

1. 目的

「高耐久 RC 建築を目的とした高強度 RC 部材の可能性と優位性(その 1) 」(以下「その 1」)の結果を受け、本論では 2 次設計における高強度材料の利点・欠点を明らかにすることを目的とする。

2. 設計方針概要

1) 材料強度

材料強度は、実降伏点強度が規格降伏点強度を上回ることを考慮して下記の値を用いる。

鉄筋:SD390 (D10 以上) $y = 1.1 \times 390 = 429\text{N/mm}^2$
 コンクリート: F_c60 $F_c = 60\text{N/mm}^2$

2) メカニズム状態の設定

メカニズム状態の検討は柱と梁の曲げ終局モーメントの比較を行い、値の小さい方にヒンジができると想定して曲げモーメントの振り分けを行う。柱・梁の接点での曲げ終局モーメントの振り分けは下記のように行う。

)柱にヒンジを生じる節点では、その曲げ終局モーメントを左右の梁に 2 等分する。

)梁にヒンジを生じる節点では、その曲げ終局モーメントを上下の柱に表 - 1 の分配率によって配分する。

)分配した曲げ終局モーメントが一方の部材端で曲げ終局モーメントを超過するときは、超過分を他方の部材端に加える。

表 - 1 曲げモーメントの分配率

階	位置	一次設計用 層せん断力 Q(kN)	階高 h(mm)	反曲点高比 ¹⁾ (1-y)上 (y)下	Qh(1-y) Qhy (kNm)	分配率
3	柱脚	1330	3550	0.45	2124	0.374▶0.40
2	柱頭	2210	3575	0.45	3556	0.626▶0.60
	柱脚			0.55	4346	0.494▶0.50
1	柱頭	2908	3825	0.40	4449	0.506▶0.50

[注] 1)各階の反曲点高さ比の代表値として 3 階: $y = 0.45$,
 2 階: $y = 0.55$, 1 階: $y = 0.60$ とした。

3) 耐震壁の保有水平耐力の算定方針

)壁の水平力分布は 1 次設計用せん断力分布から表 - 2 のように等分布とする。

)壁に連続する面内境界梁 G_{10} および直交境界梁 G_4 は曲げ終局状態にあるものと仮定する。

ただし、それらの梁のせん断力の総和(基礎梁を含む)が隣接する柱の長期軸方向力(基礎自重を含む)を超えないことを確認する。直交する梁 G_5 には部材角が生じないので境界梁とは見なさない。

)壁の保有水平耐力は 1 階壁脚部の曲げ降伏、1 階壁のせん断破壊、基礎梁の回転で決まる水平力を比較し、その最小のものに基づいて定める。

表 - 2 耐震壁の外力分布

階	Qi (kN)	Pi (kN)	Pi/P ₃
3	542	542	1.00 → 1.00
2	1214	672	1.24 → 1.00
1	1715	502	0.93 → 1.00

4) 目標とする保有水平耐力の算定

構造特性係数 D_s はすべての部材を靱性のランク で設計することを目標にして

$$x \text{ 方向 } D_s = 0.30 \quad y \text{ 方向 } D_s = 0.35$$

とし保有水平耐力の検定を行い、部材がランク の条件に合致することを確認する。

3. 梁・柱の曲げ終局モーメントと終局時節点モーメントの算出

1) 梁の終局曲げモーメントの計算式は下式を用いる^[3]。

$$M_u = 0.9 (a_t \ y) d$$

2) 柱の終局曲げモーメントの計算式は下式を用いる^[3]。

$$M_u = 0.8(a_t \ y) D + 0.5ND(1 - N/(bDF_c))$$

1), 2) ととも計算過程は紙数の関係し省略する。図 - 2 に全ラーメンに関して計算した節点モーメントを示す。

4. 耐震壁の保有水平耐力

1) 壁に作用する外力(表 - 3)

P_i : 各階に作用する水平外力 $P_i = P(i = 1, 2, 3)$

M_{Li}, M_{Ri} : 左右の境界梁から作用する降伏モーメント

Q_{Li}, Q_{Ri} : 左右の境界梁から作用するせん断力

Q_{TLi}, Q_{TRi} : 左右の直交梁(有効なものに限る)から作用するせん断力。本例では一方(G_4)のみを考慮する。

N_L, N_R : 1 階柱の長期軸方向力

N_L, N_R : 基礎梁、基礎、埋め戻し土の重量、その他浮き上がりに抵抗する力の和

	G ₁		G ₂		G ₂		G ₂		G ₁		
	(102)	495	(102)	502	(102)	502	(102)	502	(73)	315	
256	212	310	212	310	212	310	212	310	205	309	
(144)	[-102]	(175)	[0]	(175)	[0]	(175)	[0]	(175)	[29]	(174)	[73]
260	256	(102) 502	310	(102) 502	310	(102) 502	310	(102) 502	310	(102) 502	309
260	212	367	212	367	212	367	212	367	212	374	
(146)	[-204]	(206)	[0]	(206)	[0]	(206)	[0]	(206)	[29]	(210)	[175]
260	262	(123) 530	370	(108) 530	370	(108) 530	370	(108) 530	370	(108) 534	378
260	327	424	224	424	224	424	224	424	224	442	
(141)	[-327]	(230)	[15]	(230)	[0]	(230)	[0]	(230)	[29]	(239)	[283]
	278	(164) 573	454	(164) 573	454	(164) 573	454	(164) 573	454	(164) 573	472
	573		573		573		573		573		
	X ₀		X ₁		X ₂		X ₃		X ₄		X ₅

(単位:kNm および kN) ()内はせん断力、[]内は柱の軸力を示す。

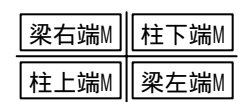


図 - 2 柱・梁の終局時節点曲げモーメント²⁾ Y₀, Y₃ ラーメン

柱の軸方向力および付加軸方向力は下記の通りである。

1 階柱の長期軸方向力 $N_L = N_R = 1007\text{kN}$
 基礎上端までの重量 $1130 - 1007 = 123\text{kN}$
 基礎埋め戻し土 $20 \times 3300 \times 3300 \times 1500 \times 10^{-9} = 327\text{kN}$
 計 $N_{L+} = N_L + N_R + N_R = 1457\text{kN}$

表 - 3 壁に作用する外力(Y 方向加力時)

部材	G ₁₀ (Y ₀ ~Y ₁)		G ₄ (X ₁ ~X ₂)		G ₁₀ (Y ₂ ~Y ₃)		壁心でのモーメント (kNm) ₄₎	梁からの付加軸力 (kN) ₅₎
	M _L (kNm)	Q _L (kN)	Q _{TL} (kN)	Q _{TR} (kN)	Q _R (kN)	M _R (kNm)		
3	412	109	103	118	79	174	1711	16
2	420	109	125	125	109	181	1892	0
1	544	152	133	133	136	285	2352	17
F	864	218	164	164	257	864	3935	-39
3~1計	1376		733		699	640	5954	33
3~F計	2241		1114		1120	1504	9890	-6

[注] 3) X₂, X₃ ラーメンの崩壊モードより求めた

4) $M = M_L + M_R + (Q_L + Q_{TL} + Q_{TR} + Q_R) \times L_w / 2$

5) $N' = Q_L + Q_{TL} - Q_{TR} - Q_R$

2) 1 階壁脚部の曲げ降伏モーメントで決まる水平力

耐震壁の曲げ終局モーメントは下式を用いる^[3]。

$$M_{wu} = a_t \cdot y L_w + 0.5 a_w \cdot w_y L_w + 0.5 N L_w$$

外力とのつり合いをスパンの中央の耐震壁の軸線上の 1 階脚部でとり算定した。

3) 1 階壁のせん断終局強度

耐震壁のせん断強度は下式を用いる^[3]。

$$Q_{wsu} = \left[\frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (QD) + 0.12} + 0.85 \sqrt{(\sigma_{wh} \cdot P_{wh})} + 0.1 \sigma_0 \right] b_e \cdot j$$

4) 壁基礎の回転で決まる水平力

耐震壁が基礎で回転し、片側の基礎で浮き上がるときの水平力を求める。基礎での水平反力は基礎梁の重心高さ位置で取り、浮き上がり時の全軸方向力が一方の基礎で支持されることを考慮し算定した。

2), 3), 4)とも紙数の関係上、計算過程は省略する。この耐震壁の耐力は浮き上がり回転で決定され、各階の層せん断力は次の通りである。

$$Q_3 = P = 807\text{kN}, Q_2 = 2P = 1613\text{kN}, Q_1 = 3P = 2420\text{kN}$$

5 . 各ラーメンの崩壊形と崩壊時応力

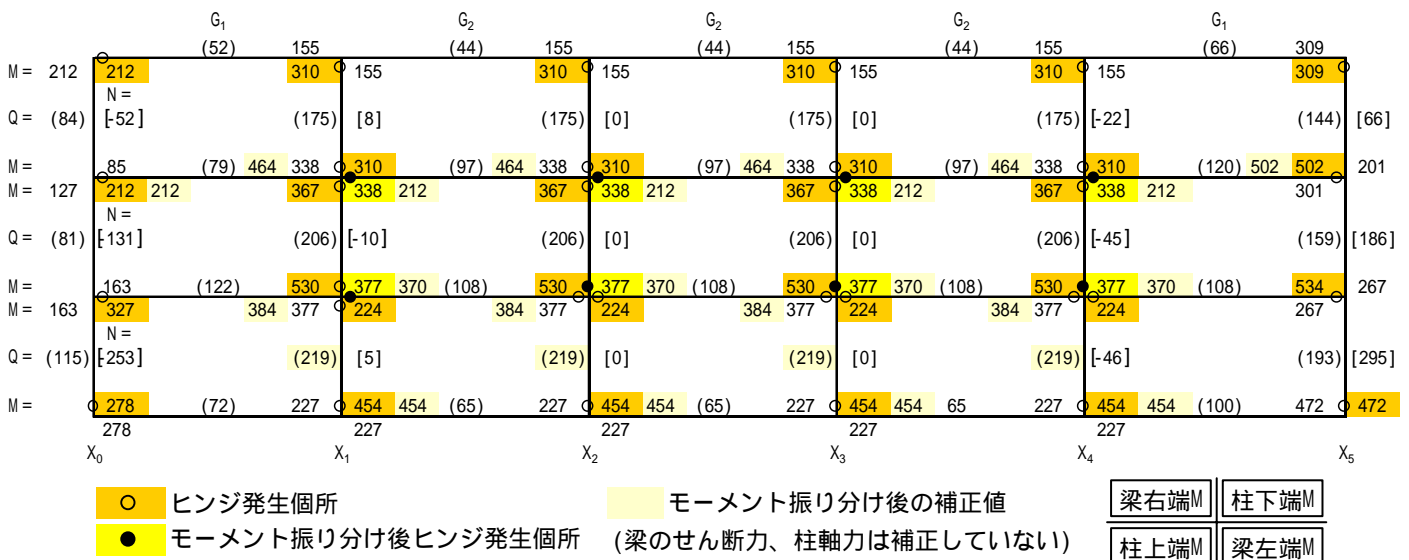
図 - 3 に各ラーメンの崩壊形と崩壊時の節点モーメントおよび柱のせん断力を示す。1 階柱脚、3 階柱頭以外に 3 階柱脚、2 階柱頭・柱脚、一部 1 階柱頭にも降伏ヒンジが発生した。

6 . 断面検定

1) 梁のせん断終局強度の検定

各ラーメンの崩壊形と崩壊時節点モーメントから、梁の両端が曲げ終局モーメントに達するときのせん断応力度を求め、コンクリートの短期許容せん断応力度以下であることを確認をする。結果、すべての梁で曲げ降伏先行型であった。

[注] 2) 紙数の関係上 1 ラーメンのみ示す



(単位: kNm および kN) ()内はせん断力、[]内は柱の軸力を示す。
 図 - 3 各ラーメンの崩壊形と崩壊時節点モーメント²⁾ Y₀, Y₃ ラーメン

2) 梁の付着の検定

梁崩壊型を想定しているので梁の終局曲げモーメントに対して検討した。主筋の終局付着強度は「鉄筋コンクリート造建物靱性保証型耐震設計指針・同解説」の付着に対する設計に記載されている式で算定した。設計用付着応力度が付着信頼強度を下回ることを確認する^[4]。紙数の関係上、計算過程は省略する。結果、コンクリート強度が高いため、全ての梁で十分な余裕度であった。

3) 柱のせん断終局強度の検定

柱の破壊モードが曲げ破壊型であることを確認する。せん断終局強度は下式を用いた^[3]。

$$Q_{su} = \left[\frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{(\sigma_{wy} \cdot p_w)} + 0.1 \sigma_0 \right] b \cdot j$$

紙数の関係上計算過程は省略とする。結果、全ての柱のせん断力がせん断終局強度以下となり、せん断力が最も大きい Y₁ ラーメンの 1 階内柱 1C₄ でせん断余裕度 1.72 となった。

4) 柱梁接合部の検定

梁崩壊型を想定しているので柱梁に取りつく梁が曲げ終局モーメントに達しているとして検討を行った。柱梁接合部のせん断強度は、本会編「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」の柱梁接合部の設計に記載されている式で算定した。接合部の設計用せん断力が接合部のせん断信頼強度を下回ることを確認する^[4]。計算過程は紙数の関係上省略する。

結果、X₂ ラーメンの C₂ 柱(外柱)の最上階柱梁接合部においてせん断余裕度が 1.03 であった。安全側の評価として柱の最上階の柱せん断力効果を無視すれば、柱のせん断余裕度が 1.0 以下になる。

7. 保有水平耐力

本建物の保有水平耐力は以上の結果から表 - 4 に示すように算出された。

表 - 4 保有水平耐力の算定

方向		X			Y				
階		3	2	1	3	2	1		
柱・梁の 負担せん 断力 (kN)	内	Y ₀	926	1064	1184	X ₀	462	506	642
	訳	Y ₁	1025	1301	1487	X ₁	507	538	753
		Y ₂	1025	1301	1487	X ₂	331	391	442
		Y ₃	926	1064	1184	X ₃	331	391	442
						X ₄	507	538	753
	計		3902	4732	5343	X ₅	462	506	642
壁の負担 せん断力 (kN)	内					X ₂	807	1613	2420
	訳					X ₃	807	1613	2420
	計		0	0	0		1613	3227	4840
Q _u (kN)			3902	4732	5343		4215	6099	8514
u			0.00	0.00	0.00		0.38	0.53	0.57
D _s			0.30	0.30	0.30		0.35	0.35	0.35
Q _{un} (kN)			1994	3316	4362		2327	3868	5089
余裕度			1.96	1.43	1.22		1.81	1.58	1.67

Q_u: 全保有水平耐力

u: 耐震壁が負担する保有水平耐力の
全保有水平耐力 Q_u に対する比

Q_{un}: 必要保有水平耐力

8. 考察

1) 柱の降伏ヒンジについての考察

本計算では保有水平耐力は確保されているが、x 方向は全体で 67%程度(1 階柱脚、3 階柱頭含む)柱に降伏ヒンジが発生し層崩壊が生じる恐れがある。柱のせん断終局強度はメカニズム時応力に対して十分な余力を残しているので、柱の曲げ終局モーメントを増加させる断面変更を行う。

柱主筋を 3 - D22 から 3 - D25 に増加させれば終局時節点モーメントは約 130%増加し、x 方向加力 Y_1, Y_2 ラーメン C_4 柱の 2 階柱頭・柱脚にヒンジができるものの、ほぼ梁降伏型となる。

2) 柱梁接合部の検討

本計算では柱梁接合部のせん断余裕度が 1.03 となっているが、柱への降伏ヒンジを考慮した建物に対する柱梁接合部の検定では X_2 ラーメンの C_2 柱(外柱)の最上階および 1 階接合部で余裕度が 1.0 以下(最上階柱のせん断力考慮)となった。

接合部のせん断耐力は、パラメーターとして接合部の形状とコンクリート強度しかなく、接合部での余裕度を上昇させるには柱断面の増大、梁断面の増大、コンクリート強度の増大、梁の終局曲げ耐力の減少のいずれかを使用することとなる。ここではコンクリート強度の変更で対応する。

本計算ではコンクリート設計基準強度を $F_c = 60\text{N/mm}^2$ としているが、 $F_c = 100\text{N/mm}^2$ まで増加すれば、 C_2 柱において余裕度は最上階で 1.16、1 階で 1.35(最上階柱せん断力考慮)となる。全体のコンクリート強度を増加させることは経済性・施工性を考慮すれば必ずしも合理的とは言えないので、1 次設計時に柱梁接合部の設計を考慮して断面を設定することが必要である。

3) 断面変更による考察

1)2)より本計算では柱への降伏ヒンジ、柱梁接合部での問題により設計の変更を行う結果となった。

その理由として、「その 1」での断面の設計において、建築基準法施行令第 82 条第四号⁶⁾に規定された使用上の支障が起こらないことを確認する必要条件 $D/I = 1/10$ のもとに、「計算例 1」に対するコンクリートの長期許容せん断力による比から 67.3%以上とした。そのため、梁せいに比べ、梁幅のバランスが悪くなり柱の降伏ヒ

ンジ、柱梁接合部の問題が起きたと考える。

実際、長期変形を計算して約 1/250 以下に納まる断面を求めると ${}_R G_1$ で $B \times D = 315\text{mm} \times 610\text{mm}$ ⁷⁾となる。断面は「計算例 1」に比べ平均で 77.2%、梁の主筋量は梁幅の増加に伴い主筋の納まりが良くなり「その 1」とほぼ同じであった。柱の降伏ヒンジは x 方向加力 Y_1, Y_2 ラーメン C_4 柱の 2 階柱頭、3 階柱脚にヒンジができるものの、ほぼ梁降伏型であった。柱梁接合部はせん断余裕度が最小である X_2 ラーメンの C_2 柱(外柱)の最上階で 1.09(最上階柱のせん断力考慮)であった。しかし、「計算例 1」の設計で 2 次設計を行うと柱の降伏ヒンジ、柱梁接合部に問題があることを考えると、高強度部材を有効に利用できた。

9. まとめ

本研究では高強度 RC 部材の可能性と優位性から「鉄筋コンクリート構造設計基準・同解説(1999)」付録の構造計算例にある事務所建物を例にとり、2 次設計を行った。2 次設計での柱梁接合部のせん断余裕度の問題はあった。柱への降伏ヒンジの防止など高強度部材を有効に利用できた。

そこで、高強度部材を用いて設計する際には、先に長期変形量を計算で求め必要断面を求め、終局強度、特に柱梁接合部耐力を考慮して断面を定め、効率良く設計することが必要だと考える。

[注] 6)建築基準法施行令第 82 条第四号
(平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1459 号)
7)紙数の関係上、 ${}_R G_1$ のみ示す。

参考文献) 日本建築学会
[1]鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1999)
[2]鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
(1988 改定 1991 一部改定)
[3]建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能(1990)
[4]鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型
耐震設計指針・同解説
[5]鉄筋コンクリート構造計算用資料集 13 章