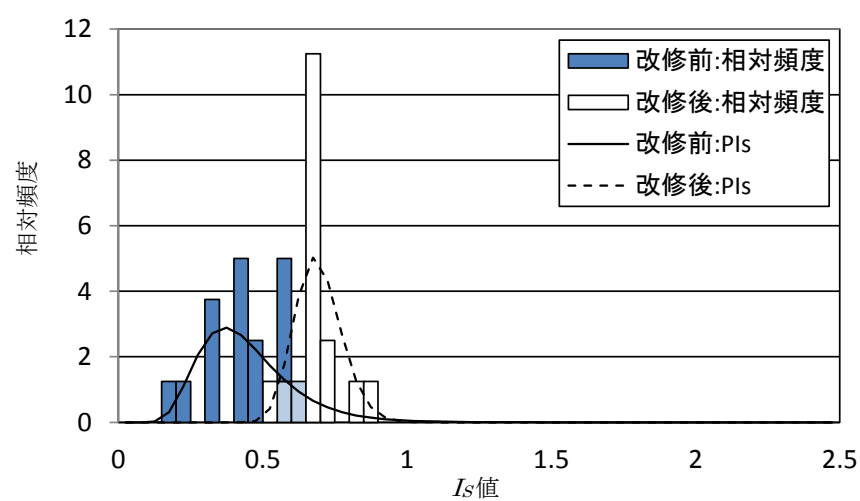


図 29 I_S 値分布 (病院)

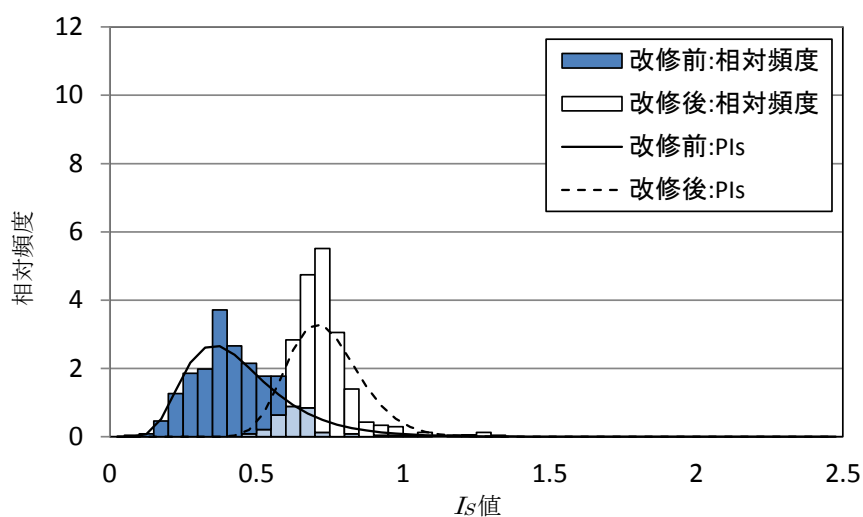


図 30 I_S 値分布 (学校)

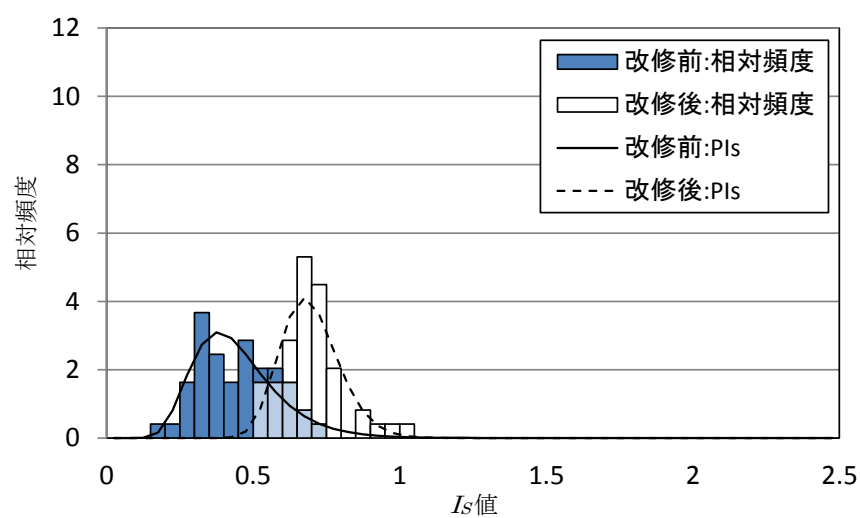


図 31 I_S 値分布 (社会福祉施設)

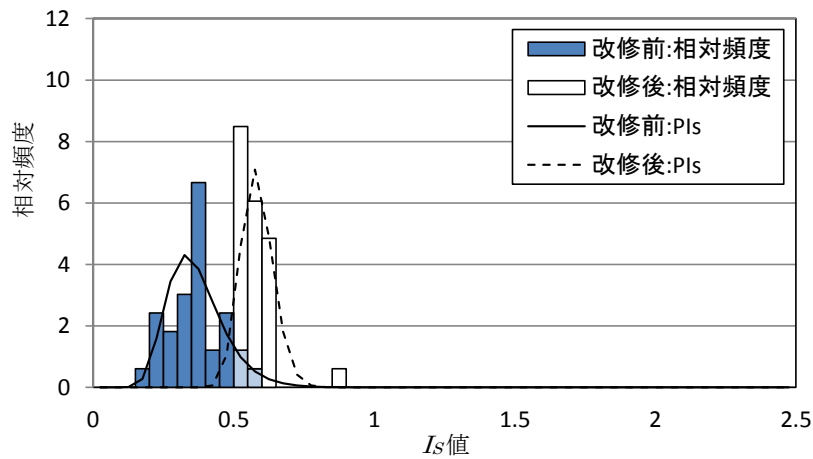


図 32 I_s 値分布（住宅）

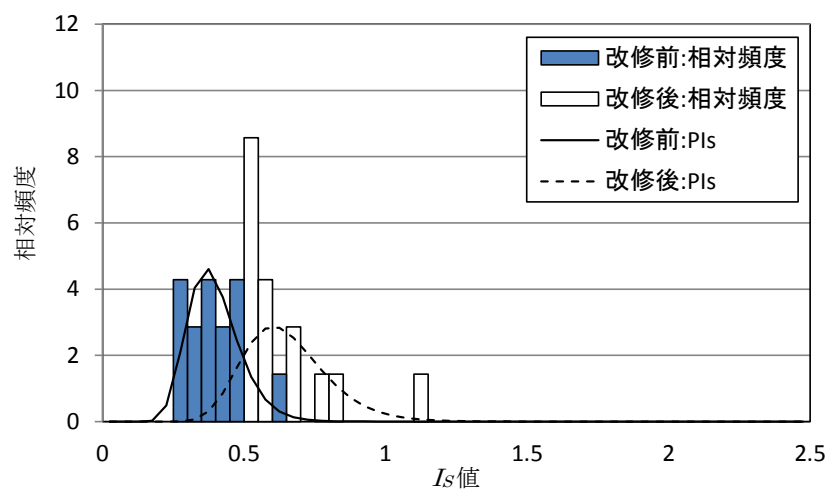


図 33 I_s 値分布（その他）

表 6 改修前後の平均 I_s 値と標準偏差（用途別）

用途	平均 I_s 値		標準偏差	
	改修前	改修後	改修前	改修後
庁舎	0.38	0.73	0.13	0.09
警察・消防署	0.46	0.85	0.13	0.13
病院	0.44	0.13	0.69	0.08
学校	0.45	0.74	0.31	0.21
社会福祉施設	0.44	0.7	0.13	0.1
住宅	0.37	0.58	0.09	0.07

3. RC 造建築物の地震被害予測

3-1 被害確率分布の算定方法

中埜ら⁵⁾は、1968 年十勝沖地震および 1978 年宮城県沖地震の際の RC 造建築物の被害状況と静岡県内の RC 造建築物の耐震診断結果に基づいて、信頼性理論に基づいた被害率を算定し、地震被害予測を行った。本章では、この予測手法を用いて、北海道における RC 造建築物の大地震動の被害率を予測する。

文献 5)によると、入力地動動のばらつきによる荷重効果 E_T 値の分布を P_{ET} 、全建築物数に対する被害建築物数の割合を被害率 V とすると、被害率 V および被害建築物の I_S 値分布は以下の (8)、(9)、(10) 式で表される。

$$V = \int_0^{\infty} v(x) dx \quad (8)$$

$$v(x) = P_{IS} \cdot \left[1 - \int_0^x P_{ET}(r) dr \right] \quad (9)$$

$$P_{ET} = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_r} \exp \left[-\frac{1}{2} \cdot \frac{(r - \bar{r})^2}{\sigma_r^2} \right] \quad (10)$$

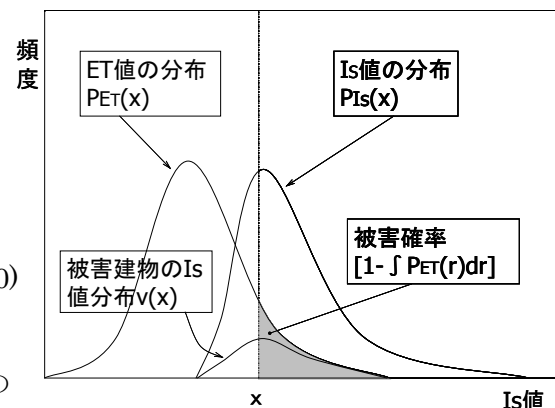


図 34 P_{IS} 、 P_{ET} 、 V 、 $v(x)$ 概念図

ここで、 x は確率変数、 $\bar{r}$ は r の平均値、 σ_r は r の標準偏差で、 r に E_T 値を、 x に I_S 値をとった。 P_{ET} は、建築物の位置する地盤によって入力地震動が異

なるために、建築物の応答がばらつき、従って、建築物が安全であるために必要な I_S 値(即ち E_T 値)があるばらつきをもった確率量になることを表した E_T 値の確率密度関数である。また(9)式の [] 内は $I_S \geq x$ の建築物の被害率を、(8)式の $v(x)$ は被害建築物の I_S 値の分布を示す(図 34)。

3-2 地震被害を利用したデータ

1968 年十勝沖地震レベルおよび 1978 年宮城県沖地震レベル(旧震度 V レベル)の被害率の推定にあたっては、文献 5) で算出された被害率(中破以上の被害率: 11%)を用いる。1995 年兵庫県南部地震レベル(旧震度 VI レベル)の被害率算定にあたっては、日本建築学会構造委員会他の 1995 年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書⁷⁾による中破以上の被害を受けた 46 棟の建物の診断結果(最小 I_S 値)の分布と、兵庫県南部地震で中破以上の被害率が 29%であったことにより求めた⁸⁾。なお、この調査は、被災した全ての地区で全数調査が行われたわけではなく、全数調査が行われたのは西宮市、神戸市灘区・東灘区・中央区・兵庫区であった。また、文献 4)を用いて 2011 年東北地方太平洋沖地震レベル(震度 5 強、6 弱、6 強相当)で現行の震度階級の震度 5 強、5 弱、6 強と観測された各地域の被害建築物(それぞれ 12 棟、7 棟、15 棟)の耐震診断結果(最小 I_S 値)と被害率(それぞれ 13%、19%、34%)を利用して算定を行った⁹⁾。

3-3 E_T 値の算定

E_T 値はその地震によって被害を受けた建築物の I_S 値との関係性を利用して算定される地震固有のものである。1968 年十勝沖・1978 年宮城県沖地震、1995 年兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震の震度 5 強、6 弱、6 強の中破以上の実被害データに基づく E_T 値分布を以下の図 35 から 39 に示す⁵⁾⁸⁾⁹⁾。

1978 年宮城県沖地震、1995 年兵庫県南部地震、2011 年東北地方太平洋沖地震の被害状況、分類基準をそれぞれ表 7、8、9 に示す。ここで、D 値とは建物の被災度の判定に用いられる損傷指標であり、鉛直部材の総数に対する損傷を生じた鉛直部材の本数の割合に基づいて求められる。また、R 値とは残余耐震指標であり、日本建築防災協会編『震災建築物の被災度判定基準および復旧技術指針⁶⁾』により定義されている。

表 7 被害状況分類基準（1978 年宮城県沖地震）

被害	ランク	被害状況
軽微	I	柱、耐震壁、二次壁の損傷が、軽微かもしくは、ほとんど損傷がないもの
小破	II	柱、耐震壁の損傷は軽微であるが、RC 二次壁、階段室のまわりに、せん断ひび割れがみられるもの
中破	III	柱に典型的なせん断ひび割れ、曲げひび割れ、耐震壁にせん断ひび割れが見られ、RC 二次壁、非構造体に大きな損傷が見られるもの
大破	IV	柱のせん断ひび割れ、曲げひび割れによって鉄筋が露出、・座屈し、耐震壁に大きなせん断ひび割れが生じて耐力に著しい低下が認められるもの
崩壊	V	柱・耐震壁が大破壊し、建物全体または建物の一部が崩壊に至ったもの

表 8 被害状況分類基準（1995 年兵庫県南部地震）

損傷指標 D	$D \leq 5$	$5 < D \leq 10$	$10 < D \leq 50$	$50 < D$
被害区分	軽微	小破	中破	大破または崩壊

表 9 被害状況分類基準（2011 年東北地方太平洋沖地震）

残余耐震指標 R	100	$100 < R < 95$	$95 < R < 80$	$80 < R < 60$	$60 < R$
被害区分	無被害	軽微	小破	中破	大破

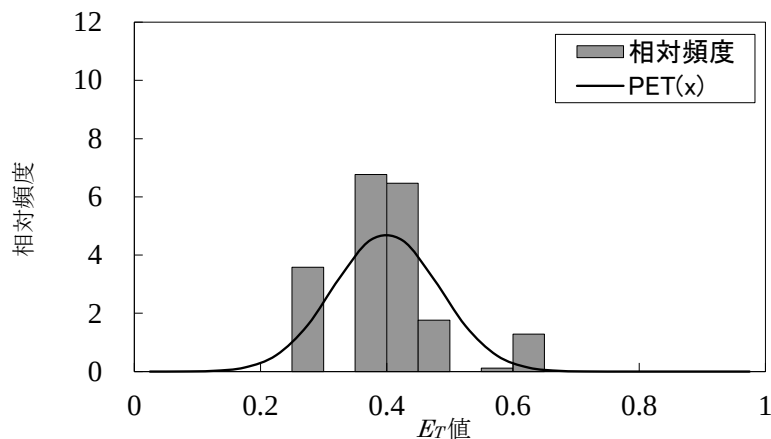


図 35 十勝沖・宮城県沖地震（旧震度 V） E_T 値分布

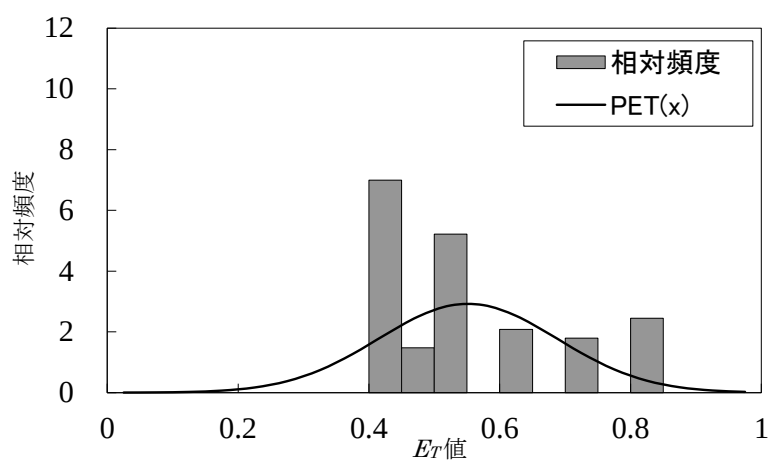


图 36 兵庫県南部地震（旧震度VI） E_T 值分布

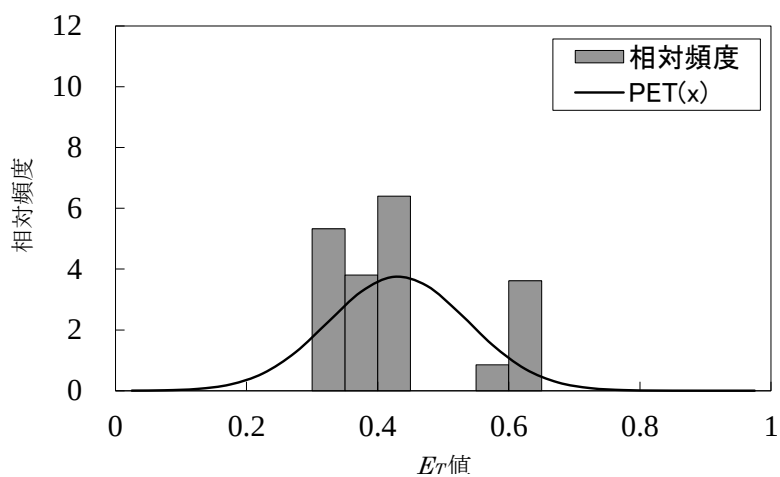


图 37 東北地方太平洋沖地震（震度 5 強） E_T 值分布

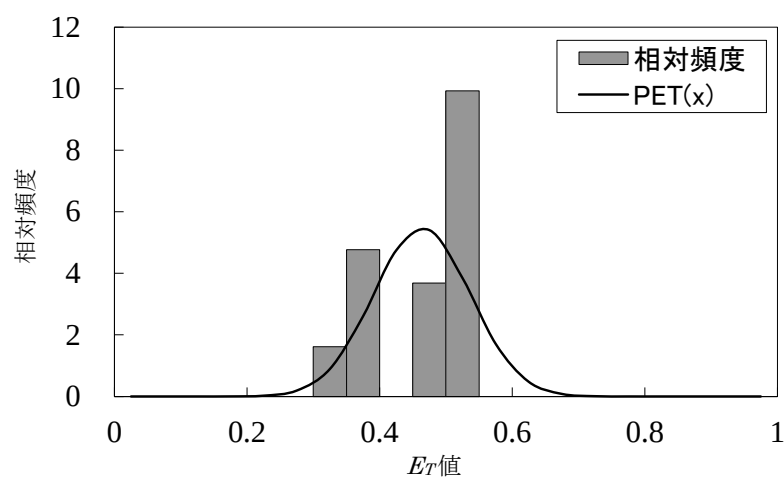


图 38 東北地方太平洋沖地震（震度 6 弱） E_T 值分布

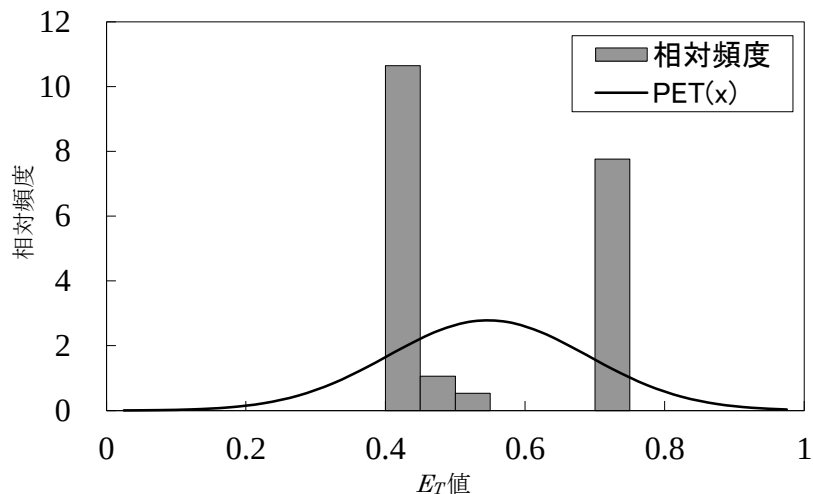


図 39 東北地方太平洋沖地震（震度 6 強） E_T 値分布

3-5 北海道における RC 造建築物の予測被害率

3-1 節で示した方法と 2-5 節で述べた I_s 値の分布と 3-4 節で述べた E_T 値の分布を用いて、北海道における RC 造建築物の予測被害率を算定する。

3-5-1 建築年代別の予測被害率

2-5-3 節で求めた建築年代別 I_s 値分布を用いて、中破以上の予測被害率を算定する。予測被害率を改修前後でそれぞれ図 40、41 に示す。耐震改修前の予測被害率は建築年代が新しいほど低く、特に 1982 年以降に建設された建物の旧震度 V、震度 5 強、6 弱では 1981 年以前に建てられたものの 1/2 以下になる。改修後はすべての建築年代で予測被害率は大きく減少し、建設年代による予測被害率の差はほとんどない。また、旧震度 VI と震度 6 強の予測被害率は E_T 値分布が異なるのにほぼ等しいが、これは (10) 式における E_T 値の標準偏差と平均値が比較的近い値になったためである。

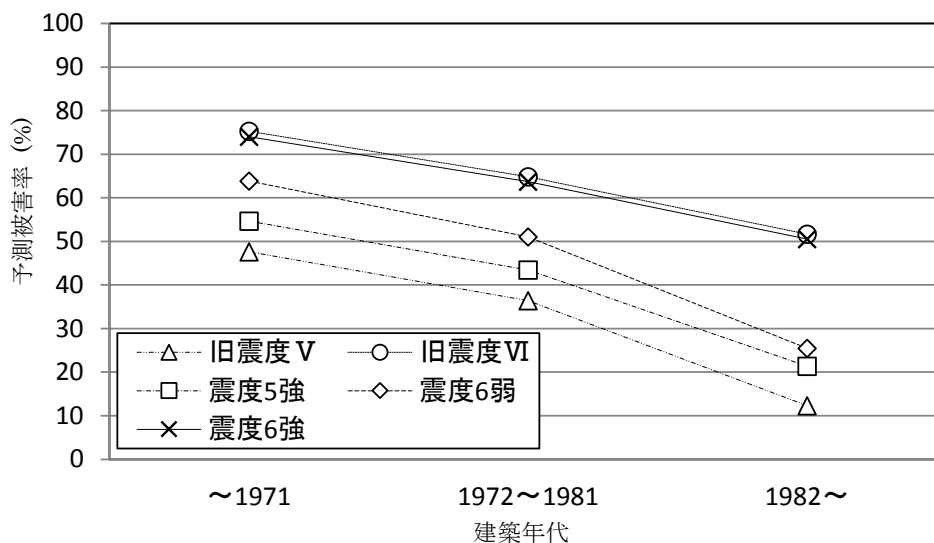


図 40 改修前の建築年代別予測被害率

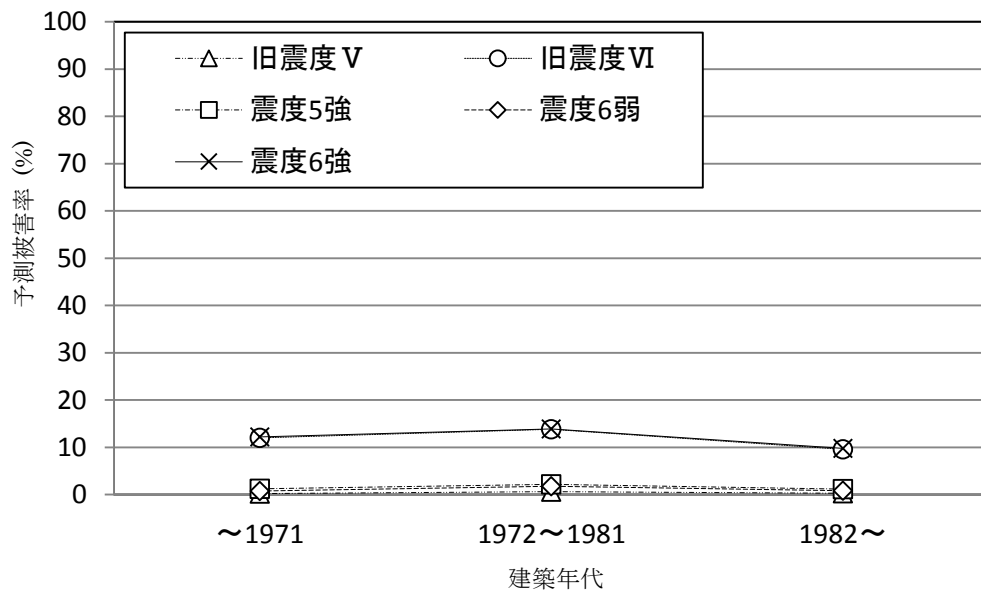


図 41 改修後の建築年代別予測被害率

3-5-3 層数別の予測被害率

2-5-4 節で求めた層数別 I_s 値分布を用いて、中破以上の予測被害率を算定する。層数別の予測被害率を改修前後でそれぞれ図 42、43 に示す。耐震改修の前後によらず、層数が多くなるほど予測被害率が高くなる傾向にある。改修前において 1 層の建築物と比べると 7 層以上の建築物の予測被害率はいずれの震度においても 20%~30%程度高い。改修後において 6 層以上の建築物の予測被害率は旧震度VI、震度 6 強時に 30%を超える。

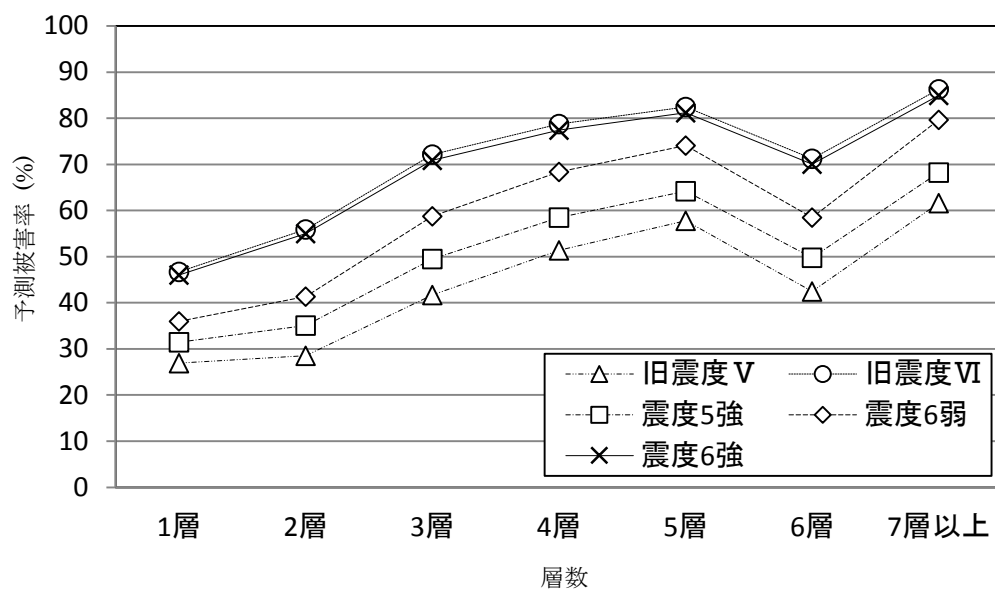


図 42 改修前の層数別予測被害率

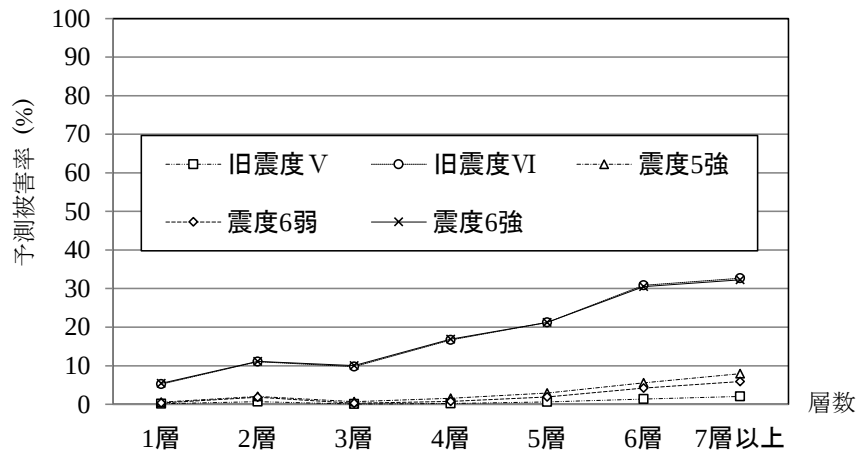


図 43 改修後の層数別予測被害率

3-5-3 用途別の予測被害率

2-5-5 節で求めた用途別 I_s 値分布を用いて、中破以上の予測被害率を算定する。用途別の予測被害率を改修前後でそれぞれ図 44、45 に示す。ただし、事務所、上下水道施設は棟数が少なく信頼性に欠けるため除いている。耐震改修前の庁舎、住宅は予測被害率が 50%以上であるのに対し、警察署・消防署の予測被害率は小さく、耐震性が高いといえる。

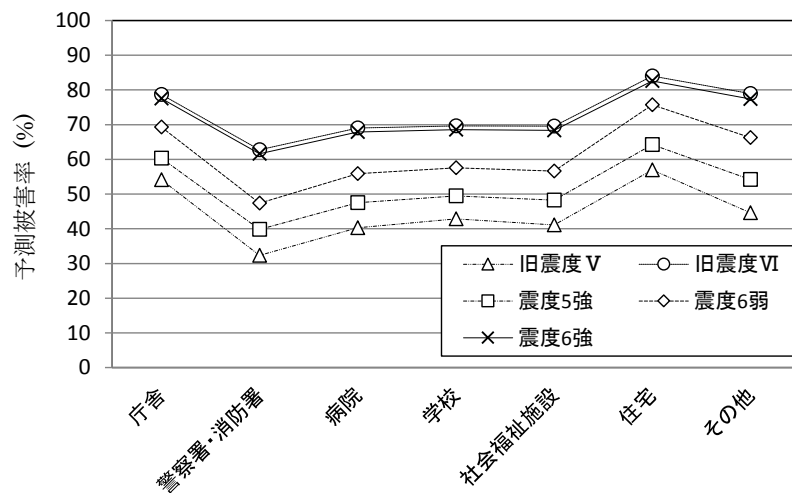


図 44 改修前の用途別予測被害率

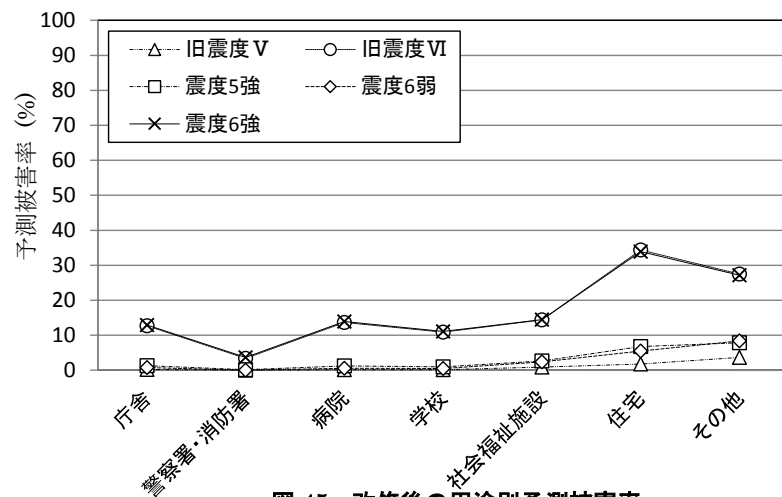


図 45 改修後の用途別予測被害率

4. おわりに

1996 年 9 月から 2014 年 12 月にかけて北海道内で実施された既存 RC 造および S 造建築物の耐震診断報告書を基に、既存建築物の耐震診断結果から分かる耐震性能の状況、耐震改修前後の耐震性能の変化、および耐震改修方法と耐震性能の向上の関係について明らかにした。また、RC 造建築物について、大地震時に中破以上の被害を受けるであろう建築物の棟数割合の予測を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・ RC 造建築物、S 造建築物ともに、改修前は梁間方向より桁行方向の方が I_s 値が不足している棟数が多く、桁行方向の耐震性能が低い傾向にある。
- ・ 耐震改修方法と改修前後の平均 I_s 値の変化をみると、RC 造建築物における外部架構増設、梁補強、ブレース補強、S 造建築物における RC 壁、RC 柱の増設は I_s 値の改善効果が比較的高い傾向にある。
- ・ 耐震改修前の予測被害率は建築年代が新しいほど低く、特に 1982 年以降に建設された建物の旧震度Ⅴ、震度 5 強、6 弱では 1981 年以前に建てられたものの 1/2 以下である。改修後はすべての建築年代で予測被害率が大きく減少し、建設年代による予測被害率の差はほとんど無くなる。
- ・ 耐震改修の前後によらず、層数が高くなるほど予測被害率が大きくなる傾向にある。改修後において 6 層以上の建築物の予測被害率は旧震度Ⅵ、震度 6 強時に 30%を超える。
- ・ 耐震改修前の庁舎、住宅は予測被害率が 50%以上であるのに対し、警察署・消防署の予測被害率は小さく、耐震性が高いといえる。

5. 参考文献

- 1) (財) 日本建築防災協会 (2001 年)『2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説』
- 2) 文部科学省 (2006 年)『屋内運動場等の耐震性能診断基準(平成 18 年版)』
- 3) (財) 日本建築防災協会 (1996 年)『耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説、(1996 年)』
- 4) (社) 日本建築学会 (2012 年)『文教施設の耐震性能に関する調査研究報告書』
- 5) 中埜良昭、岡田恒夫ほか (1989 年)「信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究」、『日本建築学会構造系論文報告集』 第 406 号 PP.37-43
- 6) (財) 日本建築防災協会 (2001 年)『震災建築物の被災度判定基準および復旧技術指針』
- 7) 日本建築学会構造委員会ほか (1997 年)『1995 年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書 第Ⅱ編学校建築』
- 8) 斉藤陽子、澤木美穂ほか (2002 年)「北海道における既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能-その 2 過去の地震被害データを用いた被害率の推定」、『日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造Ⅳ)』 PP.865-866
- 9) 長谷川修一、岡崎太一郎ほか (2013 年)「耐震診断結果に基づく北海道の RC 造建築物と S 造屋内運動場の耐震性能と地震被害予測」、『日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造Ⅳ)』 PP.229-230