

「2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の

耐震診断基準・耐震改修設計指針講習会」

質問・回答集

既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修指針改訂委員会

昨年12月から本年2月にかけて開催いたしました「2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針講習会」において、受講者の方々から寄せられました質問に対して、原案を作成した委員が中心になって委員会としての回答をまとめたものです。寄せられた質問は、概ね原文のまま、特に選択せず、すべてをとりあげてを原則としましたが、同様の質問は適宜まとめるとともに、表現はわかりやすく修正させていただいたものもあります。ただし、委員会として質問の意図が理解しかねるものは割愛させていただきました。質問をお寄せいただきました方々には感謝申し上げますとともに、今後の診断基準の運用に活用していただければ幸いです。

〔耐震診断基準〕

Q1 2次診断、3次診断の適用範囲の目安はないでしょうか。2次、3次で総合的に診断者が判断することが好ましいのが分かるが、診断を促進し、かつまた、改修を促進するためには、大局の判断が必要と考えるが、いかがでしょうか。

A1 建物の性質に応じて第2次診断法と第3次診断法は適用していただきたいと思います。

第2次診断法では梁の情報を用いませので、梁で耐力・変形性能が定まる建物に対しては危険側の耐震診断となる可能性があります。逆に、柱と梁の耐力が接近している場合に第3次診断法のみ実施すると、柱が破壊する危険性を見逃す場合が予想されます。すなわち、第2次診断法と第3次診断法をともに実施すべき事案もあると想定しています。

ご指摘のように総合的に診断者が判断して耐震診断を実施する必要があると思います。

なお、第2次診断と第3次診断のどちらを主体として耐震診断を行うかの目安については、実施例を積み重ねるに従い、定まるものと期待しています。しかし、SRC造では複雑な建物が多いため、現段階では残念ながらそれだけの蓄積がないのが現状です。

Q2 外力分布について基準書ではSRC造の場合、原則的にAi分布の標記をしているがRC造では $\frac{n+1}{n+i}$ 分布を

原則的表記としている。(ただし実務的にはRC造の場合、 $\frac{n+1}{n+i}$ 、Ai分布を任意に使用しているのが実状)

整合性をとる事を考える中、あえて外力分布についてRC基準とSRC基準で使い分ける表現とした主たる意義は何なのか。大きな意義に相違なければ整合性を取った中で、ただし書きなどの中で運用を考えても良いのではないのでしょうか。

A2 SRC診断基準 p.88～の3.2.1 Eo指標の算定では、1997年版SRC診断基準と同様、Ai分布を用いてEo

指標を算定することを基本としています。これは、本診断基準が原則として高さ 45m 程度までの高層の建築物を対象としているためです。ただし、p.96 の解説(c)において、「対象建築物の地震動に対する応答性状を適切に表す外力分布を用いる場合にはこの限りでない。この点は、第 2 次、第 3 次診断法による場合も同様とする。」ことを記載しています。したがって、診断建物の振動モードが直線で、各層の重量が均一であれば、 $\frac{n+1}{n+i}$ 分布を用いることができます。

Q3 E_0 指標を算出するにあたって鉛直部材を最大 3 グループまで分類する必要がありますが、プログラムでは鉛直部材の F 値グループを RC 造では 2001 年版 RC 診断基準の適用の手引を参考に 13 グループとしております。SRC 造でも 2009 年版 SRC 診断基準の適用の手引を参考にしようと考えましたが、適用の手引 p. 229 や p. 281 等では $F=1.5$ や $F=3.0$ ではグループ分けがされておられません。RC 部材が混在する時のことを考慮すると RC 造のグループ(13 個) $F=2.5, 4.0$ のグループとする手法も考えられますがこのような方法でも問題ないでしょうか。

A3 計算途中の過程ではグループの数は問いませんので 1 3 グループでも結構ですが、最終的に E_0 を求める際には 3 グループに集約して分類してください。

Q4 p. 91 曲げ壁の強度寄与係数は $F=1.0\sim 1.27$ 未満は 0.9 で固定でしょうか。p. 98 では直線で 0.9~1.0 の間としている図があります。

A4 診断基準 p. 91 に示すように、 $F=1.0\sim 1.27$ 未満の曲げ壁の強度寄与係数は 0.9 で固定です。p. 98 の解説図 3.2.1-5(b)に示すように、曲げ壁の強度寄与係数は 0.9 で表記しています。

Q5 p. 91 充腹型の脆性柱の $F=0.8$ 時点 (1/500) における強度寄与係数は (9) 式で求めるのでしょうか。p. 97 のグラフでは $\alpha=1.0$ となっています。同様にせん断柱もグラフでは 0.8 で固定となっています。

A5 充腹型の脆性柱の $F=0.8$ 時点 (1/500) における強度寄与係数は、p.97 の解説図 3.2.1-3(a)中に示すように「1.0」で固定となります。一方、せん断柱の強度寄与係数は、解説図 3.2.1-3(b)中に示すように、「0.8~1.0」となります(p.91 の表 3 参照)。

Q6 p. 114 「通しガセットプレート」と「トップアングルと通しガセットプレートの併用」の違いについて具体的に示していただけないでしょうか。

A6 柱梁接合部の詳細 (例) は、適用の手引き (p.13~17) に示されています。
「通しガセットプレート」方式では、リベットまたはボルトを用いて柱弦材鉄骨と梁弦材鉄骨を通しガセットプレートに接合します。この場合、梁弦材鉄骨先端に隣接する通しガセットプレート断面の全塑性モーメント M_p が、梁端部の弦材鉄骨で決まる降伏モーメント M_y に割り増し係数を乗じた値以上であれば、現行設計の保有耐力接合になります。通常、弦材鉄骨は山形鋼が用いられます。
「トップアングルと通しガセットプレートの併用」方式は、通しガセットプレート全塑性モーメントのみでは梁端部の弦材鉄骨で決まる降伏モーメントが不足する場合に、不足分をトップアングルを用いて、梁弦材鉄骨から柱弦材鉄骨に伝達することを意図した接合形式です。しかし、トップアングルからの伝達

モーメントは、トップアングルに補強リブプレートを取り付けるなど、鉄骨詳細によって異なるので、診断基準 p.114 の表 8 では、低減係数を 0.9 としています。

Q7 p.114 接合形式による低減係数で、2次診断において、柱梁接合部の梁部分、梁の継手部分の検討を行わない場合、表の低減係数を乗じると言うことでしょうか。

A7 表の低減係数を乗じるのは、診断基準 p.113 の本文(IV)に基づき、「・・・検討しない場合、柱内蔵鉄骨の終局強度に表 8 の低減係数を乗じる」こととします。

ただし、診断基準 p.113 の本文(IV)では、当該柱を含む骨組が梁破壊型でないことが確認された場合には、梁の継手部に関する低減係数を 1.0 としてもよい、としています。

すなわち、2次診断であっても、梁鉄骨端接合部および梁鉄骨継手部分の強度が鉄骨母材耐力に比べて不足する恐れがある場合、柱内蔵鉄骨の終局強度を低減して算定することとしています。

Q8 p.114 接合形式による低減係数で、低減は強軸、弱軸の鉄骨断面積に乗じるのでしょうか。

A8 低減係数は、診断基準 p.113 の本文(IV)に基き、検討対象方向の柱内蔵鉄骨の終局強度に乗じます。すなわち、検討対象が強軸であれば、強軸方向の曲げ終局強度とせん断終局強度の小さい方として決まる終局強度に低減係数を乗じます。

Q9 p.114 接合形式による低減係数で、検討を行った場合で、応力伝達能力が無い場合は、どのように低減したら良いでしょうか。

A9 応力伝達能力が期待できない場合、検討対象の柱内蔵鉄骨の終局強度は「0」になります。

Q10 p.122 では独立柱の場合、0.9 を乗じる程度で良いと記載されていますが、本文表 8 では 0.8 と記載されています。どちらを採用するのでしょうか。

A10 p.114 の表 8 中の低減係数は、柱内蔵鉄骨の終局強度に乗じるのに対し、p.122 の解説では、「柱継手については、独立柱の場合 FL+1.0m 程度の位置にあり、この位置では応力が小さくなるので、特に問題なく 0.9 を乗じる程度でよいとした。」すなわち、FL+1.0m 程度の位置における柱継手強度を算定する時には、低減係数を 0.9 程度でよいとしています。

Q11 p.137 一次診断の壁の靱性指標 F は RC 壁であっても F=1.27 を採用して良いのでしょうか。(雑壁など)

A11 診断基準 p.137 の 3.2.3 靱性指標 F の算定(1)第 1 次診断法の表 9 では、雑壁の寄与を想定していません。主体構造が SRC 造でも、RC 雑壁は、RC 造の C 値と F 値しか望めないのが、RC 雑壁の寄与を I_s 値に見込むのであれば、診断基準 p.294 の付録 1 によって、 I_s 値を算定することになります。通常、1 次診断では、そのような複雑な手法で I_s 値を算定しても、信頼性の高い耐震性能が得られないと考えられます。

Q12 p.139 袖壁付き柱とあるのは柱と壁が連続する部材のことでしょうか。

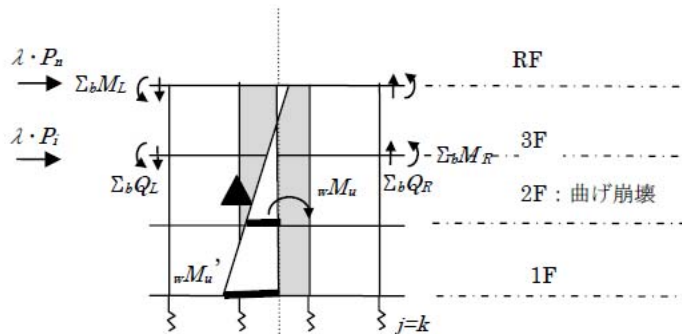
単層形式の袖壁付き柱は単層の場合、壁の大きさ等にかかわらず、袖壁付き柱と評価するということでしょうか。

A12 診断基準 p.114(3.2.2 強度指標 C の算定(2)(b)および p.139(3.2.3 靱性指標 F の算定(2)(b),(c)では、単層形式と連層形式の袖壁付き柱に分類しています。袖壁付き柱は、柱と袖壁で構成されている点では、「壁と柱が連続する部材」と同じです。ただし、p.263 の付則 3.「壁と柱が連続する場合」、RC 診断基準と同様、C 値と F 値を算定することにしています。
また、単層形式の袖壁付き柱の C 値と F 値は、壁の大きさ等にかかわらず評価することが基本となります。

Q13 2次診断の場合、引張力を受ける柱の F 値の算定式がありません。3次診断による場合の引張力を受ける柱の靱性指標を求める(47)式を準用してもよろしいでしょうか。

A13 2次診断では、個々の部材での引張側変動軸力は考慮せず、引張軸力の影響が最も大きい外柱柱脚部の引張破壊のみを建物全体の E_{0g} 指標で考慮することとしています。したがって、原則的には引張側柱では変動軸力を無視して長期軸力のみを考慮し、表 10 を適用すればよいと考えています。ただし、2次診断で引張側柱の変動軸力も考慮する場合に、(47)式を準用することは差し支えありません。

Q14 下図のような架構で連層壁の中間で曲げ崩壊した場合の境界梁を考慮した壁架構の靱性指標について、診断基準(49)式により境界梁・直交梁の寄与分だけ靱性指標が変化しますが、この場合の ${}_w M_{b,b} M$ 、および $\sum({}_b q_{b,F})$ は連層壁の他の層(例では 1F, 3F)に対しても崩壊層の値を用いればよいのでしょうか。
つまり、1Fにおいては2FからRFまでの境界梁・直交梁の総和と1Fにおける終局時の曲げモーメント(下図の ${}_w M'_u$)により(49)式を計算するのでしょうか。それとも崩壊層にて(49)式を用いて算出した靱性指標を他の層(1F, 3F)にも適用すればよいのでしょうか。



A14 連層耐震壁の場合、通常、最下層で破壊して、その層より上部については耐力の余裕度が十分に高いと考えて、最下層の靱性指標を当該階でも用い、最下層が破壊するメカニズム時の当該階の壁せん断力により強度指標を定める略算を行うことがよく行われています。
しかし、連層耐震壁であっても各階ごとにその階に破壊が生じるとして強度指標と靱性指標を定めるのが原則です。特に、ご指摘のように1層目が曲げ降伏する以前に2層目にて曲げ降伏する場合はよくありますので、考え方を示します。
仮想仕事法を厳密に適用すれば、1層目壁脚が曲げ降伏すると仮定した上で、それより上の部分の壁や梁の破壊位置を仮定して、しかも壁や梁の破壊位置は可能性があるすべての場合を検討して、1層目壁脚が曲げ降伏する場合のメカニズム応力を定め(強度指標も定まる)、その際の各部材の余裕度に応じて靱性指標を定めます。このとき、2層目壁脚が終局耐力を超える応力となりますが、1層目の性能を評価してい

るわけですので、このことは無視します。

Q15 3次診断において、柱頭側が柱ヒンジ、柱脚側が梁ヒンジのような場合、診断基準(p.133)とSRC適用の手引「適用例2」(p.58)の記載からでは設定すべき柱の破壊形式が分かりません。

A15 2001年RC診断基準から、梁支配型柱は梁のみにヒンジが発生する場合だけでなく、「柱頭側が柱ヒンジかつ柱脚側が梁ヒンジ」の場合や「柱頭側が梁ヒンジかつ柱脚側が柱ヒンジ」の場合といった「混合型」の場合においても明確に靱性指標を定める方法を定めました。破壊形式が直接的に靱性指標に反映されなくなりましたので、破壊形式を明確に設定する必要は少なくなったかもしれません。例えば、伏図等では「混合型」と示していただき、軸組図上にヒンジ位置と破壊モードを明記していただければよいと考えます。

Q16 第3次診断法で曲げ壁の靱性指標を求める際に、診断基準 p.142 の 3.2.3(3)(d)(iii)では、回転壁以外、つまり曲げ壁は同 p.140 の表 11 により定めるように受け取れます。一方、適用の手引 p.294 から p.298 の曲げ壁となる増設袖壁付柱の計算例では、曲げ壁であっても回転壁であっても(50)式により靱性指標を求めています。

曲げ壁についてはどちらの手法を用いる方が適切でしょうか。

A16 3次診断で対象とする曲げ壁は、曲げ破壊する壁材と境界梁・直交梁からなる壁架構からなります。壁材の靱性指標 F_w については 3.2.3(3)(d)(iii)により、p140 の表 11 から定めます。また、境界梁・直交梁は 3.2.3(3)(f)によって定めます。壁架構の F 値は(49)式で定めます。ただし、回転壁用の(50)式は曲げ壁も包含するような式となっているので、適用の手引きでは(50)式のみを用いて説明を簡略化しています。

Q17 p.206 2行目、有効断面積とは何を意味していますか。圧縮側との違いは何でしょうか。(圧縮側、全断面積)

A17 診断基準 p.206 の有効断面積は、引張側弦材の曲げ終局耐力の寄与を評価するためですので、引張側弦材のリベット孔またはボルト孔の断面積を控除した値を指します。

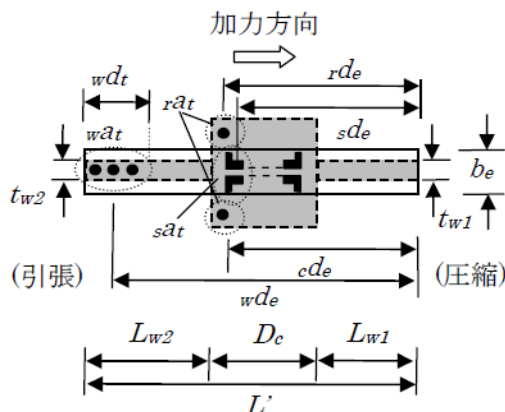
Q18 p.208 非対称断面の曲げ耐力式が2009年版基準の p.208 から示されていますが、この式を用いるとき、 sM_0/M_0 の算定に用いる sM_0 は、 $sM_0=M_{su1}$ として良いでしょうか。

p.208 の解説を読むと、軸力が小さい範囲では、 a_{s1} が圧縮降伏、 a_{s2} が引張降伏を想定しているようなので、そのときの材軸心周りのモーメントは $(a_{s1} \cdot h_{s1} + a_{s2} \cdot h_{s2}) \cdot \sigma_y = M_{su1}$ となるので、 $sM_0=M_{su1}$ と考えて良いかと思ったのですが如何なものでしょうか。

A18 診断基準 p.146 の 3.2.3 項の解説(2)(a)に示すように、「圧縮軸力を受ける柱の靱性指標 F の算定に用いる sM_0 および M_0 は、それぞれ弱軸鉄骨の影響を無視した(34)式および(35)式によるものとした」としているため、 $sM_0=M_{su1}$ としてよいと考えます(解図 A1.1.1-4 参照)。

Q19 連層の袖壁付柱のせん断終局強度で柱型を考慮して壁と見なした場合のせん断終局強度(Q_{su2})について、下図のように引張側に袖壁がある場合の w_{at} は、2001年度版RC診断基準では端部のみでしたが今回の2009年度版SRC診断基準ではある程度の壁筋を考慮してよいように見受けられます。この考慮してよい範囲(下図では w_{dt})が読み取れませんでした。

全体長さ(下図の L')に対する割合(例えば $0.3L'$ など)、もしくは考慮する長さ(例えば60cm)等の範囲の壁筋を考えていますが問題があればご助言をお願いします。



A19 壁の配筋や柱の鉄骨や鉄筋の量などの実状に応じて w_{at} は決めていただきたいと思います。

なお、参考に申し述べると、この p274 の図では基本的には柱型内部の鉄骨や鉄筋を無視し、コンクリート断面だけは考慮し、等価な長方形断面と考えます。すなわち、柱型がない雑壁の耐力評価の場合が参考になり、一般に w_{at} の範囲は端部から $0.2L'$ とすることが慣行として用いられることが多いのではないかと思います。壁端部の補強筋があれば、 w_{at} の範囲はもう少し小さくしてもよいかもしれません。ただし、壁筋の曲げ強度に対する寄与が小さければ、端部補強だけを考慮します。また、柱筋や柱鉄骨の曲げ強度に対する寄与が大きければ、これらを考慮して耐力を評価するべきです。

Q20 2009年版診断基準のp. 219の解図1. 1. 3-2や同頁の解説では中間的なF値の残存軸耐力係数は線形補間してもよいと記載されています。代表点(F=1.0, 1.27, 2.0, 3.5)の中間点は線形補間してもよいでしょうか。また、RC部材においても同様な補間を行っても構わないのでしょうか。

A20 SRC造建物のF値の残存軸耐力係数は直線補間しても結構ですが、SRC造中のRC造部分については基本的にはRC造耐震診断基準に準じてください。

Q21 p. 243 引張側袖壁内の壁筋の曲げ耐力への寄与は無視すると考えて良いのでしょうか。p. 131では直交壁の場合は考慮するとされています。取り扱いが異なるのは何故でしょうか。

A21 診断基準 p.243では、通常、既存SRC建物の壁筋量は多くないので、引張側袖壁内の縦筋の寄与を無視し、袖壁付き柱の曲げ終局強度を算定することになっています。

一方、p.131による「直交部材の考慮」では、スラブ付き梁の曲げ終局強度の算定に準じ、直交壁の縦筋を考慮することになっています。

これは、直交壁は両側柱付き壁のような確かな耐震壁であることを想定していますが、袖壁については、通常、SRC造では壁筋量は多くなく、かつ、壁筋の定着が十分で無い場合が多いため、引張側縦筋は無視しました。

Q22 p. 264～265 鉛直部材の分類は計算で Q_{su} より定めていますが、袖壁長さ等より適宜修正すると言うことでしょうか。

A22 鉛直部材の分類に応じて、耐力式や靱性評価方法ならびに第二種構造要素の判定が変わります。そのため、特に柱と壁の中間的部材である袖壁付き柱に関しては適切に鉛直部材の分類を行う必要があります。壁と柱が連続する場合、鉛直部材の分類は原則として計算で Q_{su} より定めます。この理由はRC診断基準にも示されていますが、耐力をできるだけ連続的に評価することが目的です。実際の破壊メカニズムとの対応が検証された方法ではありません。したがって、工学的判断を交えて鉛直部材の分類を行うことが推奨され、その目安の1つとして袖壁長さを採用していただいで結構です。

計算で Q_{su} より定めると、靱性指標も実用的な範囲では概ね連続的に評価できるようになり、工学的判断を特に持ち込む必要性は少ないと予想しています。しかし、袖壁付き柱と分類されると第2種構造要素の判定が必須となるのに、壁と分類されると第2種構造要素の判定を特に求めません。したがって、第二種構造要素の判定に際しては種々の状況に応じて工学的判断が必要です。

[耐震改修設計指針]

Q1 p. 74 RCの改修指針では壁板と両側柱の耐力和についても検討するようになっていますが、SRCでこれを省略したのは何故でしょうか。(RCとSRCの違いがあるのでしょうか)

A1 壁板と両側柱の耐力和は、特に梁のみにアンカーを打ち、柱にはアンカーを設けない工法で、壁板と両側柱が分離してそれぞれが単体で強度を発生する場合に対応した強度式であると考えられます。昨今の増設壁工法を見ると壁板4周にアンカーを配したものがほとんど全てであり、壁板と両側柱が分離する破壊は生じることはほとんどないと考えられました。また、特にSRC造の場合、4周にアンカーを配しながらこの強度式による値を増設壁の強度としたのではかなり控えめな値となるとの判断から、1997版から引き続きこの強度式を採用しないこととしております。

Q2 p. 79 (7) 全て圧入、頂部200mmを圧入のいずれかによるとされていますが、p. 227では流し込みも良いように書いています。どちらを優先すれば良いでしょうか。

A2 それぞれの施行条件により梁下面に隙間が生じないように、それぞれの工法に応じて十分注意して施工されるのであれば基本的にどの工法でも構いません。

Q3 p. 92 基礎の浮き上がりの検討が不可欠と記載されていますが、低層(校舎程度)でも必要でしょうか。

A3 建物条件によって判断してください。例えば、軸力が小さい隅柱部分に強度の高いブレースを連層(校舎であれば3連層)で取り付ける場合などでは、検討が必要と思われます。なお、低層建物の補強計画時に浮き上げの検討が必要になるような強度の高いブレースを建物の端に設けないことが望ましい。

Q4 p. 95 解表ほか、 $F=1.0$ の時点で最大耐力を超え、 $F=0.8$ でも同様の $n-R$ 関係となっています。P. 91の

強度寄与係数ではF=0.8のとき0.65、F=1.0のとき1.0であり、p.95が正しいのであればF=0.8の強度寄与係数は1.0として良いものだと思います。どのように考えれば良いのでしょうか。

A4 p.95の検討は、圧縮ブレース軸部の圧縮座屈後の耐力用に「層間変位」＝「ブレースの軸方向変位」を想定し、ブレース変位が最大（座屈耐力後の耐力評価に対して最も安全側）に評価される場合を取り扱ったものです。ブレースの強度寄与係数は圧縮ブレースと引張ブレースを組み合わせた実験結果から設定されたp.91の強度寄与係数を用いるのが妥当ということになります。

Q5 p.183 接着系アンカーのカプセル回転打撃型でチューブ式は対象外としたのは何故でしょうか？また、回転型（打撃無し）は対象外でしょうか。

A5 本指針では、日本建築あと施工アンカー協会が技術評価が得られている方式を対象としております。その他の方式を用いる場合には、設計者の責任において、自身で性能・信頼性等を確認した後、採用していただくこととなります。

Q6 既存鉄骨にスタッド鉄筋を用いる場合について

・へりあき、ゲージ、ピッチ、既存鉄骨厚さなどの規定

通常、既存鉄骨がL-75×75×6～12、65×65×6～9程度のためJASS6や耐震改修指針のスタッドやアンカーの規定によると配置できない場合が多い

・既存鉄骨にプレート溶接して鉄筋をフレア溶接する場合の規定

梁下にてFBを溶接した時、突き合わせは現場で困難でありアングルの隅肉溶接となる。その際、上記と同様、規定はどのようにすればよろしいでしょうか。

プレートが間接接合部に入り、せん断を受ける時、アンカー以上にせん断力、曲げを負担する事になり既存鉄骨の曲げ変形等に影響が大きいように感じます。

A6 規定に関する質問で、溶接性を確保するために鉄骨の板厚の規定を満足するようにあまり太径のスタッドを用いないような配慮が必要だとは思いますが、へりあき、ゲージについてはコンクリート内に埋め込まれた鉄骨である点や他の方法より確実な応力伝達が期待できる点を考慮して柔軟に対応すればよいと思われます。アングル材であればその中心線にスタッドを打つようにすればよいのではないのでしょうか。

プレートを介した場合については、指針に示した図はあくまでも一例です。質問のような懸念があれば、例えば鋼板に鉄筋をスタッド溶接し、その鋼板を既存鉄骨に隅肉溶接するなど別の方式を考えていただければと思います。また、規定については確実な応力伝達が図られるように場合に応じて柔軟に対応していただきたいと思います。

Q7 梁下に使用する接着系アンカーで有効埋込長さが7da以上確保出来ない場合、金属系アンカーの耐力式を準用し、接着系アンカーを使用することは可能でしょうか。

A7 接着系アンカーの有効埋込長さが7daより短い（ただし、4.5daより長いこと）場合のせん断耐力の考え方は、指針解説p.191の最下行からp.192にかけて書かれておりますので参考にして下さい。

[適用の手引き]

Q1 p.16 付図 1.1.20 のリベット 4-19φは柱と梁それぞれに 4 本（合計 8 本）なのでしょうか？それとも 2 本ずつで合計 4 本なのでしょうか。

A1 p.17, 上 1 行目の TR の計算に示しますように、柱と梁それぞれに 4 本（合計 8 本）です。

Q2 p.81 柱なし壁は他の柱が充腹形であれば、壁そのものは RC であっても $F=1.27$ （せん断壁）として良いのでしょうか。

A2 $F=1.0$ ではないでしょうか。

Q3 p.191 長期せん断力（梁）は考慮する必要はないのでしょうか。基準 p.285 は考慮するように書かれています。

A3 ご指摘どおり、実際には長期せん断力を考慮する必要がありますが、ここでは省略しました。

Q4 p.199～ 補強の接合等の検討はしなくとも良いという内容でしょうか。

A4 増打ちの袖壁と既存柱および既存袖壁との接合を検討し、あと施工アンカーの量を決める必要がありますが、ここでは省略しています。

Q5 p.211 付表 1.8.2 接着系アンカー表に D22 が入っていないのはなぜでしょうか。（使用はしないようにと言う事でしょうか）

A5 標準的な鉄骨のかぶり厚さは 150mm 程度であり、接着系アンカーの穿孔深さを 8 db とした場合、鉄骨のかぶり厚さ以上となるため D22 は表示していません。D22 を使用する場合には既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針に準じて、注意して使用してください。