

既存鉄骨構造建物の石材外壁 及び福岡西方沖地震

王 建華

正会員 工修 (有) 堅麗建築土木設計〒811-1213 福岡県筑紫郡那珂川町中原2丁目17番地

阪神大震災における建築石張り被災状況調査報告書²⁾によると建物における石張り外壁は従来の湿式構法による被災状況は乾式構法に比べて大きな被害を受けている。しかし、乾式石張り構法に関する指針に定められた適応範囲は鉄骨構造建物を含んでいないため、既存鉄骨建物の乾式石張り外壁の剥落が懸念される。

キーワード: 土木学会論文集, 石材外壁

1. はじめに

近年、独特な高質感を持っている石材が建築仕上げ材の高級化を追求するにともない、内外装材のものとして、多く採用されている。石材の強度や耐久性の優れている性質及び石張り構法によって耐震性能の根本的な違いがあることは安全性を高める技術開発を進ませた阪神大震災における建築石張り被災状況調査報告書²⁾の被災状況の調査分析結果から判明したが、従来構法である湿式に馴染んだ考えで乾式構法の安全性について高い疑問を持つ傾向があることが分かった。著者らは福岡市内にある既存の五階建ての鉄骨構造某ビルは乾式石張り構法による外壁の石材(1200×600×25 ライムストーン: 以下、石材と略す)が剥落の恐れがあるかどうかの相談を受けて、その乾式石張りによる外壁を支持する系統である非骨組構造(以下、外壁非骨組と略す)は建物の骨組に追従する性能及び鉄骨構造における乾式石張り外壁の安全性そして、石材の取付け部の破壊強度などを調査、計測を行ったことと検討終了後に平成17年3月20日の福岡西方沖地震による震度5強の揺れを受けた後のことについて、報告する。

2. 建物の竣工現状調べ

石張りは直接に取付けられているため、建物が自然外力による作用で、様々な程度な挙動であるもの

のうちに復旧及び機能面では劣るあるいは厳しい状態である場合について、石張り部を取出して議論する事は意味の無いことであるので、竣工時及び相談受けるまでの間に暴風や地震などによる影響で骨組及び外壁非骨組には異常がなかったかを確認し、そして、それらの地震や暴風による外力が設計基準値を超えたかどうかを確認する必要があると思われる。

(1) 設計図書の確認

この建物は図-1に示すような鉄骨構造5層2スパンラーメンである。

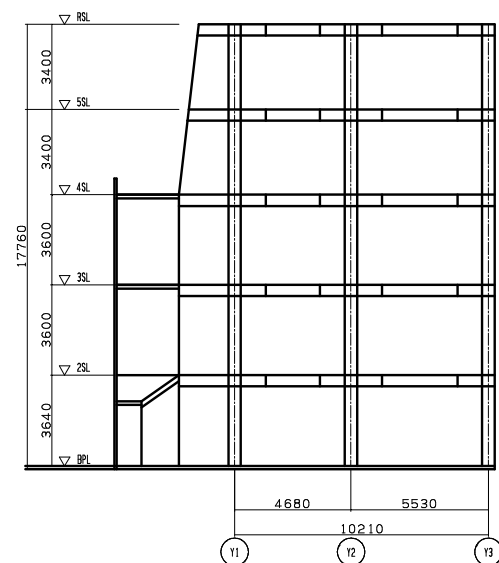


図-1 南面骨組構造図

設計図書に基づいて施工図そして、竣工に至るまで建物の骨組の剛性や耐震強度などを増減するような変更の有無を確認した。そのような変更は見当たらなかった。

(2) 施工図書及び外壁構法の確認

外壁（西側）には1階から5階まで石材を採用した石張り乾式構法で施工されていることを確認した。4, 5階部は道路斜線制限のため、セットバックしている。外壁非骨組が骨組の剛性を変えるような位置ではなかったことも確認できた。図-2に示す。

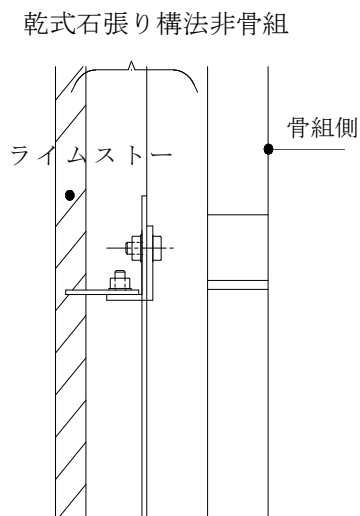


図-2 石材外壁の取付け図

(3) 既存建物の耐震強度の確認

元の設計図書によるとこの高さ17.9mである5階建鉄骨構造の建物の1階から5階までの耐震強度は1.42から2.06それぞれである。震度5強の場合に対して建築基準法による要求水準の基準値を超えていることが分かった。図-3に示す。

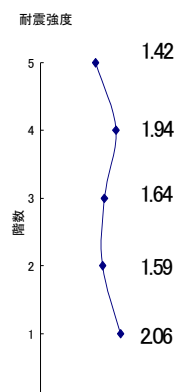


図-3 建物の耐震強度

(4) 検討までの間に破損の有無の確認

相談を受ける約二年ほどの間に台風及び地震の繰り返した状況を調べた。図-4及び図-5に示すようなのは気象庁の観測データを元に整理、そして抽出したものである。

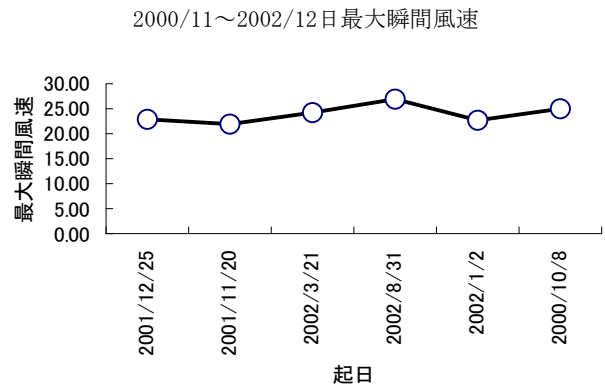


図-4 最大瞬間風速

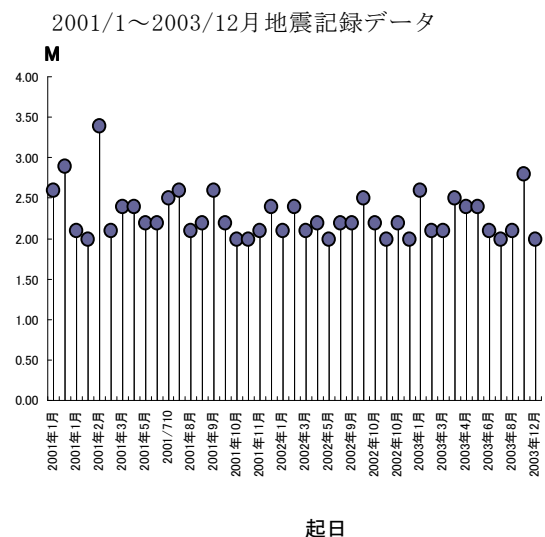


図-5 発生した地震の記録

気象庁気象官署の過去63年間の極値順位表（福岡）観測データによると、該当する期間内にあった最大速度風圧は243N/m²であったが、設計風圧値の248.5N/m²より小さかった。一方、検討までの期間内に発生した最大規模の地震が2.8Mであったが、竣工以来相談を受けるまでの間に、発生していた暴風や地震の最大値が何れにしても設計基準値より低かったし、まだはそれによる石材の破損も見当たらなかったことで、設計基準による計算で、検討することが必要である。

3. 構造計算

(1) 多質点系構造計算モデル

外壁非骨組を骨組に固定されているので図-6に示すような多質点系構造計算モデルで検討を行う。

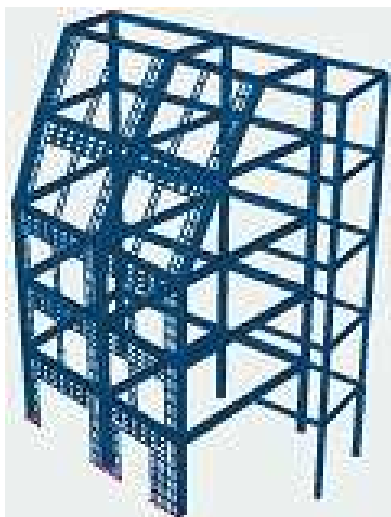


図-6 多質点系モデル

ここでは道示V¹⁾によるレベル2地震動，Ⅱ種地盤における構造として検討を行った。従って建物に作用する1階から5階までの層間地震動慣性力を図-7に示す。

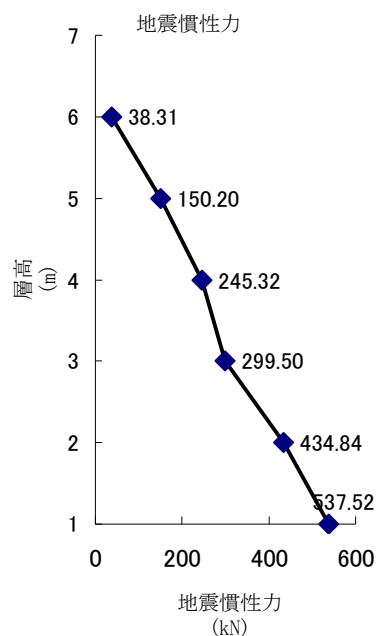


図-7 層間地震慣性力

(2) 石材及び取付け金物に対する検討

石材及び取り付け金物に作用する外力には，石材の自重，風圧力，及び地震慣性力などと考え，石材の自重以外のうちどちらか大きいほうで検討する。検討する項目は表-1に示す。

表-1 金物及び石材の検討項目

検討事項		石材			取付金物	
		取付穴部耐力	曲げ耐力	目地幅	耐力・剛性	変形
地震力	慣性力	○	△	—	○	—
	層間変位	—	—	—	○	○
風圧		○	○	—	○	—
自重		○	○	—	○	—

ただし、○ は検討必要項目 — は検討対象外

(3) 振動解析

建物の層間地震慣性力，層間変位などを求めるには固有値解析を行うべきである。式の(1)のような多質点系振動方程式を用い，固有値解析を行うこと。

$$M\ddot{Y} + K Y = 0 \quad (1)$$

ただし、M：質量マトリックス
K：剛性マトリックス

層間地震慣性力に従って，それぞれの固有振動を持つ骨組及び外壁非骨組の層間変形量を求めた。図-8，図-9に示す。

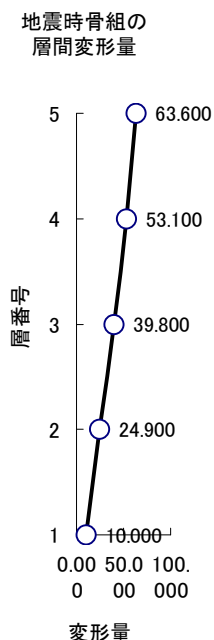


図-8 骨組の層間変形量

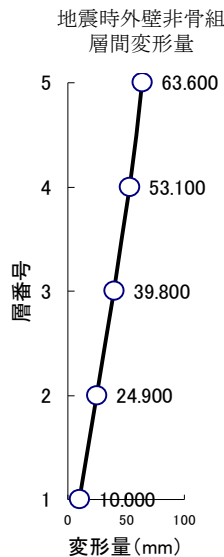


図-9 外壁非骨組の層間変形量

解析結果から骨組及外壁非骨組のそれぞれの層間変位量がほぼ一致であることが分かった。ゆえにこの鉄骨構造建物の層間変形角を求めたが、耐震基準

値の許容値の $\frac{1}{200}$ より小さいことも分かった。

図-10に示す。

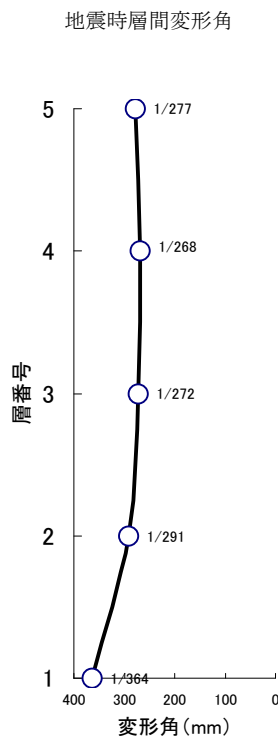


図-10 層間変形角

振動解析によると、骨組が地震慣性力に従った挙動に対して外壁非骨組がバランスがよく協調的であるので、この建物の石材外壁を支持する非骨組が骨組を追従する性能が十分整えていると思えるだろう。

(4) 耐風圧力に関する検討

耐風圧について、この建物には暴風時による風圧力の設計基準値は35kNであるが、地震慣性力の最小値38.31kNよりも小さかったため、地震時のみ検討を行うことと考えられる。

(5) 石材及び取付け金物について

外壁非骨組が変形を抵抗するに必要な靱性を持つ機構として、外壁の石材に安定とした基盤を与えたと考えられるが、建物躯体の挙動が非骨組そして金物を介して石材に伝わるため、金物まわりに応力集中し、その周辺のみ一部破損している例が見られたことを報告²⁾によると分かった。だが、石材を固定する金物の変形に対する強さが十分に取っていれば、破損をまぬがれることができる²⁾ことで、金物に対する検討も行う。

この時の金物は単質点系モデルとして検討を行うこと。

石材に与えた最大地震慣性力は424.8Nとする、石材の曲げ強度は1.22N/mm²である。許容値の9.23N/mm²より小さかった。または、石材に与えた地震慣性力で、石材固定部の金物に発生した変形量は0.007mmで、比較てきに小さかった。変形角は1/674であるが、基準値の1/200よりはるかに小さいことで、石材固定部の金物の変形抵抗不足による落下する可能性が排除できると思われる。

以上の一連の計算で骨組、外壁非骨組、金物などには必要以上とした、変形を抵抗する性質を持っていることが分かった、震度5強の地震で石材が落下する可能性がほぼないと判断ができたと思われるが、石材の厚みは同じ構法の従来のやり方より5mm薄かったため、石材固定部の耐力試験を行う必要があると思った。

4. 試験

金物及び石材固定部の破壊試験を行った。試験に供するモデルは石材：250×250×25mmである。

図-9に示す。

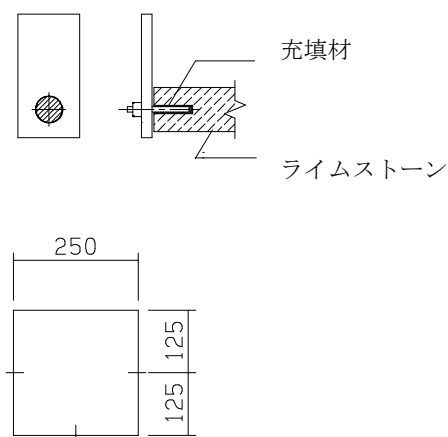
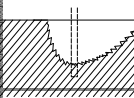
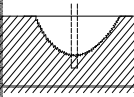
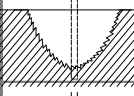
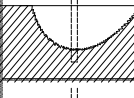
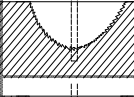
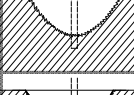
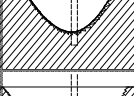
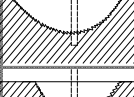
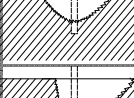
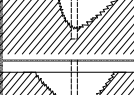


図-11 試験に用いたモデル

表-1 石材固定部耐力試験データにより抽出整理したもの

金材破壊時の最大荷重の測定及び破壊状況	W1	W2	No	最大荷重		地震力	コンジョウ破壊幅、深さ			変形量
				P(kN)	判別	(kN)	W1(mm)	W2(mm)	T(mm)	Δ(mm)
			1	1.07	>	0.425	21.0	53	28.5	0.00
			2	1.08	>	0.425	30.0	35.5	25.2	0.00
			3	1.09	>	0.425	36.1	34.8	36.5	0.00
			4	1.37	>	0.425	32.8	52	28.2	0.00
			5	1.38	>	0.425	34.5	39.8	30	0.00
			6	1.2	>	0.425	35.5	36.3	25.7	0.00
			7	1.21	>	0.425	38.2	30.5	26	0.00
			8	1.04	>	0.425	55.8	40.5	29.2	0.00
			9	1.28	>	0.425	30.3	35.5	24	0.00
			10	1.11	>	0.425	14.5	45.8	32.2	0.00
		11	0.81	>	0.425	30.2	30.5	20.5	0.00	
		12	1.11	>	0.425	25.0	35.8	21.2	0.00	
			平均	1.1	>	0.4	32.0	39.2	27.3	0.0

本試験結果による石材固定部の破壊荷重が地震慣性力より大きかった。その破壊荷重による石材のコン状破壊に対して、金物の変形量はゼロで計算結果とほぼ一致であることが分かった。

5. 結論

本検討ではこの震度5強に対して耐震強度が基準値以上持っている既存鉄骨構造5階建物における石張り乾式構法の非骨組は骨組の面内靱性に殆ど影響を与えない面外に位置付けであることで、地震慣性力に従った骨組の挙動に追従できることに大きな役割を果たしていることである。また、外壁非骨組の変形量が基準値以上に満たしていることである。その層間変形角が基準値よりはるかに小さかった。または、石材を固定する金物の変形量がほぼゼロに近いことである。石材固定部の耐震強度は約2倍以上であることこれらの要因で、震度5強の地震であった場合には、南側の外壁における乾式石張り構法によるライムストーンが落下する可能性がないと思われる。

6. 福岡西方沖地震

物件の検討終え1年後の平成17年3月20日に福岡西方沖地震で震度5強の揺れを受け、1200×600×25のライム石の石材の剥落は見られなかったが、その後に、立面のスパン両端の1階から5階までの石材以外は建替えられ、また4、5階中央部分の斜面壁は雨漏れで防水の為に湿式工法のタイルに貼り替えられたが、湿式に対しては新たな懸念を持たせることになっていると思う。

謝辞：本検討を遂行するに当たり、（有）ブリックス大坪社長、平川氏（有）O・P・W・WORKS専務中久保大介氏及び関係者の皆様そして、西川守氏、堤俊人氏に多大なご助力、及び、土木学会建設技術研究委員会「土木建設技術シンポジウム2006」の皆様にご指導をいただきました。または本検討で用いた試験データは（財）建材試験センターで実施された試験結果を整理、使用させていただきました。ここに、感謝の意を込めて、厚くお礼申し上げます。

参考文献

1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・道解説V耐震設計

- 編 平成14年3月, 2002. 3.
- 2) 全国建築石材工業会：阪神大震災における建築石張り被災調査報告書 平成7年3月, 1995年3月.
- 3) (社) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 1996年
- 4) 建築基準法：(株) 建築資料研究社, 発行, 2002年版
- 5) (社) 日本建築学会：鋼構造設計基準 1973年改定
- 6) 王, 荒牧, 古賀, 佐々木：鉄骨構造物の異常振動の計測と制振 1996年
- 7) 王, 井部, 古賀, 佐々木：非骨組部材を考慮した構造系の固有振動分析 1997年
- 8) 土木学会誌：1996-9
- 9) 志賀敏男：構造物の振動, 共立出版(株) 1976年6月
- 10) (株) フォーラムエイトUC-win/F-RAME(3D)・動的非線形解析セミナー 2005年 第3版