

高力ボルトを用いた鉄骨梁貫通孔補強効果に与える 補強範囲，初期導入軸力およびウェブ幅厚比の影響

幸田，智輝
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻：博士課程

松尾，真太郎
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

<https://doi.org/10.15017/4354925>

出版情報：都市・建築学研究. 38, pp.37-46, 2020-07-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門
バージョン：
権利関係：

高力ボルトを用いた鉄骨梁貫通孔補強効果に与える補強範囲, 初期導入軸力およびウェブ幅厚比の影響

Influence of Reinforcement Range, Initial Clamping Force and Width to Thickness Ratio of Web on Steel Beams with Web Opening assembled by High-strength Bolts

幸田智輝*, 松尾真太郎**

Tomoki KODA, Shintaro MATSUO

We have proposed a design method for reinforcing steel beams with web opening assembled by high-strength bolts, and experimentally verified the reinforcement effect. We studied on the reinforcement and application range of the method, which gave the following achievements; i) the current design method can provide sufficient reinforcement even if the range of reinforcement was changed, ii) we confirmed the reinforcement effect of this reinforcement design with different web-thickness ratio and iii) the reinforced beams which reduced the initial axial force of high-strength bolts had the same yield stress as the beams which satisfied design condition.

Keywords : Steel Beam with web opening, Reinforcement of web opening, High-strength bolt, Finite Element Analysis

有孔梁, 貫通孔補強, 高力ボルト, FEM 解析

1. はじめに

設備用配管などのために鉄骨梁のウェブに設けられる貫通孔は, 孔周辺に設置した補強材を溶接することによって補強が行われる. 補強材としては鋼板やスリーブ管などを用いることが一般的である. しかし, 実設計では, 貫通孔の詳細(孔位置, 孔径など)は設備計画確定後に決まるため, その確定時期は遅くなることが多く, その結果短期間での施工が求められ, 溶接歪の影響による梁寸法精度の確保が困難になる場合も想定される. その対策の一つとして, 高力ボルトを用いた貫通孔補強が考えられるが, 具体的な設計手順は定められていない. そこで本研究では, 図1のような高力ボルトによる貫通孔補強構法を対象として, 貫通孔補強部の設計法を提案している¹⁾. 文献1)~3)では本構法による片持ち梁の単調載荷実験および繰返し載荷実験を行い, 一定の補強効果が得られることを確認した.

文献1), 3)の提案設計法では, 有孔部の補強範囲(図1における補強板が有孔部を覆う範囲)の決定方法については定められていない. そこで本論では, 有限要素法

(FEM)を用いて補強範囲が補強効果に及ぼす影響について検証を行った. また, 本設計法の適用性に関する検討として, ボルトの初期導入軸力と梁ウェブの幅厚比を取り上げ, それらが梁貫通孔の補強効果に与える影響についても解析的検討を行った.

なお, 本論では貫通孔周辺の呼称に関して以下のように定義する.

- ・無孔梁: 貫通孔の無い梁
- ・有孔梁: 無補強の貫通孔を有する梁
- ・有孔補強梁: 補強を施した貫通孔を有する梁
- ・有孔部: 貫通孔中心を通る梁断面位置. また, 有孔部

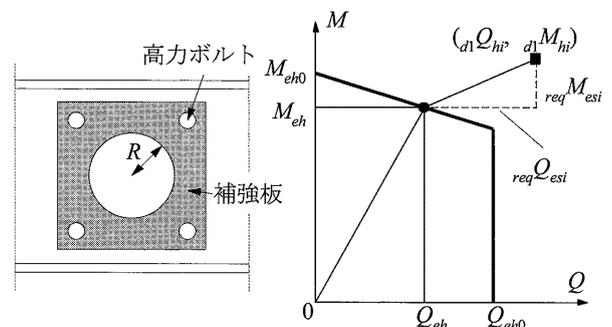


図1 本研究構法

図2 M-Q 関係
(短期荷重時)

* 空間システム専攻修士課程

** 都市・建築学部門

に作用する曲げモーメント・せん断力などと表現する場合、補強板や梁に関わらず、この断面に作用する全曲げモーメント・せん断力を指す。

- ・有孔部の梁：有孔補強梁の有孔部における梁。なお、有孔梁を対象としていることが明らかな場合は単に有孔部と称する。
- ・有孔部の補強板：有孔補強梁の有孔部における補強板。

2. 既往の設計法の概要^{1), 3)}

2.1 補強部の設計応力

提案する補強構法は、2枚の補強板を高力ボルトにより二面摩擦接合し、無孔梁と比べて貫通孔分によって失われた耐力を鋼板によって補うという考え方に基づいており、以下のように補強設計方針を設定している。

- ①短期荷重時において、梁ウェブ補強板間にすべりが生じない (2.2 節参照)
- ②終局荷重時において、高力ボルトが破断せず、かつ補強板が弾性範囲に留まる (2.2 節, 2.3 節参照)

図2に短期荷重時の有孔部の $M-Q$ 相関関係を示す。補強板に要求される設計応力は●印と■印の差で与えられる ($reqQ_{esi}$, $reqM_{esi}$) である。ここで M_{eh0} : $Q=0$ 時の有孔部の弾性限モーメント⁴⁾, Q_{eh0} : 有孔部のウェブの弾性限せん断耐力⁴⁾, (d_{Qhi} , d_{Mhi}): 有孔部の梁に作用する応力, M_{eh} : 弾性限における有孔部曲げ耐力, Q_{eh} : 弾性限における有孔部せん断耐力である。終局荷重時に補強板に要求される設計応力 ($reqQ_{psi}$, $reqM_{psi}$) も同様に求めるが、その際、各耐力の添字 e を p (全塑性) と読み替える。

2.2 接合部の設計

2.1 項で与えられた ($reqQ_{esi}$, $reqM_{esi}$), ($reqQ_{psi}$, $reqM_{psi}$) を用いて高力ボルトを設計する。図3に示す補強板の作用応力に対してその接合部が許容耐力以下となるように補強板の寸法やボルトの仕様を決定する。高力ボルト接合部に作用する水平方向力 H_{eB} および鉛直方向力 V_{eB} は次式で与えられる。

$$H_{eB} = \frac{reqQ_{esi}}{2} + \frac{reqM_{esi}}{d_B}, \quad V_{eB} = \frac{reqQ_{psi}}{2} \quad (1a, 1b)$$

ここで、 d_B : ボルト孔中心間距離である。高力ボルトの本数 n_B と軸径は、すべり耐力の総和が次式を満足するように定める。ただし、本研究では高力ボルト本数を4本、

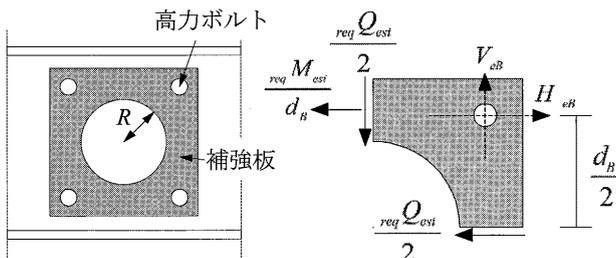


図3 補強板、接合部の作用応力 (短期荷重時)

すなわち $n_B=1$ を原則としている。

$$n_B \cdot q_s \geq \sqrt{H_{eB}^2 + V_{eB}^2} \quad (2)$$

ここで、 q_s : 高力ボルト1本あたりの二面摩擦すべり耐力である。さらに、終局荷重時の作用応力 H_{pB} , V_{pB} に対して高力ボルトが破断しないことを次式により確認する。

$$n_B \cdot q_u \geq \sqrt{H_{pB}^2 + V_{pB}^2} \quad (3)$$

ここで、 q_u : 高力ボルト1本あたりの二面摩擦最大耐力である。

2.3 補強板の設計

補強板の設計については図4に示す応力分布を仮定し、 $0 \leq \theta < \pi/2$ の a 断面における組合せ応力状態に対して補強板が弾性範囲に留まるように板厚を決定する。 a 断面におけるフィレンディールモーメント fM_θ は次式で与えられる。条件としては以下の式が与えられる。

$$fM_\theta = \frac{reqQ_{psi}}{2} R \sin \theta \quad (4)$$

ここで、 R : 貫通孔半径である。図4に示す応力分布より、縁応力 $\sigma_{\theta max}$, 軸応力 σ_θ , 最大せん断力 τ_θ はそれぞれ次式で表される。

$$\sigma_{\theta max} = \sigma_\theta + \frac{6_f M_\theta}{d_{s\theta}^2 \cdot t_s} \quad (5a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{reqM_{psi}}{d_B \cdot 2A_\theta}, \quad \tau_\theta = 1.5 \frac{reqQ_{psi}}{4A_\theta} \quad (5b, 5c)$$

ここで、 t_s は補強板の板厚、 $A_\theta = t_s \cdot d_{s\theta}$, $d_{s\theta} = d_s/2 - R \cos \theta$, d_s は補強板高さ、 $A_\theta = t_s (d_s/2 - R)$ であり、その他の記号は図4に示すとおりである。

補強板が弾性に留まる条件として、以下の式が与えられる。第2式は von Mises の降伏条件である。

$$\sigma_{\theta max} \leq \sigma_{sy}, \quad \sigma_\theta^2 + 3\tau_\theta^2 \leq \sigma_{sy}^2 \quad (6a, 6b)$$

ここで、 σ_{sy} は補強板の降伏応力である。

3. FEM 解析概要と梁せい600mm 試験体の実験概要³⁾

3.1 実験概要

筆者らは文献3)において、提案する補強設計法による片持ち梁形式試験体の繰返し載荷実験を行った。実験では、2章に示した設計条件のもと補強設計を行った。試験体一覧を表1、使用鋼材の機械的性質を表2、試験体図

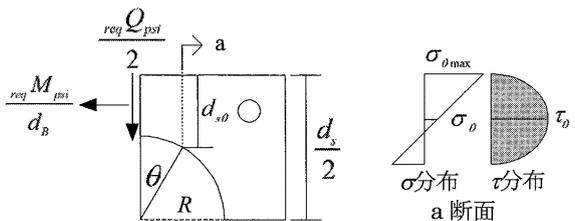


図4 補強板の応力分布 (終局荷重時)

表 1 試験体一覧³⁾

試験体名	断面寸法 [mm]	貫通孔径 2R [mm]	q_s [mm]	$reqq_s$ [mm]	$q_s/reqq_s$	t_s [mm]	$reqt_s$ [mm]	$t_s/reqt_s$
No.9	H-600×200×11×17	-	-	-	-	-	-	-
No.10		300	406	310	○1.31	9	9.33	△0.96

表 2 使用鋼材の機械的性質

部位	鋼種	板厚 [mm]	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏応力 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]	降伏比
フランジ	SN490B	16.8	207591	387	549	43.6	0.71
ウェブ		11.0	200154	417	554	33.5	0.75
補強板	SM490A	8.70	203709	383	526	38.2	0.73

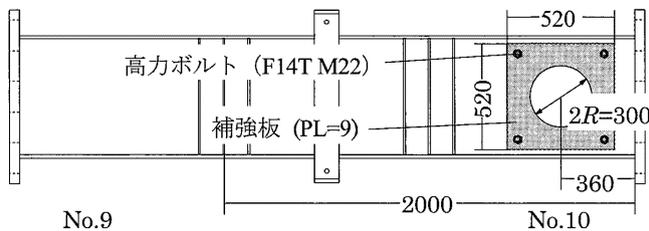


図 5 試験体図

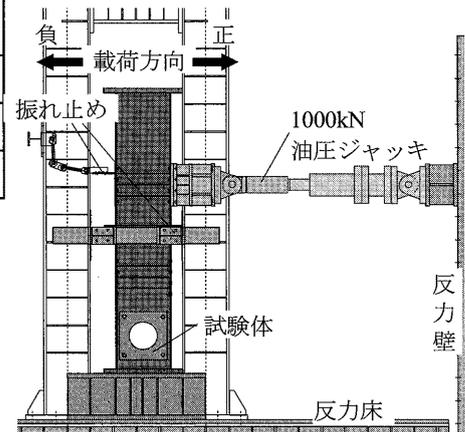


図 6 荷重図 (No.10 荷重時)

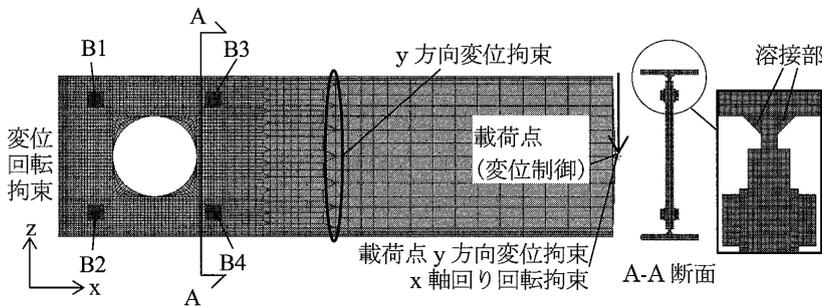


図 7 解析モデル

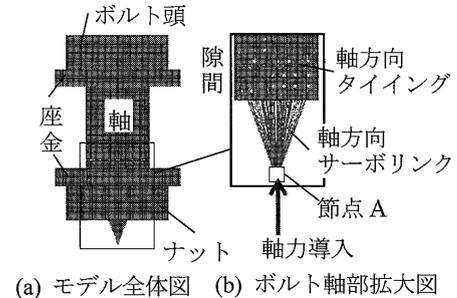


図 8 高力ボルトの解析モデル

を図 5 に示す。ただし、 $reqq_s$: 必要二面摩擦すべり耐力、 $reqt_s$: 補強板の必要板厚である。各必要値は先述した補強設計法において、各寸法の実測値、表 2 の機械的性質を用いて算出している。梁部材としては H-600×200×11×17 (SN490B) を使用する。せん断スパンは 2000mm、貫通孔径は梁せいの半分となる 300mm とする。No.10 では梁端から 360mm 離れた位置の梁せい中央に貫通孔を設けている。補強板には SM490A を使用し、補強板のサイズは板厚 9mm で 520mm×520mm としている。補強板の接合には F14T M22 を 4 本用いて標準ボルト軸力 $N_0=329$ kN を目標に軸力を導入する。

図 6 に荷重図を示す。試験体は治具を介して反力床に設置し、試験体を直立させて下端をボルトで固定し、反力壁に取り付けた油圧ジャッキで荷重点に水平方向の正負交番漸増繰返し荷重を与える。ジャッキの引き側を正側、押し側を負側とする。荷重プログラムは梁の部材角による制御とし、弾性荷重 2 サイクル後、 $\pm\theta_p$ 、 $\pm 2\theta_p$ 、

$\pm 3\theta_p$ 、 $\pm 4\theta_p$ を各 2 サイクルずつ行った後、明瞭な耐力低下が現れるまで正側に単調荷重する。ここで θ_p は無孔梁の全塑性耐力計算値に相当する時の弾性限度材角 (曲げ変形+せん断変形) で、実測値を用いて算出すると 0.0061rad となる。

3.2 解析概要

3.1 節の荷重実験を模擬した FEM 解析を行う。解析には MSC.Marc2017 を用いる。図 7 に解析モデルを示す。鋼材には 8 節点ソリッド要素、溶接部には 6 節点ソリッド要素を用いる。梁端部を全方向変位回転拘束し、リンク要素を用いて荷重点に z 軸方向負側の強制変位を 150mm 与える単調荷重を行う。実験での横補剛を考慮し、固定端から 1050mm の梁の全節点 y 方向変位を拘束している。図 8 に高力ボルトのモデルを示す。高力ボルトは、ボルト頭とナットについては円柱としてモデル化を行う。さらに座金とナット、座金とボルト頭を一体とし、軸部に隙間を設ける。図 8(b) のように軸力導入用に節点 A を

設け、隙間を構成する一方の断面の全節点と節点 A をサーボリンク要素で結合し所定の軸力を導入した後、隙間を構成する 2 断面の節点をタイイングすることで一定の距離を保つように設定している。こうすることで、載荷中のボルト軸力変動を再現することができる。

梁材（フランジ、ウェブ）の局部座屈による耐力劣化挙動を再現するため、梁材（フランジ、ウェブ）のみに板要素の初期変形と部材初期変形を付与する⁵⁾。板要素の初期変形については、文献 5) からフランジ端部に最大残留応力度 $0.3\sigma_y$ (σ_y : フランジの降伏応力) が存在し、ウェブにはフランジと釣り合うような残留応力度が存在すると仮定した際に、フランジ、ウェブそれぞれに生じている初期変形を次式で与える。

$$u_f = \frac{2y}{B} \left\{ \frac{9\lambda}{4000} \sin\left(\frac{\pi x}{3\lambda}\right) - \frac{3\lambda}{4000} \sin\left(\frac{3\pi x}{3\lambda}\right) \right\} \quad (7)$$

$$u_w = \frac{2d}{B\pi} \cos\left(\frac{\pi z}{d}\right) \left\{ \frac{9\lambda}{4000} \sin\left(\frac{\pi x}{3\lambda}\right) - \frac{3\lambda}{4000} \sin\left(\frac{3\pi x}{3\lambda}\right) \right\} \quad (8)$$

ここで局部座屈半波長さ λ は次式で与えられる。

$$\lambda = \frac{2bA_f + dA_w}{A} \quad (9)$$

ただし、 B : フランジ幅、 d : ウェブせい、 b : フランジ半幅、 A : 部材断面積、 A_f : フランジ断面積、 A_w : ウェブ断面積である。また、部材の初期変形について、ウェブの中心位置における面外たわみは次式で与えられる。

$$u_0 = \frac{l}{1000} \sin\left(\frac{\pi z}{l}\right) + \frac{l}{100000} \sin\left(\frac{2\pi z}{l}\right) \quad (10)$$

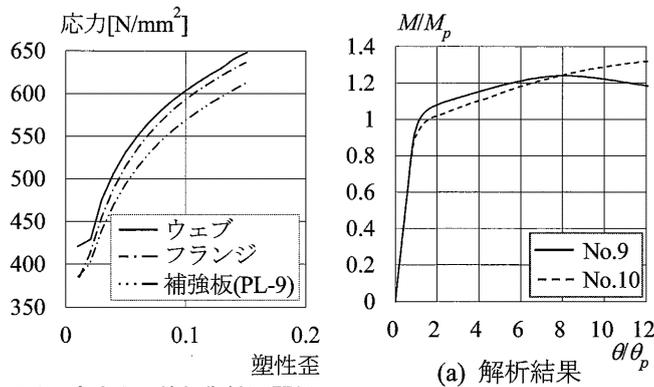


図9 真応力-等価塑性歪関係

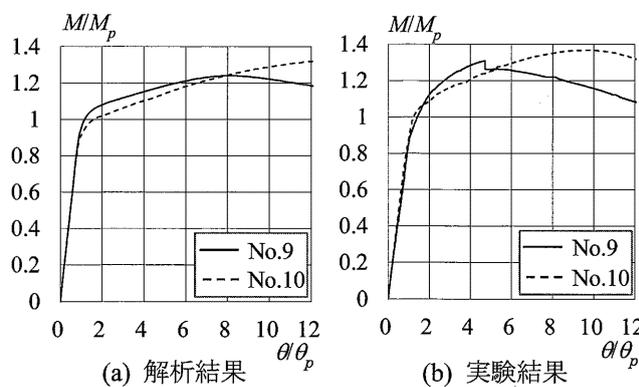


図10 M/M_p - θ/θ_p 関係

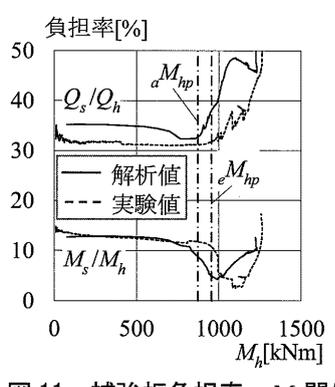


図11 補強板負担率- M_h 関係

そして部材の初期ねじれ変形 ϕ を面外たわみ u_0 に連動させて次式のように梁材に与えている。

$$\phi = \arctan\left(\frac{2u_0}{D}\right) \quad (11)$$

ただし、 l : 梁の長さ、 D : 梁せいである。

高力ボルトと補強板とウェブに接触体を定義し、摩擦係数はすべり試験で得られたもの ($\mu=0.813$) を適用し、高力ボルトと鋼材間の摩擦係数は 0.2 としている。

図 9 に鋼材の真応力-等価塑性歪関係を示す。試験体のヤング係数と材料強度は材料試験から得たもの、ポアソン比は 0.3 とし、溶接部の材料特性はウェブと同等としている。塑性化後の挙動は、材料試験で得た応力-歪関係から真応力-等価塑性歪関係に従うものとし、構成則は von Mises の降伏条件と等方硬化則に基づいている。高力ボルトは弾性体とし、ヤング係数として 205000N/mm² を与えている。

3.3 解析結果と実験結果の比較

3.3.1 各試験体の耐力

図 10 に M/M_p - θ/θ_p 関係の骨格曲線を、表 3 に耐力の解析値と実験値の比較を示す。 M/M_p は梁端部に作用する曲げモーメント M を無孔梁の全塑性耐力計算値 M_p で除して無次元化したもの、 θ/θ_p は梁端部材角 θ を θ_p で除して無次元化したものである。初期剛性は履歴曲線関係において、 $\theta=\pm 0.001$ rad の範囲での曲線の近似直線で得られた傾きとし、各骨格曲線から、接線剛性が初期剛性の 1/3 となる時の曲げモーメントを降伏耐力、1/6 となる時の曲げモーメントを全塑性耐力とする。図 10 の骨格曲線より、解析結果と実験結果ともに降伏耐力を迎える付近で

表 3 耐力の解析値および実験値の比較

試験体名	降伏耐力[kNm]			全塑性耐力[kNm]			最大耐力[kNm]		
	解析値 aM_y	実験値 eM_y	aM_y/eM_y	解析値 aM_p	実験値 eM_p	aM_p/eM_p	解析値 aM_{max}	実験値 eM_{max}	aM_{max}/eM_{max}
No.9	1067	1144	0.93	1143	1209	0.95	1397	1476	0.95
No.10	1003	1127	0.89	1065	1163	0.92	1503	1542	0.97

注：表中の降伏および全塑性耐力実験値および解析値は、すべて梁端における塑性化挙動によって決まる値であり、有孔部の弾性限耐力や全塑性耐力（2.1 節）とは異なるものである。

No.10 の耐力が No.9 のそれより下回り, No.9 が最大耐力を迎える付近で両試験体の耐力の大小関係が逆転する挙動を示している. No.10 の梁端ウェブにはボルト孔が設けられているため, No.9 よりも降伏耐力を早く迎える. しかしその後は, 補強板がウェブの面外変形を拘束するため, No.10 は No.9 を再び上回り最大耐力も大きくなると考えられる. 表 3 から解析値は実験値と比較して, 耐力は 3~11%低いことが確認できるが, No.9 と No.10 の大小関係は一致している.

3.3.2 補強板の曲げモーメントとせん断力負担率

図 11 に実験と解析から得られた No.10 の補強板の曲げモーメント負担率 M_s/M_h-M_h 関係とせん断力負担率 Q_s/Q_h-M_h 関係を示す. M_s と Q_s は有孔部の補強板に作用する曲げモーメントとせん断力であり, 解析値の場合, 有孔部の補強板の材軸方向応力を抽出し, 孔中心回りのモーメントに換算したものを M_s , せん断応力の総和を取ったものを Q_s としている. また, 実験値の場合, 有孔部に貼付した歪ゲージより離散的な材軸方向応力ブロック

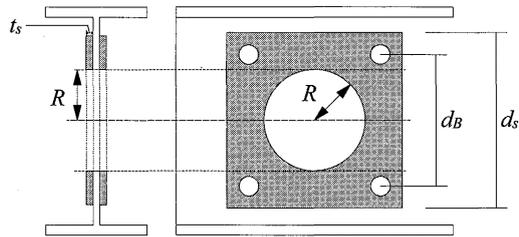


図 12 解析モデルの各記号の定義

を求め, それに基づいて孔中心回りのモーメントに換算したものを M_s , 3 軸ゲージより算定したせん断歪をもとにせん断応力分布 (長方形断面より放物線分布) を仮定して総和をとったものを Q_s としている. M_h と Q_h は有孔部に作用する全体の曲げモーメントとせん断力であり, 図中の鉛直方向一点鎖線 aM_{hp} , eM_{hp} は梁端が全塑性耐力に達した時の有孔部に作用する曲げモーメントの解析値と実験値である. 各負担率の解析値と実験値は良く対応しており, 全塑性耐力付近まではほぼ一定の割合で負担していることが確認できる.

4. 補強範囲を因子とした FEM 解析

3 章に示した結果より解析結果は実験結果をある程度精度よく評価できているものとし, この解析モデルを対象に補強範囲を因子とした FEM 解析を行う.

4.1 解析モデル概要

表 4 に解析モデル一覧, 図 12 に解析モデルの各記号を示す. 各必要値は, 2 章で示した本構法の設計条件を満足している. また全試験体において, せん断スパンは 2000mm, 梁端から貫通孔中心までの距離は 360mm としている. 解析モデルの設計において用いる数値 (材料強度, 各寸法, すべり係数, 初期導入軸力) は全て公称値を採用している. 補強範囲の異なる 3 体の試験体は d_B が小さくなるにつれて, t_s は大きくなっている.

4.2 各試験体の耐力

図 13 に $M/M_p-\theta/\theta_p$ 関係を, 表 5 に各試験体の耐力比較

表 4 解析モデル

試験体名	断面寸法 [mm]	2R [mm]	d_B [mm]	d_s [mm]	t_s [mm]	$req t_s$ [mm]	$t_s/req t_s$	q_s [mm]	$req q_s$ [mm]	$q_s/req q_s$
FN000	H-600×200×11×17	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ON000		-	-	-	-	-	-	-	-	-
OR400		250	400	540	5.5	5.1	1.07	268	214	1.25
OR350		350	450	9.0	8.9	1.01	268	221	1.21	
OR300		300	400	14.0	13.9	1.02	268	226	1.19	

※FN000 は無孔梁, ON000 は有孔梁, OR400~300 は有孔補強梁を表し, OR の数値は補強部のボルト孔芯間距離を表している.

表 5 耐力の解析値および計算値

試験体名	降伏耐力[kNm]				全塑性耐力[kNm]				最大耐力[kNm]	
	解析値 aM_y	計算値 cM_y	aM_y/cM_y	有孔/無孔	解析値 aM_p	計算値 cM_p	aM_p/cM_p	有孔/無孔	解析値 aM_{max}	有孔/無孔
FN000	1067	986	1.08	-	1143	1127	1.01	-	1397	-
ON000	1011		1.03	0.95	1061		0.94	0.93	1323	0.95
OR400	1063		1.08	1.00	1133		1.01	0.99	1421	1.02
OR350	1064		1.08	1.00	1134		1.01	0.99	1519	1.09
OR300	1078		1.09	1.01	1135		1.01	0.99	1518	1.09

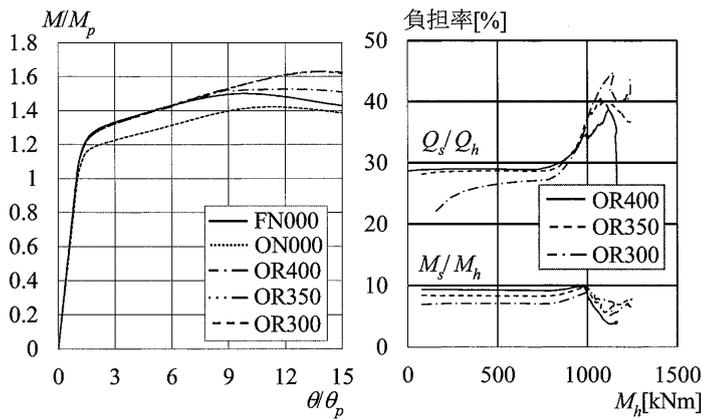


図 13 M/M_p - θ_p 関係

図 14 補強板負担率- M_b 関係

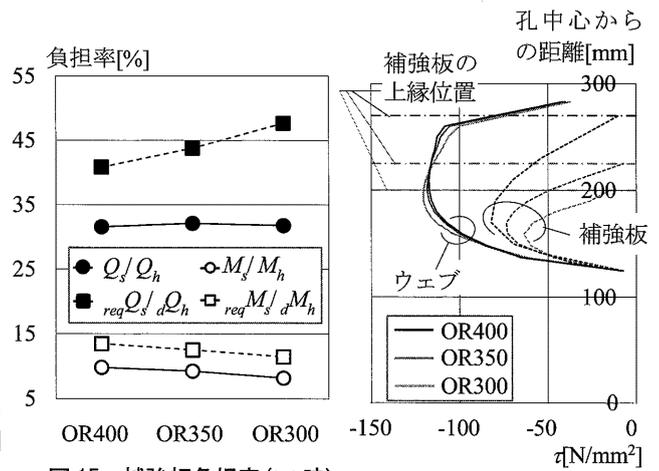


図 15 補強板負担率(M_p 時)

図 16 せん断応力 τ 分布

を示す。降伏耐力，全塑性耐力の算出方法は 3.3.1 節と同様である。表 5 から有孔補強梁が無孔梁と同程度の耐力を示すことが確認できる。OR400 では，最大耐力が他の有孔補強梁と比較すると小さい結果を示しているが，これは载荷初期から板厚の薄い補強板が面外座屈を生じ始め，ウェブの面外変形を拘束できていないためだと考えられる。

4.3 補強板の曲げモーメントとせん断力負担率

図 14 に各試験体の補強板の断面力負担率と M_b の関係を，図 15 に全塑性耐力に達した時の有孔部に作用する断面力の FEM 解析値と計算値を示す。ここで図 14, 15 において， M_s , Q_s : FEM 解析において梁端が全塑性耐力 (定義は 3.3.1 節参照) に達した時の有孔部の補強板に作用する曲げモーメントとせん断力の FEM 解析値， M_b , Q_b : 同じ時点での有孔部に作用する曲げモーメントとせん断力の FEM 解析値， dM_b , dQ_b : 梁端が全塑性耐力計算値に達した時の有孔部の補強板に作用する曲げモーメントとせん断力の計算値， $reqM_s$, $reqQ_s$: 同じ時点での有孔部の補強板に作用する曲げモーメントとせん断力の計算値とする。なお， $reqM_s$ と $reqQ_s$ の具体的な計算手順に関しては文献 1) を参照されたい。図 15 の FEM 解析値より， M_s/M_b (○印) は補強範囲が小さいほど減少傾向にあるが， Q_s/Q_b (●印) についてはほぼ一定となっている。また FEM 解析値と計算値を比較すると， M_s/M_b と $reqM_s/dM_b$ は良く対応しているが， Q_s/Q_b と $reqQ_s/dQ_b$ の対応はあまり良くない。

4.4 孔中心位置のせん断応力分布

図 16 に補強板とウェブそれぞれの全塑性耐力時の孔中心位置のせん断応力分布を示す。縦軸は貫通孔中心からの距離，横軸はせん断応力を表す。また横軸に平行な一点鎖線は補強板位置を示し，実線，破線がそれぞれウェブ，補強板の結果を表している。補強範囲の大小に関わらず，ウェブのせん断応力に大きな差は確認できない。したがって，補強範囲の変化がもたらすウェブのせん断

表 6 τ_{ave} と τ_{max} の比較

試験体名	τ_{ave} [N/mm ²]	τ_{max} [N/mm ²]	τ_{max}/τ_{ave}
OR400	-56.1	-82.3	1.47
OR350	-50.6	-73.6	1.46
OR300	-42.9	-63.7	1.49

応力分布への影響は小さいことが分かる。

ここで M_p 時の Q_s を有孔部の補強板断面積 ($=4t_s(d_s/2 - R)$) で除すことで有孔部の補強板に作用する平均せん断応力 τ_{ave} を算出し，図 16 における各補強板に作用する最大せん断応力 τ_{max} と比較する。表 6 に結果を示す通り，各補強板とも τ_{max} は τ_{ave} の約 1.5 倍となっており，2.3 節で想定していたせん断応力分布 (図 4) と概ね適合していることが確認できる。

4.5 補強範囲と鋼材量についての考察

4.5.1 面外座屈を考慮した補強板厚の設計

文献 3) において，補強板厚が不足する補強梁の载荷中，補強板が早期に座屈し面外方向にはらみ出る傾向が確認された。著者らが提案している既往の設計法^{1),3)}では，補強板の面内方向に関する応力のみを用いて補強部の設計を行っているが，ここでは面外座屈の影響を考慮した設計について検討する。図 17 に板座屈を考慮すべき範囲 (A 領域) を示す。A 領域の境界条件は両端固定端の線材とし，A 領域が 1 軸応力状態と仮定した時，補強板 1 枚当たりの座屈耐力 N_{cr} は以下の式で示される。

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_A}{l_k^2} \quad (12)$$

ここで， I_A : 断面二次モーメント ($= (d_s/2 - R)^3 / 12$)， l_k : 座屈長さとする ($= 0.5d_b$)。ここで A 領域の作用応力を考慮すると，次の条件を満たす必要がある。

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{req M_{psi}}{d_b} < \frac{\pi^2 EI_A}{l_k^2} \quad (13)$$

上式を整理すると，

$$t_s > \sqrt[3]{\frac{1}{2} \cdot \frac{req M_{psi}}{d_B} \cdot \frac{l_k^3}{\pi^2 \cdot E} \cdot \frac{12}{(d_s/2 - R)}} \quad (14)$$

という式が得られる。

4.5.2 補強範囲と補強板厚, 体積の関係

図 18 に補強板体積 V_s -ウェブせいに対するボルト孔中心間距離 d_B/d の関係, 図 19 に補強板厚 t_s-d_B/d の関係を示す。●印は現在の設計方法, ■印は 4.5.1 節で示した面外座屈を考慮した値である。本解析と同様に梁端から貫通孔中心までの距離は 360mm, 貫通孔径は 250mm とする。幅厚比種別, d_B を変数とし, t_s は設計条件を満たすように算出する。 d_s は $d_B+100\text{mm}$ としている。また, 幅厚比種別 FA : H-606×201×12×20, FB : H-600×200×11×17, FC : H-596×199×9×14 とする。図 18, 19 から幅厚比種別 FA では既往の設計法^{1),3)}で導いた補強板厚が十分大きく座屈の影響がないため, 幅広く補強したほうが経済的である。しかし, FB, FC ランクでは補強範囲 (d_B/d) が大きい場合, 座屈を考慮する必要があるため体積が増加する傾向が確認できる。したがって, 幅厚比種別 FB, FC の梁材を補強する場合, 既往の設計法^{1),3)}と座屈を考慮した場合の体積が等しくなる時に鋼材量を最小にすることができると考えられる。

5. 補強梁の挙動に与える梁の幅厚比種別および初期導入軸力の影響

続いて異なるウェブ幅厚比の梁において, 本補強構法の適用範囲を検証するために, パラメトリックスタディを行う。さらに「補強板-ウェブ間ですべりが生じない」

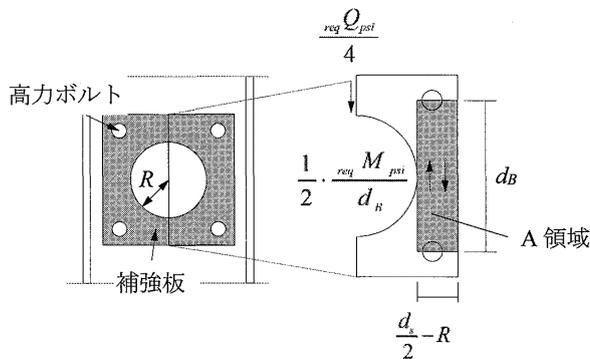


図 17 板座屈に関する範囲と名称

という短期荷重時の設計条件について検討・考察するために, FA ランクの梁において初期導入軸力を変更したモデルで解析を行う。

5.1 解析モデル概要

表 7 に解析モデル一覧を示す。表中の N_s は初期導入軸力, N_i は標準ボルト軸力である。2 種類の異なる寸法の無孔梁と有孔補強梁の 4 体と, 初期導入ボルト軸力を変更したもの 2 体の計 6 体の解析を行う。また全ての試験体において, 梁端から貫通孔中心までの距離や補強板寸法等は 3 章のモデルと同様にしている。材料特性や摩擦係数も便宜上 3.2 節と同様とし, 梁材に与える板要素と部材の初期変形についても 3.2 節と同じ設定とする。なお, 異なる幅厚比の梁として, 前章までで対象としてきた H-600×200×11×17 (490kN 級鋼) を基準にして, 細幅 H 形鋼の中で幅厚比種別が FA と FC に位置づけられる断面を選定したため, FC 材である H-596×199×10×15 は FB に近い FC 材である。また, FB 材である H-600×200×11×17 も同様に FA に近い FB 材であり, H-606×201×12×20 は比較的余裕のある FA 材となっている。いずれにしても, 補強板の面外補剛効果が直接的に影響を及ぼすウェブ(孔あり)の挙動を分析する上で, この 3 体は段階的な幅厚比を有しており, その検討には十分に耐えられるものと考えている。

5.2 各試験体の耐力

図 20 に $M/M_p-\theta/\theta_p$ 関係を, 表 8 に各試験体の耐力比較を示す。降伏耐力, 全塑性耐力の FEM 解析値 (aM_y, aM_p) の算出方法は 3.3.1 節と同様である。また, aM_y と aM_p はそれぞれ梁端における降伏耐力計算値, 全塑性耐力計算

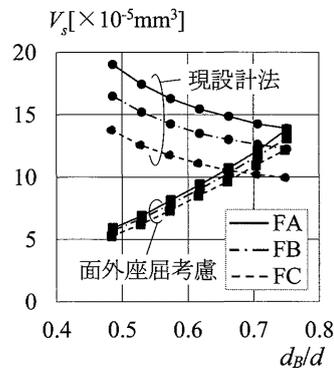


図 18 V_s-d_B/d 関係

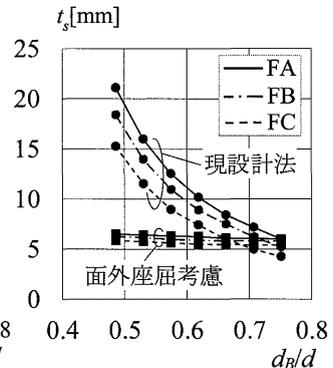


図 19 t_s-d_B/d 関係

表 7 解析モデル

試験体名	主な解析変数	断面寸法	幅厚比 (ランク)		2R [mm]	q_s [mm]	$req q_s$ [mm]	$q_s/req q_s$	t_s [mm]	$req t_s$ [mm]	$t_s/req t_s$
			フランジ	ウェブ							
H600FC-n	FCランク 無孔梁	H-596×199×10×15	6.6 (FA)	56.6 (FC)	-	-	-	-	-	-	-
H600FC-r	FCランク 補強梁 $N_s=N_i$				300	406	267	1.52	9.0	8.4	1.07
H600FA-n	FAランク 無孔梁	H-606×201×12×20	5.0 (FA)	47.1 (FA)	-	-	-	-	-	-	-
H600FA-r	FAランク 補強梁 $N_s=N_i$				300	406	353	1.15	12.0	10.6	1.13
H600FA-r-0.5	FAランク 補強梁 $N_s=0.5N_i$					197		0.56			
H600FA-r-0.2	FAランク 補強梁 $N_s=0.2N_i$					81		0.23			

表 8 耐力の解析値および計算値

試験体名	降伏耐力[kNm]				全塑性耐力[kNm]				最大耐力[kNm]	
	解析値 aM_y	計算値 cM_y	aM_y/cM_y	有孔/無孔	解析値 aM_p	計算値 cM_p	aM_p/cM_p	有孔/無孔	解析値 aM_{max}	有孔/無孔
H600FC-n	964	878	1.10	-	1018	1005	1.01	-	1153	-
H600FC-r	912		1.04	0.95	992		0.99	0.97	1335	1.16
H600FA-n	1250	1159	1.08	-	1317	1312	1.00	-	1702	-
H600FA-r	1201		1.04	0.96	1268		0.97	0.96	1842	1.08
H600FA-r-0.5	1163		1.00	0.93	1231		0.94	0.93	1825	1.07
H600FA-r-0.2	1132		0.98	0.91	1187		0.91	0.90	1831	1.08

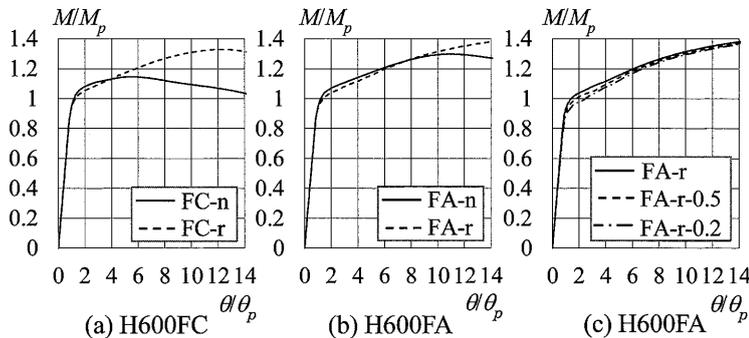


図 20 $M/M_p - \theta/\theta_p$ 関係

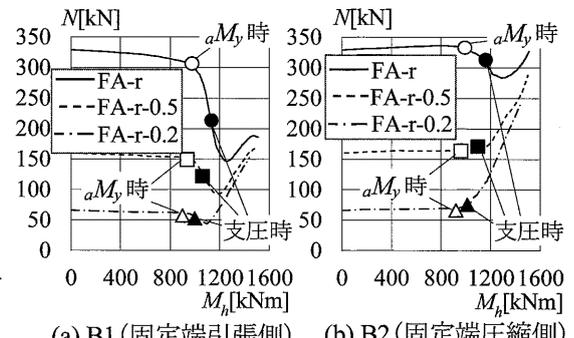


図 21 $N - M_h$ 関係

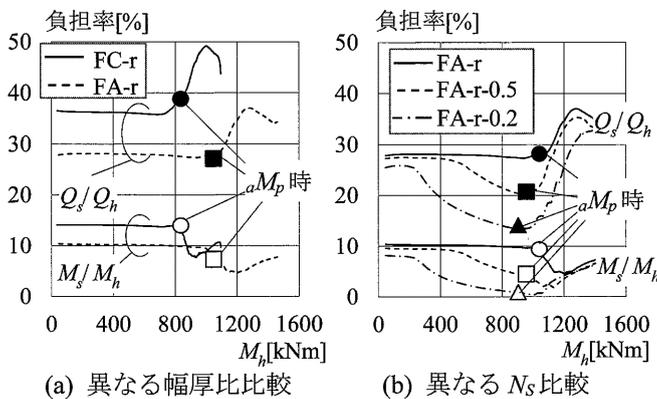


図 22 補強板負担率- M_h 関係

値である。図 20 から FC ランクの梁に本補強構法を用いる場合、耐力・変形性能ともに大きく上昇していることが確認できる。また、降伏耐力と全塑性耐力は、両補強梁とも無孔梁と比較して数%小さくなっている。これは、補強板を結合するためのボルト孔周辺が塑性化するためと考えられる。表 5 から FC ランクの梁の最大耐力は 15% 程度上昇し、補剛性能は十分に発揮されている。FA ランクにおいても無孔梁と比較して最大耐力が上昇し、十分に補強できていることが確認できる。また初期導入軸力を低減させた補強梁は、標準ボルト軸力を導入した試験体と比較して耐力に大きな違いは確認できない。

5.3 軸力推移

図 21 に H600FA-r, H600FA-r-0.5, H600FA-r-0.2 の固定端側ボルト (図 5 の B1, B2) の軸力 $N - M_h$ 関係を示す。

図中の白抜き印は aM_y (表 8) 時を、黒塗り印は支圧状態になった時を示す。図 21 から、 aM_y に達した後に N_s が小さいモデルほど支圧状態を早期に迎え、軸力が上昇し、全試験体で最大耐力付近において、B1 は 170kN 前後、B2 は 300kN 前後に達している。変形が進むと高軸力になるため、設計時の破断耐力の検討が重要になる。

5.4 補強板の曲げモーメントとせん断力負担率

図 22 に $M_s/M_h - M_h$ 関係と $Q_s/Q_h - M_h$ 関係を示す。図中の印は aM_p (表 8) 時を示し、白抜き印のある曲線が M_s/M_h である。また図 22(a) から、補強板の各負担率は aM_p 付近まではおよそ一定の割合であり、幅厚比が小さくなるにつれて、 $M_s/M_h \cdot Q_s/Q_h$ どちらも小さくなっていることが確認できる。図 22(b) からは、 N_s が小さいほど、 aM_p まで一定でないことがわかる。これは初期導入軸力が小さいために、FA-r と比較して早期にすべり耐力に到達し、補強板に十分に応力を伝達できなかったためと推測される。

5.5 ウェブと補強板間の摩擦力

ウェブと補強板間の節点に作用する摩擦力を確認する。測定範囲は図 23 に示す、B1 ボルト孔付近の節点としている。図 24 にはウェブ-補強板間の摩擦力 $F - M_h$ 関係を示す。 F は、図 23 に示す領域内の全節点に作用する摩擦力の総和とし、梁せい方向 (z 方向) と材軸方向 (x 方向) それぞれを求める。図 24 中の黒塗り印は aM_y (表 8) 時を表す。図 24 から N_s が小さいほど摩擦力が小さいことが確認できる。補強板に伝達される応力も低下するため、

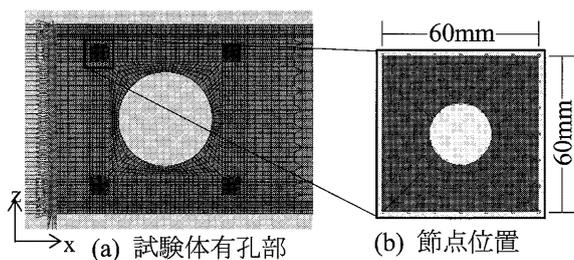


図 23 計測位置関係

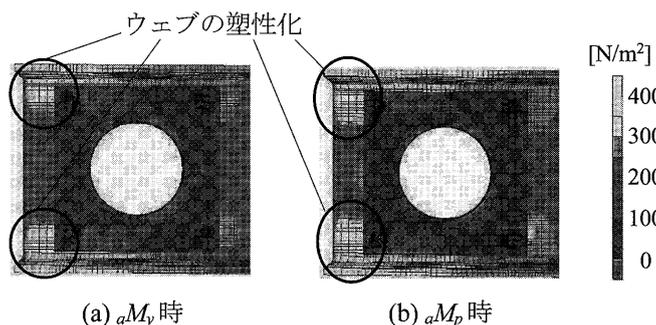


図 25 有孔部の相当応力コンター図の一例

N_y が小さくなるにつれ、耐力も低下すると考えられる。ここで図 22(b)と図 24(a), (b)を比較すると、補強板の曲げモーメントやせん断力の負担率が減少傾向を示す時期と各方向 (x, z) の摩擦力の増加率が急激に下がる時期がほぼ一致していることが確認できる。 aM_y に達した後、しばらく耐力上昇すると摩擦力は再び低下し始めるが、これはボルト孔付近や梁端部の塑性化によるものである。それを示す一例として、図 25 に梁端が aM_y , aM_p (表 8) に達した時の有孔部の相当応力コンター図を示す。図より固定端側のボルト孔付近においてウェブが塑性化していることが確認できる。

5.6 梁材の $M-Q$ 相関関係

図 26 に各試験体の $M-Q$ 相関関係を、図 27 に補強板が負担する M_s-Q_s 関係を示す。なお、 M_s と Q_s については 3.3.2 項で述べた方法により算定している。図 26 において、実線、点線はそれぞれ降伏耐力時、全塑性耐力時の $M-Q$ 相関関係、黒塗り印は梁端が aM_y (表 8) に達した時点を示している。また、図 27 の白抜き印は aM_y 時を、黒塗り印は支圧状態に入った時を示している。図 26 より有孔部の梁が負担する断面力については、初期導入軸力との間に明瞭な関係は認められず、概ね同等の断面力を負担しているものと考えられる。一方で、図 27 より補強板については初期導入軸力によって大きな差が認められる。すなわち、最初のピークを示す M_s は初期導入軸力が大きいほど高くなり、その後、 Q_s の増大に伴って M_s は低下し、ボルト接合部の支圧開始とともに再び M_s は上昇に転じるが、 $Q_s=200\text{kN}$ 以降では各試験体の M_s が漸近していく様子がうかがえる。これは、図 20(c)において、非線形挙動に移行する領域では各試験体に耐力差がある

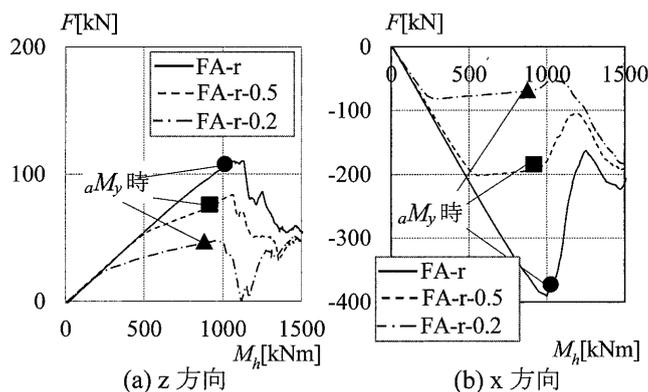


図 24 $F-M_h$ 関係

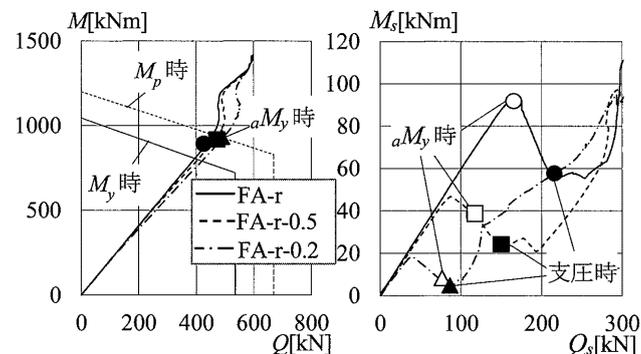


図 26 梁材の $M-Q$ 相関関係 図 27 補強板の M_s-Q_s 関係

ものの、変形が進むにしたがってその差が小さくなっていくことと一致している。

6. まとめ

本研究では、文献 1), 3)で提案する設計法による鉄骨梁貫通孔の補強効果に及ぼす補強範囲、初期導入軸力およびウェブ幅厚比の影響を考察するために、FEM 解析を行い、以下に示す知見を得た。

- 既往の設計法¹⁾³⁾で補強範囲(本論では、梁せい 600mm に対して、貫通孔径 250mm を有する場合を対象に、補強板高さ 350~450mm の範囲で検証)を変えても十分に補強できることが明らかとなった。
- 梁せい 600mm の H 形断面を対象に FC 以上の異なる幅厚比種別での本補強設計の補強効果を確認し、十分な補強ができていた結果を得た。
- 高力ボルトの初期導入軸力を低減させた補強梁は、通常の補強梁と同等の耐力を有した。しかし、初期導入軸力を低くするほど、降伏耐力後に早期に支圧状態になり、補強板の性能が十分に発揮されなくなることが確認できた。したがって、ボルトの初期導入軸力は、現在の短期荷重時に設計条件を満足するボルト軸力を導入することが望ましいと考えられる。

謝辞

本研究は、一部を日本鉄鋼連盟による研究助成、一部を岡部株式会社との共同研究により実施したものである。

本補強構法の検討ならびに解析計画に際しては、岡部株式会社の横山眞一氏、平山貴章氏より貴重なご助言を頂いた。数値解析については九州大学情報基盤研究開発センター研究用計算機システムを利用した。また解析作業・分析には、同じ研究室の共同研究者であった樋口滝氏、部田しづく氏にご協力を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 松尾真太郎, 樋口滝, 安井信行: 高力ボルトを用いた鉄骨梁貫通孔補強構法に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 26 巻, pp.81-88, 2018.11
- 2) 樋口滝, 松尾真太郎, 安井信行: 鉄骨梁貫通孔の簡易補強工法に関する研究 その 3, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 58 号, pp.317-320, 2019.3
- 3) 樋口滝, 幸田智輝, 松尾真太郎, 横山眞一, 平山貴章: 鉄骨梁貫通孔の簡易補強工法に関する研究 その 5 実験結果・考察および有限要素法による実験再現解析, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 59 号, pp.369-372, 2020.3
- 4) 加藤勉, 金子洋文: 鉄骨梁貫通孔の梁端からの限界距離について, 日本建築学会構造系論文集, 第 496 号, pp.105-112, 1997.6
- 5) 田中寛二, 井戸田秀樹: H 形鋼梁部材の単調載荷履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 719 号, pp.123-133, 2016.1

(受理: 令和 2 年 6 月 2 日)