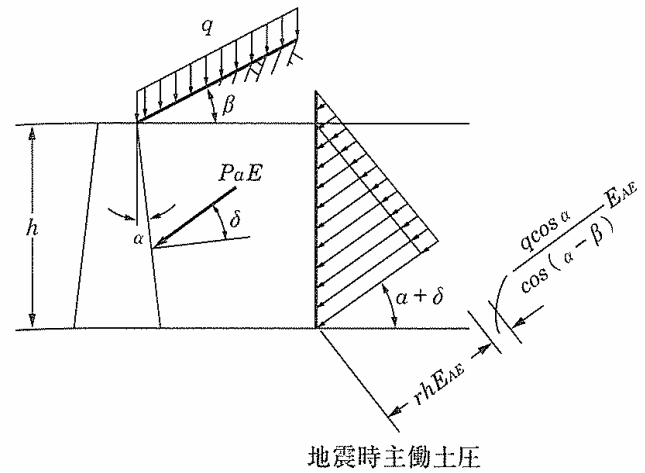


No.	章	ページ	質問	回答
1	2章	2-12	海岸線に近接して建築する場合には、すべて津波を考慮する必要がありますか。	海岸線に近接して建築する場合であっても、津波避難ビルに指定されていない場合や地震発生後に建物の機能を維持する必要がない場合などには、津波を考慮する必要はありません。建築主と協議の上、設計クライテリアを決定してください。
2	3章	3-8	下から12行目、「梁又は柱に塑性ヒンジが形成されるまで局部座屈・横座屈が生じないことを確かめる。」とは、ルート1-1であっても、保有耐力計算を行い、横座屈が生じないことを確認する事なののでしょうか、それとも、横座屈の規定を満足させることでよろしいのでしょうか。	保有耐力計算による確認を行うということではなく、塑性ヒンジが形成されるまで局部座屈・横座屈が生じないように、p3-7で述べているように、ルート2の幅厚比を満足させるという意味です。
3	3章	3-5	ルート1-1でも局部座屈の検討、偏心率の割増しが規定されています。本来、ルート1-1は小規模の物件であり地震力の割増し等もされており変形能力、強度は自動的に確保されているとみなされる建物です。(参 技術解説書P316)「塑性ヒンジが形成されるまで」との記述がありますが具体的に何を検討するのでしょうか。	質疑2の回答と同様です。また、Fesによる割り増しは、静岡県指針としての割り増し規定と考えてください。
4	3章	3-10	3(1)にトラス材の座屈長さについて記述がありますが、接点間長さの0.80倍を曲げ座屈長さとしてよいのは、端部のみでしょうか。それともトラス材の中央部も含むのでしょうか。	トラス材の中央部も含まれます。
5	3章	3-11	軸組筋かい材の幅厚比についての制限は、引張のみに有効としている部材についても対象としているのか。	引張りのみ有効としている部材についても対象となります。
6	3章	3-14	下から3行目、「3 上記のほか技術基準解説書に示された方法を用いる場合には～」について、 ICBAのQ&Aでは、技術指針解説書の場合の「望ましい」との記述に関しては、さらに高いレベルの安全性を実現するための推奨事項であり、これに適合していなくとも、建築基準関係規定に適合している場合は適法なものとして取り扱ってよい、との回答がなされています。県指針における横補剛に関する上記の「望ましい」との記述は、ICBAの回答と同じ推奨事項としての取り扱いと判断してよろしいのでしょうか。	この章は、表題の通り塑性変形能力の確保を目的としております。十分な塑性変形能力の確保と言う目的で、技術基準解説書の均等間隔による横補剛の場合より、全ての設計ルートにおいて1本追加することが望ましいとしています。
7	3章	3-14	ルート1や2の場合は、技術基準解説書によってはいけないのか。(端部に配置する場合)	質疑6の回答と同じです。
8	3章	3-25	5に鉄骨継手のちぎれ破断を注意すると記述がありますが、具体的な設計例は何を参照すればよいのでしょうか。	「鋼構造接合部設計指針」を参考にして下さい。
9	3章	3-26	2)露出型柱脚について(解説)の中にアンカーボルトの有効長さLbは、ベースプレート下面から定着板上面までの距離とありますが、接合部指針(学会)によると、ベースプレート上面からとなっています。接合部指針による設計でもよろしいのでしょうか。	県指針では、技術基準解説書の記載と同様に、ベースプレート下面からとしています。

10	3章	3-29	4) 埋込型柱脚「4. 側柱又は隅柱の柱脚にあつては、基礎ばり主筋の同径、同本数以上の U 字形の補強筋その他これに類するものにより補強する」とありますが構造計算によって主筋より小径、同本数未満でおさまる結果の場合でも主筋の同径、同本数が必要ですか。埋込み部分の鉄骨に対するコンクリートのかぶり厚さを鉄骨の柱幅以上とした場合でも、U 字形の補強筋は基礎ばり主筋の同径、同本数以上必要ですか。	計算による確認をされている場合については、この限りではありません。
11	3章	3-31	トラス架構を含む骨組で、トラス架構耐力にて保有耐力が決まる場合は $D_s=0.45$ とするとなっているが、「保有耐力と変形性能」にて示されている 3.5 式及表 3.3 構造ランクによる D_s 値を採用して良いですか。	トラス形式の部材は大きな塑性変形を期待できないので、県指針ではトラスを含む架構について、 $D_s=0.45$ としています。 ただし、柱が充腹材で柱部材の耐力で決まることが明らかな場合はこの限りではありません。
12	3章	3-31	13 行目、「9 基礎ばりにヒンジが生じる場合は～」について 本来は構造関係技術基準解説書にあるように、対象となる階の構造種別により D_s 値を決定されるべき事を、静岡県指針のみの独自の取り決めという事で、地中梁にヒンジが生ずる場合は RC 構造と見なすという事でしょうか。また、基礎梁のヒンジが一か所でもあれば、RC の D_s を採用すべきという事でしょうか。	この章に関しては（解説）に示すとおり、電算プログラムを用い保有水平耐力を算出する場合の留意点を記述した内容となっております。一般的なプログラムは基礎梁にヒンジを想定せずに、 D_s を決定しています。 D_s 決定は本来、設計者が適切に判断し決定すべき内容と考えます。
13	3章	3-31	RC 部材にヒンジが生じた場合は、RC 部材の部材ランクに応じた D_s を採用するとの規定についてですが、地下階の無い一般の鉄骨造の場合も適用されるでしょうか。	質疑 12 の回答と同様です。
14	3章	3-31	下から 14 行目「3 横補剛材間隔の検証は～」について 横補剛が不足する梁の取り扱いですが、今回の県指針の改正の中で、保有水平耐力計算において、横補剛が不足している梁が横座屈耐力に達した場合、その梁を単純梁として扱い、梁が床荷重を支持することが出来る場合は、この耐力を無視して、保有耐力を求めてよいと記述されています。その具体的な計算方法として、 D_s の考慮は行うものの、その梁が横座屈耐力に達した時点以後も、想定する保有水平耐力の指定層間変形角まで加力し、保有水平耐力を求めるという事で理解しましたが、それでよろしいでしょうか。この場合、「この梁が建物の一部分である場合には」と記述がありますが一部分とはどのような事を想定しているのでしょうか。具体例をお願いしたいと思います。 また、横座屈後の梁の検討を、単純梁として扱い鉛直荷重に対して断面検定を行う訳ですが、座屈後の部材を単純梁として扱う事は問題ないと判断してよろしいでしょうか。	質疑 12 の回答にありますように、多くのプログラムは塑性変形能力が確保されている事が前提となっています。この前提条件から逸脱する場合には設計者がその内容に関して十分な検討を行う必要があります。具体的な内容は物件個別に設計者が詳細に検討を行う必要があると考えます。
15	3章	3-31	「3 横補剛間隔の検証は 3. 3. 2 による事を原則とするが技術基準解説書によっても良い」とあるが、技術基準解説書によっても良いの意味は均等間隔で補剛した場合、1 本増やさなくても良いという意味も含んでいるか。	技術基準解説書によってもよいという意味は、横補剛間隔を計算で確かめる場合の方法を指しています。均等間隔による横補剛の場合は 3. 3. 2 章に拠って下さい。
16	3章	3-32	13 行目、「9 基礎ばりにヒンジが生じる場合は～」について D_s 決定は階を代表する構造で決定するのであり、その考え方は新耐震 (S56) から変わっていません。混構造 (RC+S) の場合なら少しは理解できますが、平屋の基礎梁ヒンジに RC の D_s を適用と言い切ってしまうのでしょうか。	質疑 12 の回答と同様です。

17	3章	3-35	「天井材等、二次部材の落下防止」について本文の1および2に防止策を講じる」とありますが、解説においては、(1)～(5)において具体的なディテールが示されております。これらは全て防止例と考え、本指針ではこれと異なる合理的なディテールも認めてもらえると解釈しても宜しいでしょうか。	ご質問の通り、本指針で示しているディテールは防止例となりますので、その他のディテールを用いる事は可能です。
18	4章	4-24	すみ柱のせん断設計を柱両端ヒンジ状態で算定するとありますが、これはすべてのすみ柱（4本柱以外でも）に適用でしょうか、階数に関係なく検討する必要がありますのでしょうか。梁ヒンジが、明らかに先行する場合、梁の終局曲げ耐力を考慮し、せん断設計をすることは可能でしょうか。	2方向の地震力を同時に受け両方向の梁の応力が増大し降伏に向かい、構造物に降伏機構が形成されつつある場合、柱の応力は1方向のみの場合より大きくなるため、それぞれの独立の方向で梁降伏型となっても、2方向地震力の場合、柱の曲げ耐力は、主軸方向の場合より小さくなり、梁降伏型にならず、想定していない箇所の柱にヒンジが発生することもあり得ます。特に軸力の変動が大きいすみ柱の場合、こうした2方向地震力に対して考慮することとし、想定しない柱にヒンジが発生する場合にもじん性を確保するよう、原則としてせん断設計を柱両端ヒンジ状態で算定することとしています。斜め方向加力を行った場合や独立したX方向およびY方向の設計用モーメント、せん断力、軸力を適切に割増して検討した場合などで、柱のじん性に対して十分ゆとりがある場合は、原則によらず設計者の判断によることができます。軸力の変動が大きい場合のすみ柱は、柱の本数や階数に関わらず、2方向からの荷重の同時作用を考慮することとします。梁ヒンジが明らかに先行する場合でも、独立したX方向およびY方向の柱のモーメント、軸力を適切に割増すなどして2方向地震力の効果も考慮して、せん断設計をするのが望ましいです。
19	6章	6-4	あばら筋、ベース筋先端にフックは必要でしょうか。	必要です。
20	6章	6-10	木造柱の寸法は構造計算によってその安全性が確認できれば指針に示されたサイズを下回っても良いか。	結構です。
21	6章	6-34	1階が鉄筋コンクリート造の場合の混構造で1階部分が設計ルート1の場合には1階の偏心率の算定は不要ではないか？	平面的剛性のバラツキの影響が大きい建物に設計ルート1を適用する事は望ましくないと考えられる事から、1階についても偏心率の規定は満たすものとしています。
22	7章	7-6	4号建築物においても、何らかの方法で液状化の検討を必ず行わなければならないか？ また、SS試験での土採取は必須となりますか？	液状化の可能性がとられる地盤では必要です。 簡易判定法は、地表面から5mまでの沖積層を対象として土質と地下水位を確認する必要があります。液状化層かどうか判定のための土質の確認に土サンプルが必要ならば、採取しなければならないでしょう。
23	7章	7-6	液状化判定のためのボーリング調査で、コーンプリー法による標準貫入試験は不可でしょうか？	コーンプリー法は手軽に出来ますが、エネルギー効率が低いこと、作業の習熟度、習癖による個人差などが生じやすいので、除外しています。
24	7章	7-6	液状化の検討を必要とする地盤はどのように考えたらよいか？	解説に示した3つの条件を参考に安全側に判断して下さい。
25	7章	7-13	杭基礎の保有水平耐力算定法に弾性支承梁理論による略算法ではだめか？	応答変位法などによって地震時の地盤変形を考慮した検討によります。
26	8章	8-16	擁壁の地震時安定計算の安全率は1.5でしょうか	擁壁の地震時安定計算は極限荷重に対するものなので安全率は1.0です。



- γ : 背面土の単位体積重量 (kN/m³)
 h : 地表面から, 土圧力度 (又は土圧力) を求めようとする位置までの深さ (m)
 q : 単位斜面面積当たりの等分布荷重 (kN/m²)
 α : 構造物背面又は仮想背面が鉛直面となす角 (°) (図の矢印の方向を正とする)
 β : 構造物背面の地表面が水平面となす角 (°) (図の矢印の方向を正とする)
 ϕ : 背面土の内部摩擦角 (°)
 δ : 構造物背面と土との摩擦角又は仮想背面における摩擦角 (°) (図の矢印の方向を正とする)

$$K_{AE} = \frac{1}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta)} \cdot \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

ただし, $90^\circ \leq \alpha + \delta + \theta$ となる場合には適用できない。

また $\phi - \beta - \theta < 0$ となる場合には, $\phi - \beta - \theta = 0$ として計算する。

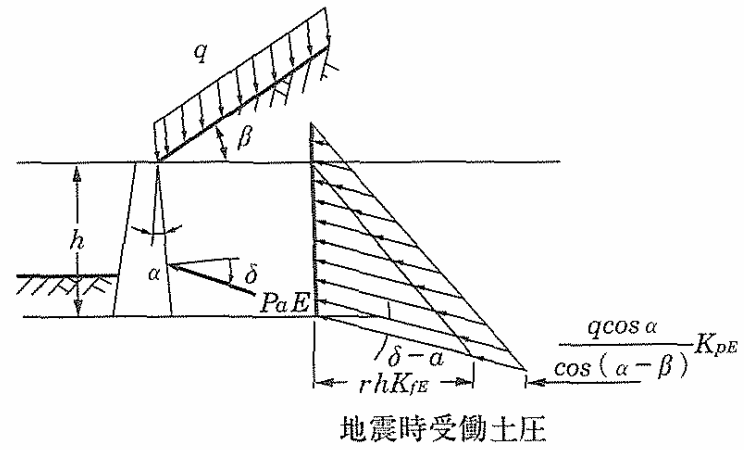
$$\theta = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v} \quad (K_h: \text{設計水平震度})$$

$$(K_v: \text{設計鉛直震度})$$

8 章

8-16

擁壁の地震時受働土圧のKPE式



$$K_{PE} = \frac{1}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta - \theta)} \cdot \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \delta - \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta < 0$ となる場合には適用できない。