

論文 鉄筋コンクリート造外壁の面外破壊強度から推定される津波波力に関する検討

壁谷澤 寿一*1・福山 洋*2・奥田 泰雄*3

要旨： 構造物破壊に有効な水平津波荷重を検証することを目的として、東日本大震災による津波で面外方向に被災し、構造詳細情報が得られた鉄筋コンクリート造外壁 2 例についてヒンジメカニズムを仮定した仮想仕事法による解析的な検討を行った。津波荷重は壁面前面および背面における浸水深に基づいた静水圧荷重を仮定し、開口に応じた波力低減効果を考慮した。ヒンジ位置および曲げ終局強度についてはトランシットによる計測結果および構造図面に基づいて検討した。本検討結果から壁面前面および背面で計測された浸水深と部材破壊耐力相当時の浸水深が良好な対応関係にあることを示した。

キーワード： 東日本大震災, 津波, 鉄筋コンクリート造建築物, 面外破壊, 浸水深

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では東北地方沿岸部を中心として浸水深 10m を超える津波が発生し、鉄筋コンクリート造建築物においても津波による構造被害が確認されている¹⁾²⁾。平成 23 年度 建築基準整備促進事業では津波で被災した鉄筋コンクリート構造物および建築物を検討対象として津波荷重の推定を行っている³⁾。国土交通省では倒壊・転倒した構造物と残存した構造物の耐力推定値と計測浸水深の関係について調査し、構造物に作用した津波荷重の上限推定値について取りまとめた⁴⁾。

しかしながら、(1)倒壊・転倒した建築物における津波が越流した効果、(2)転倒崩壊形式の構造物には浮力や揚力の多寡、(3)構造物背面での波力作用状況等については安全側に評価されており、一部の構造物では計測された浸水深相当の静水圧荷重よりも低い水平耐力が見込まれる場合であっても残留している事例が確認されている。そこで、本研究では越流や浮力の影響が小さく、計算強度が作用した水平波力に直接対応しうる鉄筋コンクリート造外壁の面外曲げ破壊の被害 2 例について検討し、ヒンジメカニズム時の耐力から津波荷重を推定した。

わたり、破壊した外壁面は幅 20 m×高さ 11.7 m であった。津波作用構面外壁の開口率は 0.02 であり、開口による津波荷重の低減はほぼ無かったと考えられる。



写真-1 被災建築物 A 外観（点線は痕跡最大高さ）



写真-2 被災建築物 A 内部（点線は痕跡最大高さ）

2. 被災建築物 A

2.1 被災建築物 A の被害状況

建築物 A は宮城県宮城野区に所在する鉄筋コンクリート造 2 階建ての耐力壁付きラーメン構造であり(写真-1)、1965 年に建設されている。東日本大震災により生じた津波により外壁および付帯する柱・梁に面外曲げ変形が生じている。外壁が変形した区画は 2 階床が無く、屋上階はりまで吹抜けとなっており(写真-2)、桁行 4 スパンに

*1 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 博士(工学) (正会員)

*2 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 工博 (正会員)

*3 国土交通省 国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター 工博 (非会員)

被害状況から柱脚・壁脚の柱主筋・壁縦筋はすべて降伏し、破壊面端部の柱に接続する桁行梁主筋および壁横筋も面外に降伏していると推定される。一方、柱頭・壁頭では屋上階張間梁下端において主筋が露出しており、梁下端ではコンクリート圧壊が生じている。当該建築物に残留する津波痕跡高さは建築物前面で 10.5 m、建築物西側面で 6.78 m⁵⁾であった。一方、建築物内部に残留する浸水痕跡の最大高さは 5 m であった(写真-2)。津波は建築物東側 350m 程度に位置する海岸線から来襲し、低い防潮堤と防潮林を挟んでいるが、周辺に遮蔽するような構造物はなく、非常に速い流速で津波が建築物に衝突したと考えられる。

2.2 外壁フレームメカニズム形成時の内力の仕事量

本検討では壁板に破壊面を仮定し、外壁フレームがメカニズムを形成した時の水平耐力を仮想仕事法により算定した。外壁が面外変形している部分は桁行 4 スパンであり、屋上階張間梁下端(H₀=11.7 m)が圧壊していた。トランシットを使用した壁板の面外変形分布から、最も陥没している部分は両端柱から 7.5m 内側(b=7.5 m)、2 階桁行梁高さ(H₁=H₂=4.5 m)の位置であった。そこで、本外壁では図-3 に示すような破壊面を仮定した。

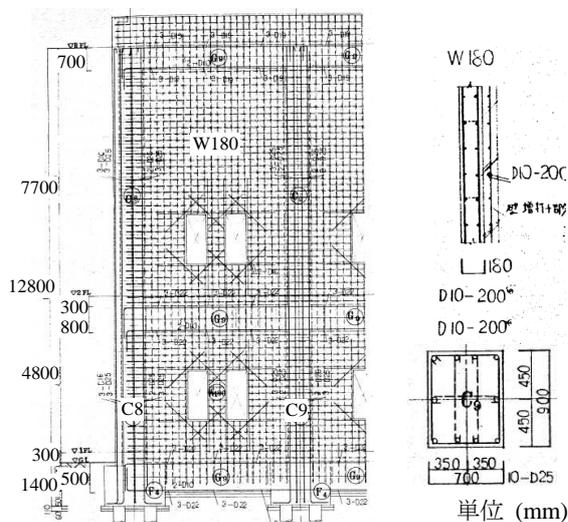


図-1 被災した外壁構成部材の配筋図 (建築物 A)

曲げヒンジにおける曲げ終局強度 M_u は壁、梁およびスラブについては式(1)、柱については式(2)により算定した。柱は断面が 700×900 mm、引張鉄筋は 4-D25 (SD345) である。柱 1 本当りに作用する軸力 N は屋上階床の単位面積重量を 13 kN/m² として算定し、228 kN と仮定した。また、コンクリート圧縮強度は設計基準強度 18 N/mm² としている。壁頭で圧壊した直交梁部材は断面が 400×800 mm、上端主筋は 5-D25 (SD345) である。またスラブ筋(SD295)については上端筋および下端筋とも D10@250

で配筋されており、構面当たり 22 本×4 スパンであった。曲げ耐力算定時にはスラブ下端筋は考慮していない。スラブ厚は 120 mm であり、上端筋のかぶり厚は 40 mm とした。桁行梁部材は断面が 400×800 mm、面外曲げを考慮したときの引張主筋は 2-D22 (SD345) である。

壁縦筋(SD295)は構面当たり D10 が 22 本あるが、開口部の縦筋(2 穴開口では 7 本、1 穴開口では 3 本)は曲げ耐力に寄与しないものとし、破壊面における有効な鉄筋本数は 68 本としている。壁横筋(SD295)は縦筋と同様に開口部を無視すると、D10 が 40 本(1 階 12 本、2 階 28 本)が有効であるとした。また、壁断面は元々厚さ 180 mm であるが、面外方向に 120 mm 増打ちされており、面外方向には壁縦筋が 3 本配筋されている(図-1 参照)。かぶり厚さは不明であるがここでは 50 mm と仮定している。

本検討では柱梁部材に付帯する壁断面およびスラブ断面は全幅有効とし、曲げ強度に対する寄与を最も大きく評価した。また、図-2 に示すように付帯断面は偏心接合しているため、外側引張となるヒンジと外側圧縮となるヒンジで異なる曲げ耐力を適用した。各ヒンジにおいて部材断面から算定される曲げ耐力を表-1 に示す。

$$M_{u1} = 0.9a_s\sigma_y d \quad (1)$$

$$M_{u2} = 0.8a_s\sigma_y D + 0.5ND(1 - N/BDf_c) \quad (2)$$

ここで、 M_{u1} : 壁筋、梁主筋、スラブ筋等の引張降伏による曲げ終局強度(Nmm)、 M_{u2} : 柱主筋の引張降伏による曲げ終局強度(Nmm)、 a_s : 引張鉄筋断面積(mm²)、 σ_y : 引張鉄筋降伏強度(N/mm²)、 d : 有効せい(mm)、 D : 柱せい(mm)、 B : 柱幅(mm)、 N : 軸力(N)、 f_c : コンクリート強度(N/mm²)とする。

表-1 曲げヒンジに関する詳細 (建築物 A)

位置	記号	数	部材断面(mm)	強度 (kNm)
柱	M _C	3	700×900 (10-D25)	1965
直交梁	M _{LB}	3	400×800 (8-D25)	1947
桁行梁	M _{TB}	1	400×800 (6-D22)	93
壁縦筋	M _{LW1}	4	1 構面 17-D10 (開口部分を除く)	3215 (壁引張)
	M _{LW2}			595 (壁圧縮)
壁横筋	M _{TW1}	1	12+28-D10 (開口部分を除く)	683 (壁引張)
	M _{TW2}			350 (壁圧縮)
スラブ	M _{slab}	1	1 構面 22-D10 (下端筋を除く)	1319 (スラブ引張)

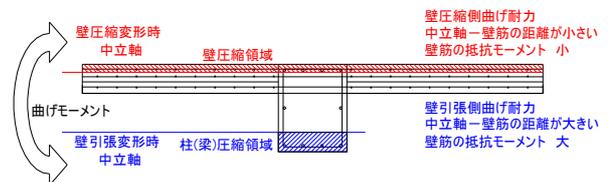


図-2 付帯断面を有する部材の面外曲げ強度の算定

図-3 に示した破壊面を仮定し、柱上端の塑性回転角を θ とすると、外壁が面外破壊メカニズム形成時の内力による仕事量 W_0 は式(3)により算定される。

$$W_0 = (M_{LB} + M_{slab})\theta + (M_c + M_{LW1}) \frac{(H_0 - H_1)}{H_1} \theta \quad (3)$$

$$+ (M_c + M_{LW2}) \frac{H_0}{H_1} \theta + 2(M_{TB} + M_{TW1}) \frac{(H_0 - H_1)}{b} \theta$$

$$+ 2(M_{TB} + M_{TW2}) \frac{(H_0 - H_1)}{b} \theta$$

2.3 外壁前面の片側静水圧を考慮した外力仕事

津波外力による仕事量を算定した。ここでは内力と同じ仕事を与える浸水深 h_f 片側静水圧分布を仮定した。水の単位体積重量 ρg は 9.8 kN/m^3 とした。津波外力による仕事量は各点での波圧と水平変形の積を累加することで算定した。最も陥没した中央部分では3ヒンジによるメカニズムを仮定し、外力による仕事量は式(4)における W_1 で表される。それ以外の両端の壁断面では4ヒンジによるメカニズムを仮定し、外力による仕事量は式(5)における W_2 で表される。これらの総和による津波外力による全仕事量が内力の仕事量と等しくなる浸水深 h_f は 8.20m となる。

建築物前面で計測された浸水深は堰上げ高さを含んでいるため、津波ハザードマップに示される設計用浸水深(建築物が無い状態における通過波の浸水深)は建築物側面または背面で計測された値に対応している。したがって、耐力相当の片側静水圧を与える浸水深に対する通過波浸水深の割合(水深係数 a)は 1.21 となる。

本建築物では継続時間の長い津波荷重に対して(1)柱脚部の鉄筋露出や(2)鉄筋の破断が確認されなかったことを考えると、概ね耐力相当の外力しか作用しなかった

と判断され、建築物前面で計測された浸水深に相当する波圧が作用した時点では壁背面はすでに浸水していたと考えられる。

$$W_1 = \int_0^{H_0 - h_f} \left[\int_{H_0 - h_f}^{H_0 - H_1} (\rho g (z - (H_0 - h_f)) \times \theta) dz + \int_{H_0 - H_2}^{H_0} (\rho g (z - (H_0 - h_f))) \times (H_0 - z) \frac{(H_0 - H_1)}{H_2} \theta dz \right] dy \quad (4)$$

$$W_2 = 2 \int_0^b \left[\int_{H_0 - h_f}^{H_0 - H_1} (\rho g (z - (H_0 - h_f)) \theta) dz + \int_{H_0 - H_2}^{H_0 - H_1} (\rho g (z - (H_0 - h_f))) (H_0 - H_1) \frac{z}{b} \theta dz + \int_{H_0 - H_2}^{H_0} (\rho g (z - (H_0 - h_f))) (H_0 - z) \frac{(H_0 - H_1)}{H_2} \theta dz \right] dy \quad (5)$$

ここで、 ρg :水の単位体積重量 (kN/m^3)、 h_f : 建築物前面における浸水深(m)、 H_0 : 桁行梁下端高さ(m)、 H_1 : 中央部分(最も陥没した部分)での上部ヒンジ高さ(m)、 H_2 : 中央部分での下部ヒンジ高さ(建築物 A では $H_1=H_2$) (m)、 B : 破壊面の幅(m)、 b : 破壊面端部から中央部分までの幅(m)とする。

2.4 壁背面の浸水深相当の静水圧を考慮した外力仕事

被害調査では写真-2 に示すように建築物内部に浸水痕跡($h_b=5.0 \text{ m}$)が確認された。そこで、建築物前面の波力に加えて外壁の背面からも静水圧が作用すると仮定し、津波外力による仕事量を再計算した。中央部分では外力による仕事量は式(6)における W_1 で表される。一方、それ以外の両端の壁断面では外力による仕事量は式(7)における W_2 で表される。これらの総和による津波外力による全仕事量が内力の仕事量と等しくなる浸水深 h_f は 10.4m となり、耐力相当時の静水圧浸水深に対する通過波浸水深の割合(水深係数 a)は 1.48 となる。また、耐力相当の静水圧を与える浸水深は建築物前面で計測された最大浸水深(10.5m)とほぼ一致している。

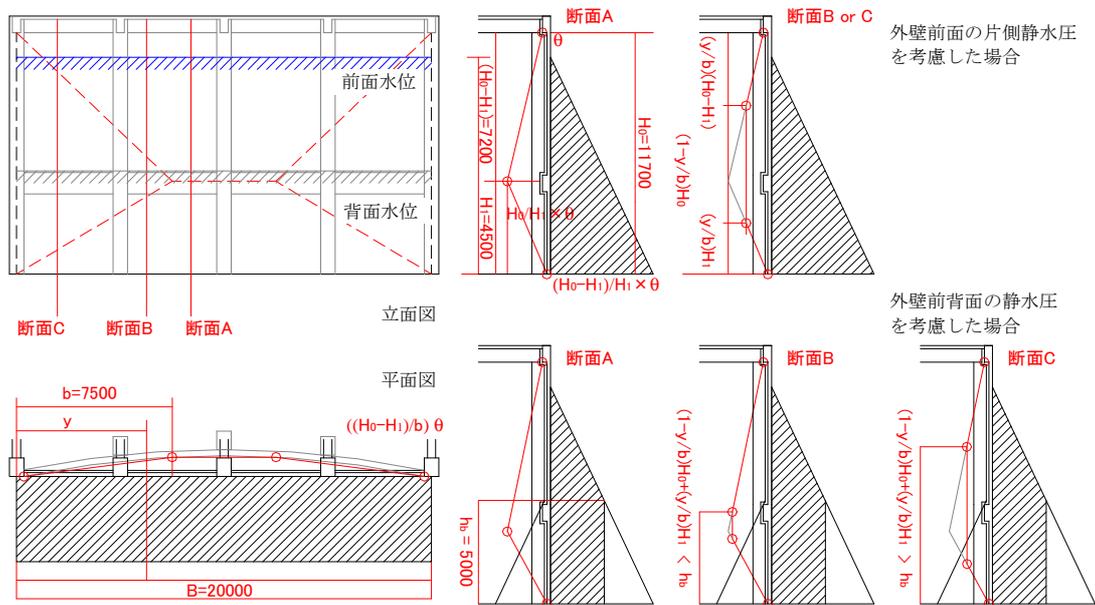


図-3 外壁の面外破壊メカニズムと津波波圧分布 (建築物 A) (単位 mm)

$$W_1 = \int_0^{B-2b} \left\{ \begin{array}{l} \int_{H_0-h_f}^{H_0-h_b} (\rho g(z - (H_0 - h_f)) \times \theta z) dz \\ + \int_{H_0-h_b}^{H_0-H_1} (\rho g(h_f - h_b) \times \theta z) dz \\ + \int_{H_0-H_2}^{H_0} (\rho g(h_f - h_b) \times (H_0 - z) \frac{(H_0 - H_1)}{H_2} \theta z) dz \end{array} \right\} dy \quad (6)$$

$$W_2 = 2 \int_0^{\frac{(H_0-h_b)_b}{(H_0-H_1)}} \left\{ \begin{array}{l} \int_{H_0-h_f}^{H_0-H_1} (\rho g(z - (H_0 - h_f)) \theta z) dz \\ + \int_{(H_0-H_1)_b}^{(H_0-h_b)_b} (\rho g(z - (H_0 - h_f)) (H_0 - H_1) \frac{y}{b} \theta) dz \\ + \int_{(H_0-h_b)_b}^{(H_0-H_2)_b} (\rho g(h_b - h_f) (H_0 - H_1) \frac{y}{b} \theta) dz \\ + \int_{(H_0-H_2)_b}^{H_0} (\rho g(h_b - h_f) (H_0 - z) \frac{(H_0 - H_1)}{H_2} \theta) dz \end{array} \right\} dy$$

$$+ 2 \int_{\frac{(H_0-h_b)_b}{(H_0-H_1)}}^b \left\{ \begin{array}{l} \int_{H_0-h_f}^{(H_0-h_b)_b} (\rho g(z - (H_0 - h_f)) \theta z) dz \\ + \int_{(H_0-h_b)_b}^{(H_0-H_1)_b} (\rho g(h_b - h_f) \theta z) dz \\ + \int_{(H_0-H_1)_b}^{(H_0-h_b)_b} (\rho g(h_b - h_f) (H_0 - H_1) \frac{y}{b} \theta) dz \\ + \int_{(H_0-H_2)_b}^{H_0} (\rho g(h_b - h_f) (H_0 - z) \frac{(H_0 - H_1)}{H_2} \theta) dz \end{array} \right\} dy \quad (7)$$

3. 被災建築物 B

3.1 被災建築物 B の被害状況

建築物 B は建築物 A と同敷地内における建築物であり、平屋の鉄筋コンクリート造建築物であり、1972 年に建設されている。津波荷重により建築物 A と同様に外壁の面外破壊が確認された。外壁には開口を有しているが、被災した構面の外壁周辺には津波来襲方向から漂流したと思われる樹木等が散乱しており、開口部分に堆積することによって堰き止め力が作用したと考えられる。

本建築物では同じ外形・配筋を有する外壁が津波来襲方向に対して直交した 7 構面が連なっているが、外壁の被災度には違いが見られた。第 4, 5 構面については開口周りを中心としてコンクリート脱落、壁筋破断が生じているが、その他の構面については周辺部分にコンクリートひび割れのみが確認されている(写真-3)。建築物内部における浸水痕跡高さにはほとんど差異が見られなかったため、これらの被害の差異については前述した漂流物の堰き止め効果により現れたと推察され、作用した津波波力と壁板の面外破壊耐力は概ね同程度であったと考えられる。

当該建築物に残留する地盤面からの津波痕跡高さは建築物南側面において 6.90 m, 9.07⁵⁾ m であり、1 階床高さは地盤面から 0.50m の位置にある。また、これらの建築物前面における浸水痕跡高さについては開口を有する構面で確認されたものではないことに留意する必要がある。開口構面では堰上げ高さが部分的に低下している可能性も考えられる。建築物内部に残留する浸水痕跡高さは建築物北側に設置された両開き鋼製扉の天端高さとして一致しており、1 階床から 4.00 m であった(写真-4)。建築物 B は建築物 A に比べて海岸線から 150m 程度陸側に位置するため計測された浸水深が低くなっている。津波に

より構造被害を受けた外壁構面は柱間距離が 6 m, 1 階床から直交梁下端までの高さは 7.7 m であった。



写真-3 被災建築物 B 外観



写真-4 被災建築物 B 内部 (点線は痕跡最大高さ)

3.2 外壁メカニズム形成時の内力の仕事量

本建築物においても壁板に破壊面を仮定し、メカニズムを形成時の水平耐力を仮想仕事法により算定した。破壊面の上部コンクリートひび割れは直交梁下端高さ ($H_0=7.7\text{m}$)、底部は 1 階壁脚部に確認された。破壊面両端部のひび割れは柱際からやや離れた位置に生じていた。本外壁は柱付近で壁厚が徐々に増加する形状であり、柱芯から 1.3 m 以上離れた位置から一定となっていた。壁厚が最も薄い部分は 1 構面当たり幅 3.4m であり、これは破壊面端部のひび割れ発生位置と概ね一致していた ($B=3.4\text{m}$)。破壊面は高さ 2m, 幅 1m の開口部が最も陥没している。破壊面端部から開口部分までの幅は 1.2m ($b=1.2\text{m}$)、開口の下端高さは 1.5m ($H_2=1.5\text{m}$)、天端高さは 3.5m ($H_1=3.5\text{m}$) である。破壊した 2 構面では開口隅角部から斜め方向のひび割れが生じていた。そこで、開口隅角部と破壊面外周隅角部に破壊線を仮定し、本外壁では図-5 に示すような破壊面を仮定した。

構造計算上の外壁壁厚は最も薄い部分で 150mm であった。壁縦筋(SR295)は破壊面の上部および底部においてそれぞれに 11 本あるが、開口側のヒンジでは開口部の鉄

筋が曲げ耐力に寄与しないため7本が有効となる。同様に壁横筋(SR295)については破壊面両端でそれぞれ31本あるが、開口側のヒンジでは23本が有効となる。壁筋は千鳥配筋となっており、引張鉄筋位置は壁断面中央(有効せい75mm)とした。また、外壁は建築物内側方向にコンクリート増打ち(100mm)されており、外側引張となる破壊面外周の曲げヒンジでは有効せいを175mmとした。

表-2 曲げヒンジに関する詳細 (建築物B)

位置	記号	有効本数	部材断面	強度 (kNm)
壁縦筋	M _{VT}	11	φ9@250mm	37.0 (外側引張)
	M _{VC}	7	千鳥	10.1 (外側圧縮)
壁横筋	M _{HT}	31	φ9@250mm	104.3 (外側引張)
	M _{HC}	23	千鳥	33.2 (外側圧縮)
開口補強筋	M _D	5	縦横 2D13	14.8
		5	斜め 1D13	

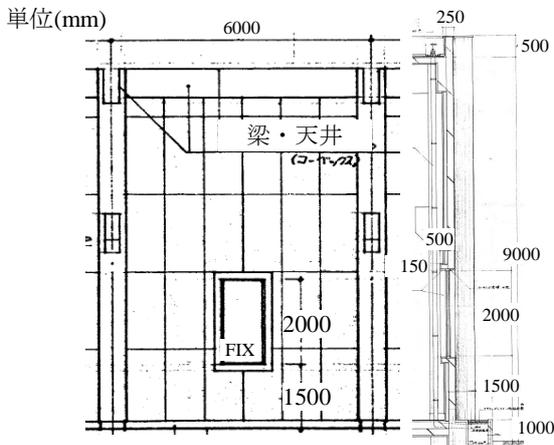


図-4 被災した外壁立面図および断面図 (建築物B)

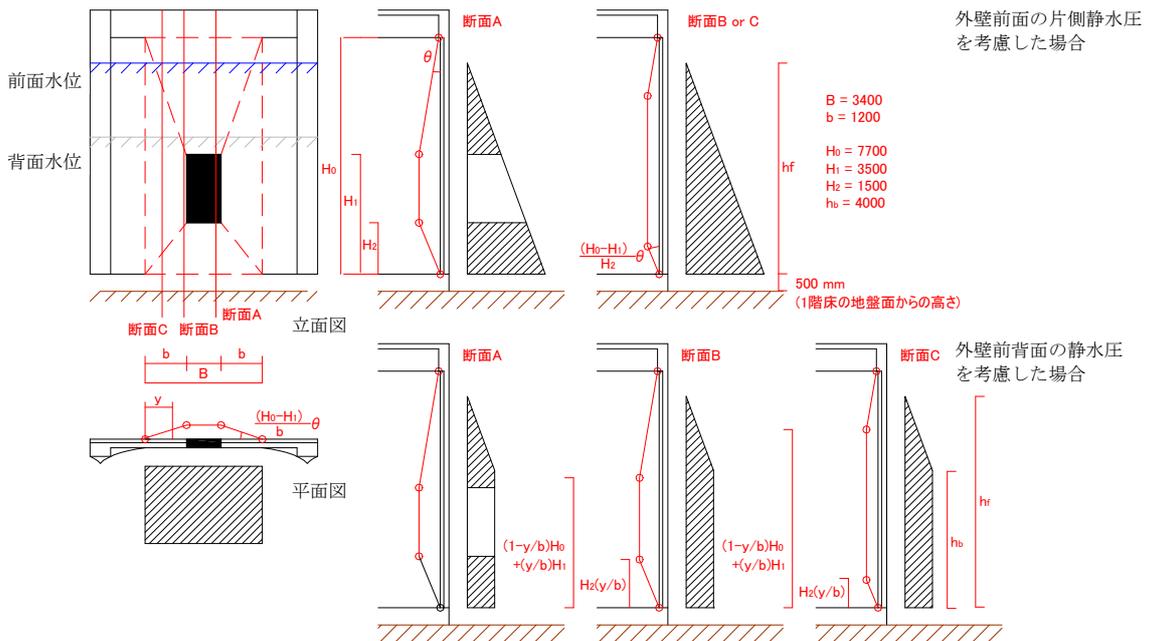


図-5 外壁の面外破壊メカニズムと津波波圧分布 (建築物B) (単位 mm)

開口部では縦横および斜め方向に開口補強筋(2-D13)が配されているため、開口側のヒンジの曲げ終局強度に加算している。斜め方向の開口補強筋については縦および横方向にそれぞれ0.5倍有効とした。各ヒンジにおいて部材断面から算定される曲げ耐力を表-2に示す。

建築物Bの外壁については壁板にのみ曲げヒンジが形成されているため、ヒンジの曲げ終局強度にパンチングシヤが影響しうる。津波荷重は波圧分布が三角形分布となるため破壊面外周でせん断負担が異なると考えられるが、本検討では略算的に破壊面外周のコンクリート直接せん断耐力に対する津波水平波力の比率分だけヒンジの曲げ終局耐力Mを低減させた。コンクリート直接せん断耐力はRC規準⁶⁾に準じて式(10)を用いた。コンクリート強度は設計基準強度(18 N/mm²)を仮定した。コンクリート直接せん断耐力に対する津波波力の比率は建築物高さ相当の片側静水圧を仮定した場合でも0.07程度であり、パンチングシヤの曲げ耐力への影響は小さかった。

$$M = \left(1 - \frac{Q_t}{\tau_u A_w}\right) M_0 \quad (8)$$

$$Q_t = \int \rho g (h_f - z) B dz \quad (9)$$

$$\tau_u = 0.335 \sqrt{\sigma_b} \quad (10)$$

ここで、M: パンチングシヤを考慮した時の終局曲げ強度 (kNm), M₀: モーメントのみが伝達したときの終局曲げ強度 (kNm), Q_t: 津波波力 (N), τ_u: コンクリート直接せん断強度 (N), A_w: コンクリート破壊面外周部の壁断面積 (mm²), σ_b: コンクリート強度 (N/mm²)とする。

図-5 に示した破壊面を仮定し、壁頭の塑性回転角を θ とすると、外壁が面外破壊メカニズム形成時の内力による仕事量 W_0 は式(11)により算定される。

$$W_0 = \left(1 + \frac{H_0 - H_1}{H_2}\right) \theta \{ (M_{VT} + M_{VC}) + M_{VD} / 2 \} + \frac{H_0 - H_1}{b} \theta \{ (M_{HT} + M_{HC}) + M_{HD} / 2 \} \quad (11)$$

3.3 壁前面の浸水深相当の静水圧を考慮した外力仕事

津波外力による仕事量を算定した。ここでは内力と同じ仕事を与える浸水深 h_f の片側静水圧分布を仮定した。津波外力による仕事量は各点での波圧と水平変形の積を累加することで算定した。開口部を横切る断面では開口高さ部分の波圧を無視し、壁頭壁脚および開口上下端の4ヒンジによるメカニズムを仮定し、外力による仕事量は式(4)における W_1 で表される。一方、開口を横切らない断面では開口上下端ではなく、開口隅角部と破壊面隅角部の交線上にヒンジが生じるため、外力による仕事量は式(5)における W_2 で表される。これらの総和による津波外力による全仕事量が内力の仕事量と等しくなる浸水深 h_f は 5.20m となる。本建築物における通過波浸水深は建築物南側面において確認された痕跡高さに相当し、1階床上からの高さは 6.40m であり、耐力相当時の静水圧浸水深に対する通過波浸水深の割合(水深係数 a)は 0.81 となる。耐力時相当の静水圧荷重を与える浸水深は建築物背面で確認された津波痕跡高さよりも低く、最大浸水時には建築物内部がすでに浸水していたと考えられる。

3.4 壁背面の浸水深相当の静水圧を考慮した外力仕事

被害調査では写真-4 に示すように建築物内部に浸水痕跡($h_b=4.0$ m)が確認された。そこで、津波波力に加えて外壁の背面からも静水圧が作用すると仮定し、津波外力による仕事量を再計算した。ヒンジメカニズムは前項と同様であるが、建築物内部の浸水深以下の高さでは壁前面と背面の波圧が相殺され、波圧が等分布となる。また、開口を横切らない断面では建築物内部の浸水深とヒンジ発生高さの大小関係により場合分けされ、外力による仕事量は式(7)における W_2 で表される。これらの総和による津波外力による全仕事量が内力の仕事量と等しくなる浸水深 h_f は 6.50m となる。耐力相当の静水圧を与える浸水深に対する通過波浸水深の割合(水深係数 a)は 1.01 となる。本建築物では有開口壁における堰上げ高さを含んだ建築物前面での浸水深は不明であるが、少なくとも建築物における浸水深相当の静水圧を壁背面に仮定した場合、建築物側面で確認された浸水深と耐力相当の静水圧を与える浸水深は整合する。

4. まとめ

本検討では東日本大震災による津波によって面外破壊した鉄筋コンクリート造外壁2例について、メカニズム時の崩壊荷重から作用した津波荷重の推定を行い、以下の結論が得られた。

- 1) 津波で面外破壊した鉄筋コンクリート造外壁2例について建築物前面で計測された浸水痕跡高さは耐力相当の静水圧を与える浸水深より高い位置にあったため、最大浸水時には建築物内部が浸水していたと考えられる。
- 2) 建築物内部の痕跡高さから推定される静水圧荷重を外壁背面に作用すると仮定していた場合、建築物Aでは建築物前面で計測された浸水痕跡高さ、建築物Bでは建築物背面で計測された浸水痕跡高さ相当の静水圧荷重が建築物前面で作用した時に内力と外力の仕事量が釣り合った。
- 3) 建築物Bの外壁については壁厚が破壊面幅方向に一定でなかったため、曲げヒンジが柱際から離れた位置に生じたと考えられる。また、津波波力によるパンチングシヤが壁板の面外曲げ終局強度に与える影響は少なかった。

謝辞

本研究は国土交通省国土技術政策総合研究所および独立行政法人建築研究所の津波現地調査結果に基づいて実施された。関係各位に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，独立行政法人 建築研究所：平成 23 年(2011 年) 東北地方太平洋沖地震 調査研究(速報)，国土技術政策総合研究所資料 No.636/建築研究資料 No.132，2011.5
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，独立行政法人 建築研究所：平成 23 年(2011 年) 東北地方太平洋沖地震 調査研究報告，国土技術政策総合研究所資料 No.674/建築研究資料 No.136，2012.3
- 3) 東京大学 生産研究所：平成 23 年度 建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」中間報告書Ⅱ，2011.11
- 4) 国土交通省：津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る技術的助言，2012.11
- 5) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ：計測データ，2011.9 URL: <http://www.coastal.jp/ttjt>
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2