

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

主講人:

中國土木水利工程學會 混凝土工程委員會



王承順

林炳昌 趙文成 委員

時間：9:30 - 10:20

1



中國土木水利工程學會



內政部營建署

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

課程大綱 (Part I)

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

- 3.2 範圍
- 3.1 符號修改
- 3.3 設計基本假設
- 3.4 設計通則
- 3.5 受撓構材之橫支撐間距
- 3.6 受撓構材之最少鋼筋量
- 3.7 裂紋控制 一 梁與單向版內受撓鋼筋分佈
- 3.8 深梁

2

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

課程大綱 (Part II)

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

- 3.9 受壓構材之設計尺寸
- 3.10 受壓構材之鋼筋限制
- 3.11 受壓構材之長細效應
- 3.12 彎矩放大法－通則
- 3.13 彎矩放大法－無側移構架
- 3.14 彎矩放大法－有側移構架
- 3.15 支承版系之受軸力構材
- 3.16 合成受壓構材
- 3.17 承壓強度

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

Part I

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

第3.2節 範圍：(內政部公布100年7月實施)

混凝土工程設計規範，第三章：

適用於受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材設計。

除另有說明者外，本課程所稱新增或修改為下列規範之比較：

1. 舊(現行)規範：《結構混凝土設計規範》
(內政部公布 92年1月實施，編審自中國土木水利工程學會出版之《(土木401-86a)混凝土工程設計規範》)
2. 新規範：《混凝土工程設計規範》
(內政部公布100年7月實施，編審自中國土木水利工程學會出版之《(土木401-96) 混凝土工程設計規範》)

5

第3.1節 符號修改

新規範新增、刪新或修改定義之符號(不含文字小修改)	說 明
c_c = 鋼筋淨保護層厚，參閱第 3.7.2 或 3.7.5 節；cm。	新增符號
d_t = 構材最外受壓纖維至最外層縱向受拉鋼筋重心之距離；cm。	
f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度 f_y ，參閱第 3.10.3 節；kgf/cm ² 。	
ℓ_n = 淨跨度，兩支承面間之距離；cm。	
$P_{n,max}$ = 斷面軸力計算強度之最大允許值；kgf。	
s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距；cm。	
ϵ_t = 於計算強度下，最外層受拉鋼筋之淨拉應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.4.3、3.4.4 及 3.4.5 節。	修改定義
a = $\beta_1 c$ ；第 3.3.6 節定義之壓應力分佈等值矩形之深度；cm。	
A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積；cm ² 。	
M_c = 用以設計受壓構材之設計彎矩，該設計彎矩業經考慮構材彎曲效應放大之，參閱第 3.13.3 及 3.14.5 節；kgf-cm。	
M_u = 斷面之設計彎矩；受壓構材應依第 3.11 節放大之，參閱第 3.4.7 節；kgf-cm。	
P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負；kgf。	
A_{ch} = 螺旋筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積；cm ² 。	原規範使用符號為 A_c
A_{sx} = 合成斷面內結構型鋼或鋼管之斷面積；cm ² 。	原規範使用符號為 A_s
I_{sx} = 斷面內結構型鋼或鋼管斷面對合成構材斷面形心軸之慣性矩；cm ⁴ 。	原規範使用符號為 I_s
V_{us} = 樓層之總設計剪力，參閱第 3.12.4 節；kgf。	原規範使用符號為 V_u
A = 圍繞受拉主鋼筋且與受拉主鋼筋同一形心之混凝土有效受拉面積再除以鋼筋根數，參閱第 3.7.2 節；cm²	刪除符號
A_{sk} = 梁中每單位高度內單側之表層鋼筋面積，參閱第 3.7.5 節；cm²	
d_c = 最外受拉纖維至最近鋼筋形心間之距離，參閱第 3.7.2 節；cm	
z = 數值，用以限制受撓鋼筋之分佈者，參閱第 3.7.2 節；kgf-cm	

6

第3.3節 設計基本假設

一、規範條文與解說

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

- 3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。
- 3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003。
- 3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y 與應變無關。
- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第 3.3.6 節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。
- 3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a = \beta_1 c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1 = 0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05，但 β_1 不小於 0.65。

7

計算強度下斷面內應力與外力平衡

$$0.85f'_c ab + \sum A_s f_s = P_n = 0$$

$$0.85f'_c a^2 b / 2 + \sum A_s f_s d = M_n$$

計算強度下鋼筋與混凝土之應變與應力之一致性，

$$f_s = \min(E_s \varepsilon_s, f_y);$$

$$f'_s = \max(E_s \varepsilon'_s, -f_y);$$

構材斷面變形前之平面，
變形後仍維持為繞中性軸
轉動之平面

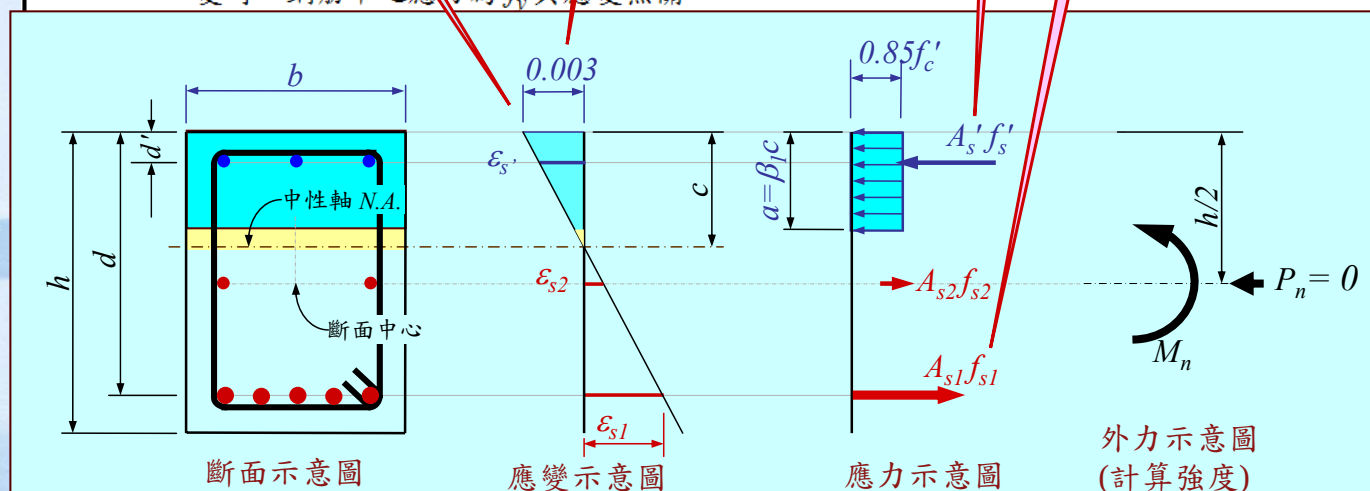
混凝土最大應變
為 0.003

一、規範條文與解說

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

- 3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。
- 3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003。
- 3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y 與應變無關。



8

第3.3節 設計基本假設

一、規範條文與解說

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

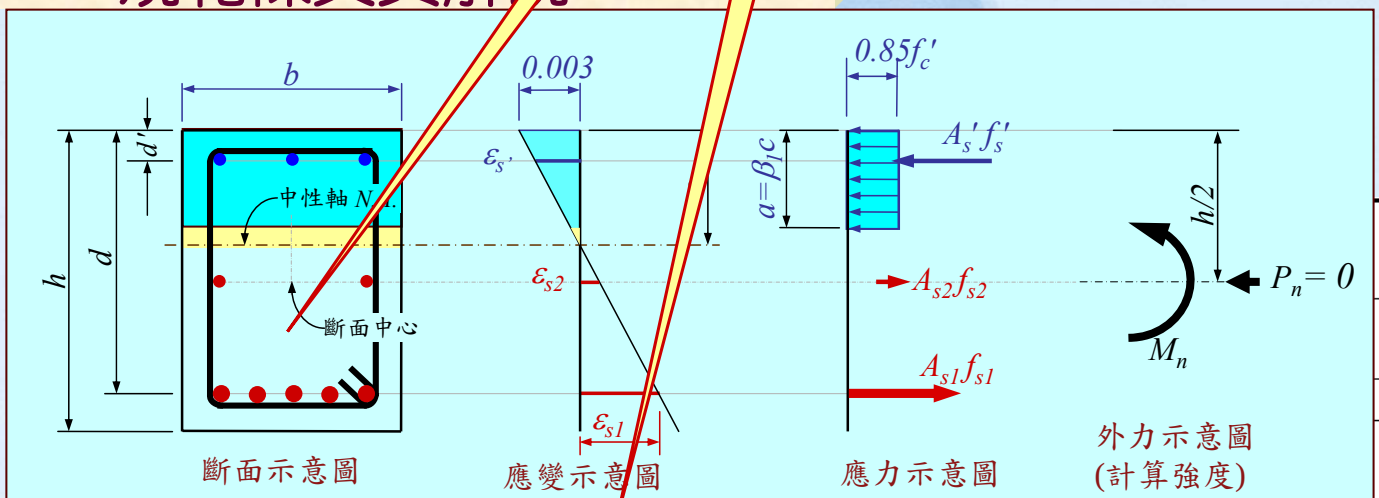
- 3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。
- 3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003。
- 3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y 與應變無關。
- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第 3.3.6 節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。
- 3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a = \beta_1 c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1 = 0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05，但 β_1 不小於 0.65。

9

第3.3節 設計基本假設

一、規範條文與解說

混凝土抗拉強度不計



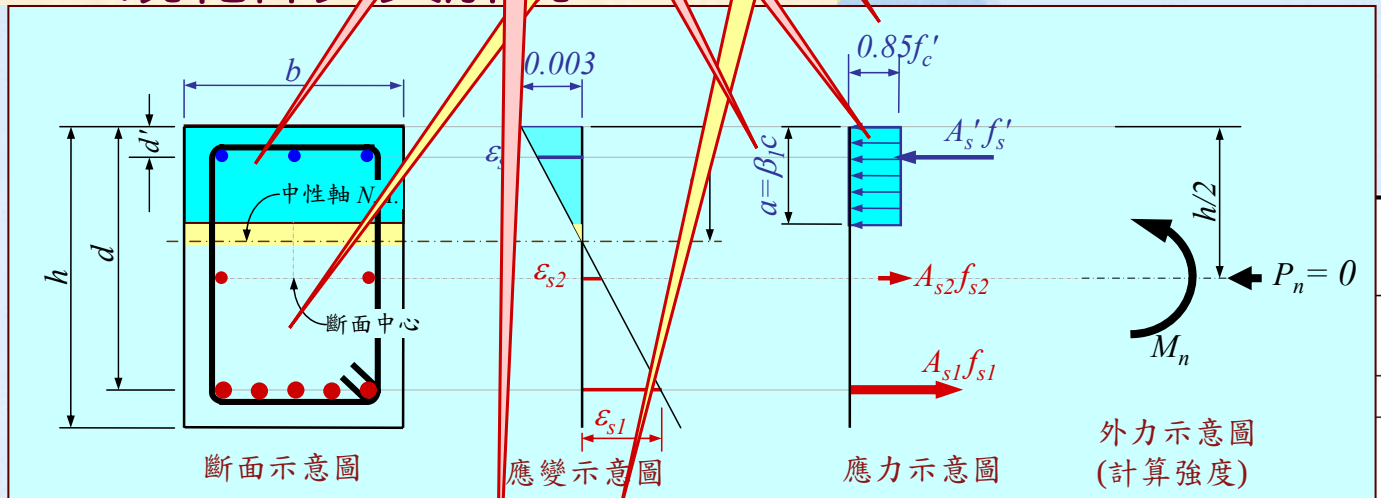
- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第 3.3.6 節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。
- 3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a = \beta_1 c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1 = 0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05，但 β_1 不小於 0.65。

10

第3.3節 設計基本假設

一、規範條文與解說

混凝土壓應力分佈假設為矩形，以 $0.85f'_c$ 及 $a=\beta_1c$ 均佈壓力區內 $\beta_1=0.85\sim0.65$



- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第 3.3.6 節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。
- 3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a=\beta_1c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1=0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05 ，但 β_1 不小於 0.65 。

11

第3.3節 設計基本假設

二、新舊規範之比較(100年7月實施) ↔ (92年1月實施)

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

- 3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。
- 3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003 。
- 3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y 與應變無關。
- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第 3.3.6 節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。
- 3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a=\beta_1c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1=0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05 ，但 β_1 不小於 0.65 。

基本設計理念未變。

12

第3.3節 設計基本假設

二、新舊規範之比較(100年7月實施) ↔ (92年1月實施)

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

- 3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第3.8.1節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第3.8、4.9節或附篇A之壓拉桿模型設計。
- 3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為0.003。
- 3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y ，應變無關。
- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第11.4節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓力之分佈除按第3.2.3節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形。

新規範規定深梁設計方式有三：

1. 考慮應變非線性分佈分析
2. 使用第3.8、4.9節規定設計
3. 使用附篇A壓拉桿模型設計

5 f'_c 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土 $\beta_1=0.85$ ；若 f'_c 超過280 kgf/cm²時，每增加70

基本設計理念未變。

13

第3.4節 設計通則

一、規範條文與解說

3.4 設計通則

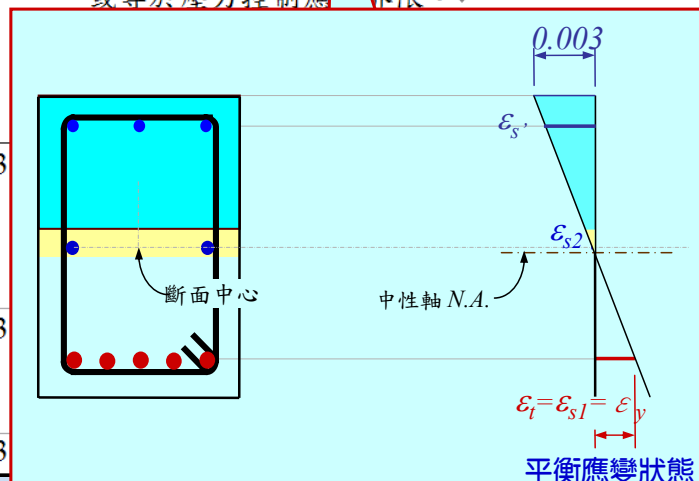
- 3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第3.3節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。
- 3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變0.003之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 f_y/E_s 。
- 3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變0.003時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。
壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。
若使用規定降伏強度 f_y 等於4,200 kgf/cm²之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為0.002。
- 3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變0.003時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於0.005。
『壓力—拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』0.005間之斷面。
- 3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f'_c A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於0.004。
- 3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。
- 3.4.6 & 3.4.7 受壓構材...

第3.4節 設計通則

一、規範條文與解說

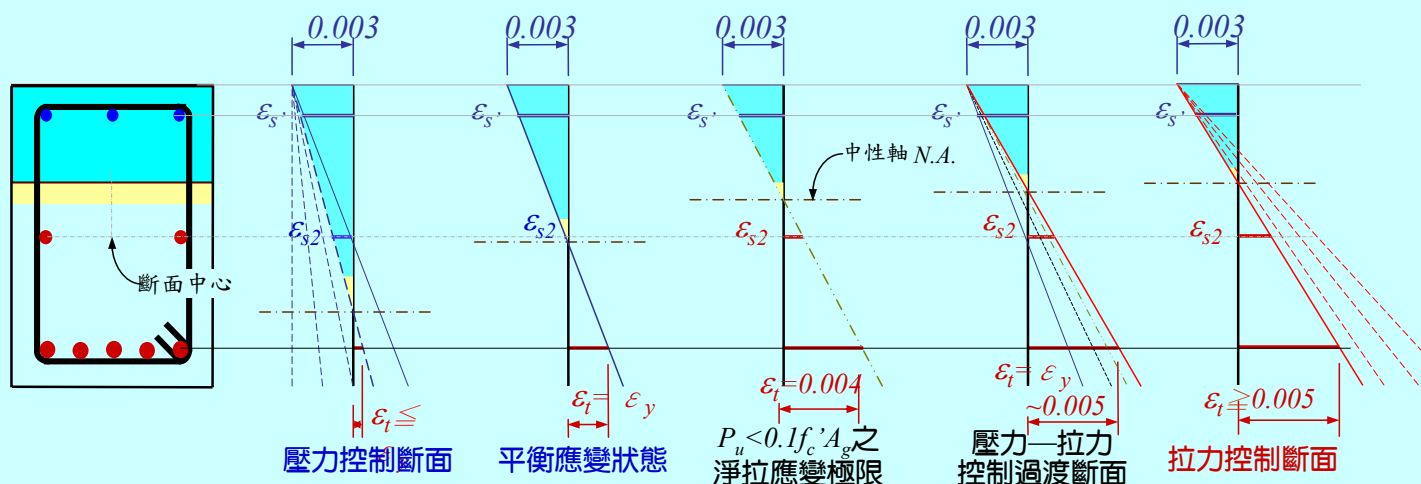
3.4 設計通則

- 3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第 3.3 節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。
- 3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 ϵ_y 。
- 3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。



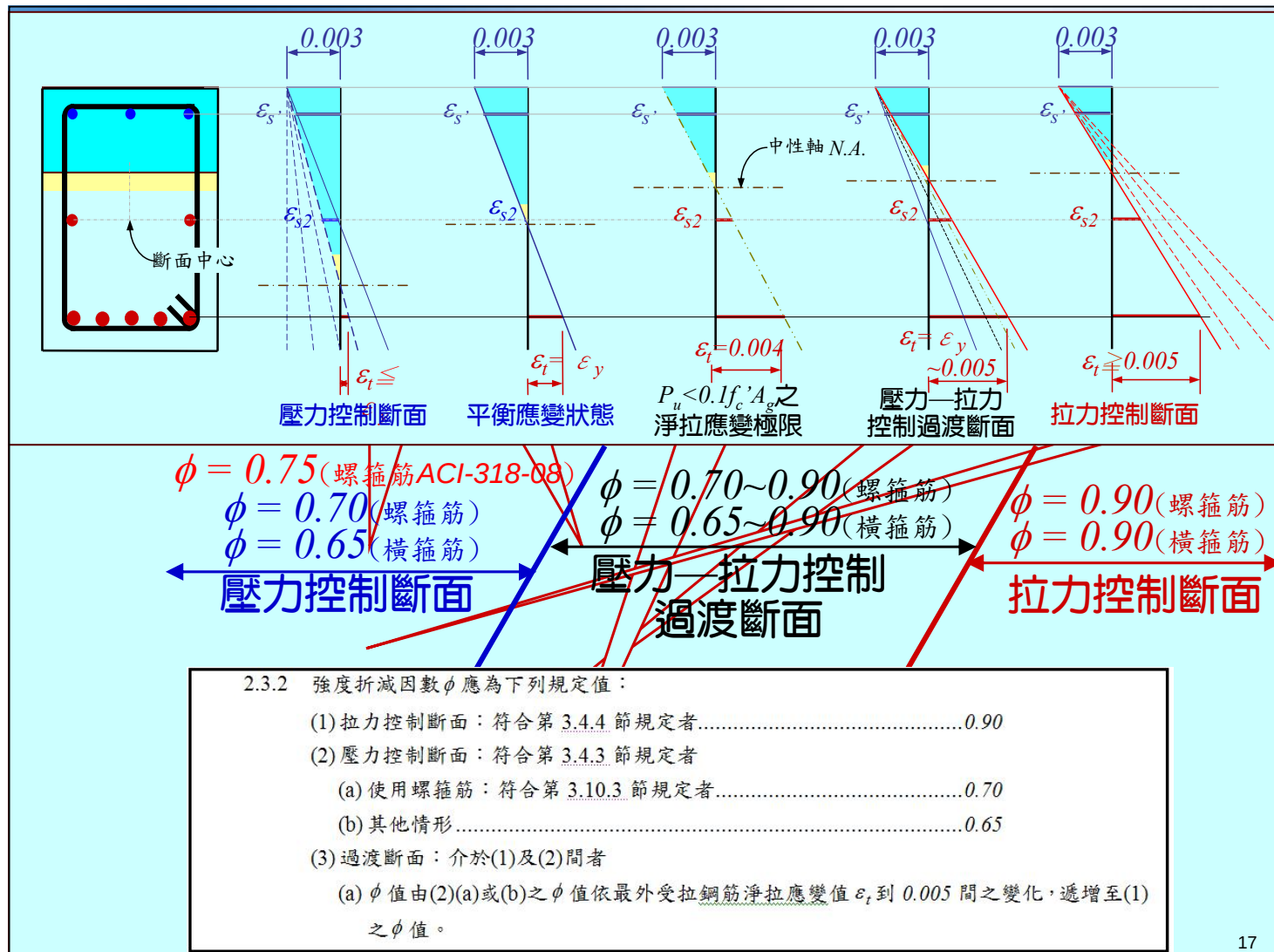
筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』間之斷面。以增加受撓構材之強度。

15



- 3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。壓力控制應變界限為平衡應變狀態之應變。若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kg/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002 。
- 3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005 。『壓力—拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』 0.005 間之斷面。
- 3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f_c' A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004 。
- 3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。
- 3.4.6 & 3.4.7 受壓構材...

16

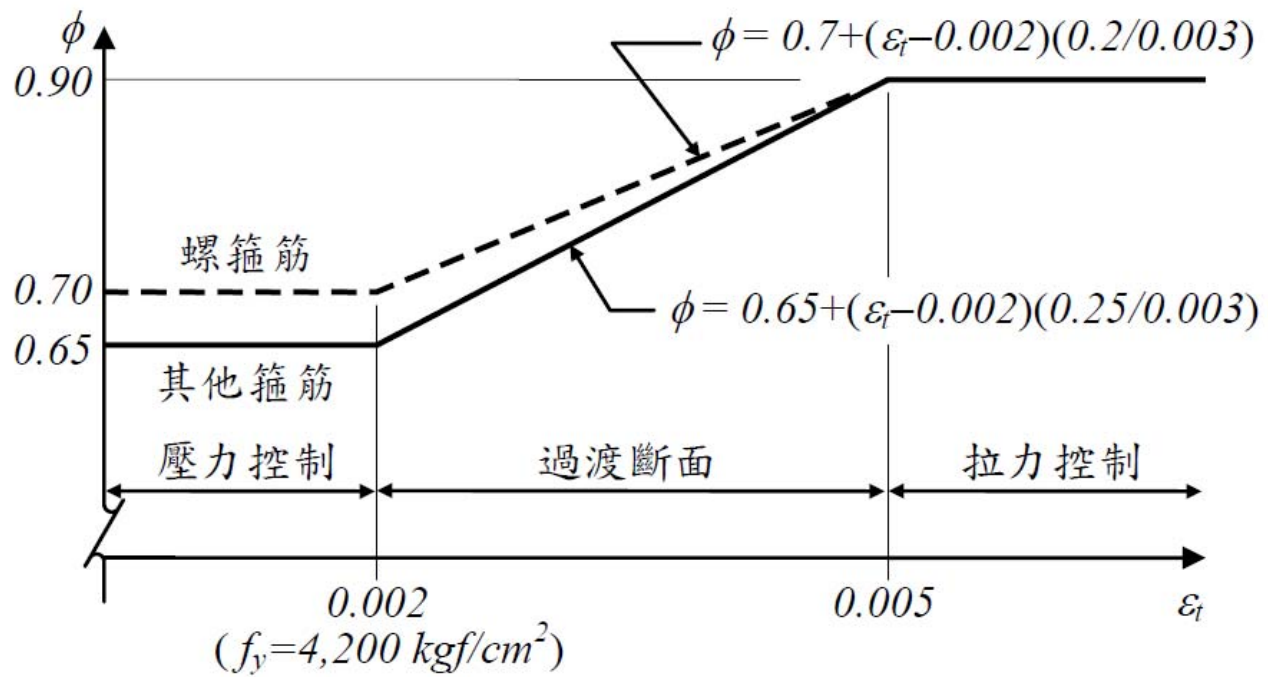


17

當 $\epsilon_t \geq 0.005$ $\phi = 0.9$ 為拉力控制

當 $\epsilon_t \leq \epsilon_y$ $\phi = 0.65$ 為壓力控制(若柱使用螺箍筋 $\phi=0.7$)

$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時， $\phi = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002)(0.25/0.003)$ ，
使用螺箍筋時， $\phi = 0.7 + (\epsilon_t - 0.002)(0.2/0.003)$ ，如圖3.8所示。
為便於計算，可建立



19

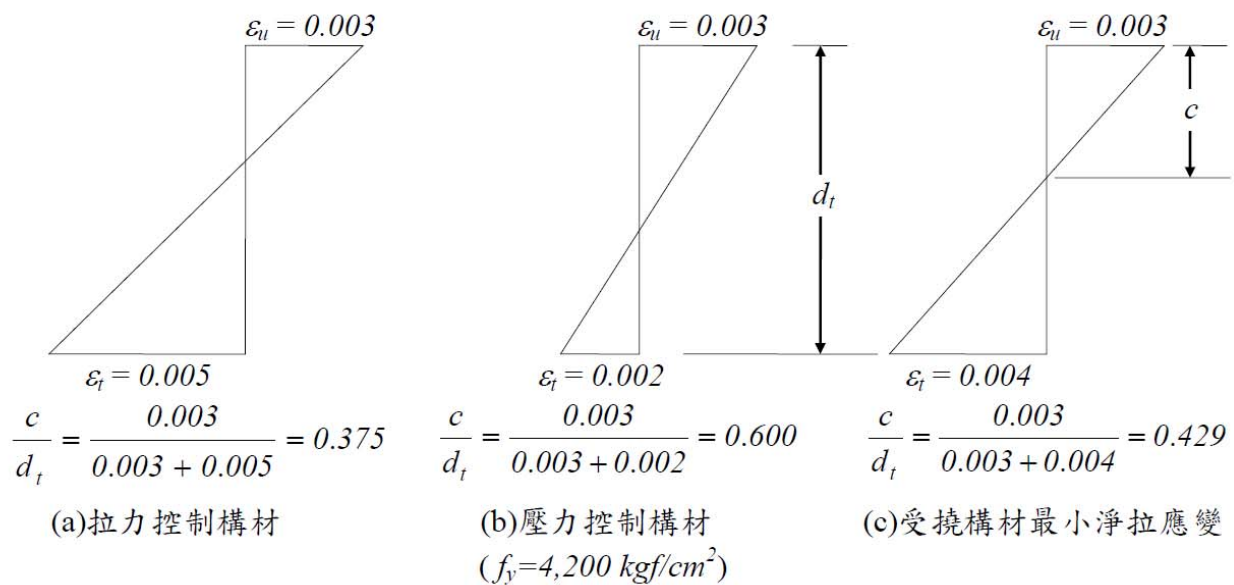


圖3.9 c/d_t 與淨拉應變之關係

20

第3.4節 設計通則

二、新舊規範之比較(100年7月實施) ↔ (92年1月實施)

3.4 設計通則

- 3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第 3.3 節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。
- 3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 ϵ_y 。
- 3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。
壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。
若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002。
- 3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005。
『壓力—拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』0.005 間之斷面。
- 3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f'_c A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004。
- 3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。
- 3.4.6 & 3.4.7 受壓構材●●●●

21

第3.4節 設計通則

二、新舊規範之比較(100年7月實施) ↔ (92年1月實施)

3.4 設計通則

- 3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第 3.3 節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。
- 3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 ϵ_y 。
- 3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。
壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。
若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002。
- 3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005。
『壓力—拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』0.005 間之斷面。
- 3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f'_c A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004。
- 3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。
- 3.4.6 & 3.4.7 受壓構材●●●●

新規範明確規定「最外」受拉鋼筋

22

第3.4節 設計通則

二、新舊規範之比較

3.4 設計通則	定義	舊規範 土木401-86/86a (ACI 318-95/99)	新規範 土木401-96 (ACI 318-05)
		無明確定義：隱含軸力為 0.0 第2.3.2節：..... (1) 撓曲，或撓曲與軸拉力共同作用..... $\phi=0.90$ 第3.4.3節：.....鋼筋比 ρ 不得超過.....平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 之0.75.	定義為淨拉應變 ϵ_t 大於或等於0.005 第2.3.2節：(1) 符合本規範第3.4.4節規定之拉力控制斷面..... $\phi=0.90$ 第3.4.4節：拉力控制斷面為受壓混凝土達到極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005。
3.4.1 受撓曲或受軸力條件及應力	ϕ 值	0.90	0.90
3.4.2 構材斷面之受拉鋼筋	假設斷面配置 $b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$ ， $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2) \text{ cm}$ ， $A_s' = 0.0$ ， ϵ_{cm}^2 ，	平衡應變狀態鋼筋比 $\rho_b=0.0289$ 鋼筋量 $A_{s,b}=61.80$ $A_s \leq 0.75A_{s,b}=46.3 \text{ cm}^2$ 時 $\phi = 0.90$ (本例 $\epsilon_t=0.00375$)	$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.005) = 20.048 \text{ cm}$ ， $A_{s,0.005} = 0.85\beta_{fc}'cb/f_y = 38.6$ ， $A_s \leq A_{s,0.005} = 38.6 \text{ cm}^2$ 時 $\phi = 0.90$
3.4.3 壓力控制斷面或等於壓力控制應變		之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』間之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋以增加受撓構材之強度。	
3.4.5 對非預力受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。			
3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。			
3.4.6 & 3.4.7 受壓構材●●●●			

1. 本規定之目的係對韌性較高之受撓構材提供較高之 ϕ 值。
2. 新規範定義明確。

第3.4節 設計通則

二、新舊規範之比較(100年7月實施) $\leftrightarrow$ (92年1月實施)

3.4 設計通則
3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第 3.3 節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。
3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 ϵ_y 。
3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。 壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。 若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002。
3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005。 『壓力—拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』0.005 間之斷面。
3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f_c' A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004。 3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。
3.4.6 & 3.4.7 受壓構材●●●●

第3.4節 設

二、新舊規範

受撓曲斷面之
最大鋼筋量
(最小淨拉應變)

舊規範
土木401-86/86a
(ACI 318-95/99)

新規範
土木401-96
(ACI 318-05)

定義

明確定義最大鋼筋量
第3.4.3節：.....鋼筋比 ρ 不得
超過.....平衡應變狀態鋼筋
比 ρ_b 之0.75.

以限制淨拉應變 ϵ_t 達
到限制最大鋼筋量
第2.3.2節：(3)過渡斷面...
(a) ... ϕ 值依最外受拉鋼
筋淨拉應變值 ϵ_t 到
0.005間之變化遞增...
第3.4.5節：.....最外受拉鋼
筋之淨拉應變 ϵ_t 不得
小於0.004。

ϕ 值

0.90

0.815 ($f_y = 4,200$)
0.831 ($f_y = 2,800$)

假設斷面配置

40×60 cm,
5.2.54/2)

平衡應變狀態鋼筋比 $\rho_b=0.0289$
鋼筋量 $A_{s,b}=61.80$
 $A_{s,max}=0.75A_{s,b}=46.3cm^2$
相當於 $f_y=4,200$ 時 $\epsilon_t=0.00375$
2,800時 $\epsilon_t=0.00283$

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.004)$
 $= 22.911 \text{ cm}$,
 $A_{s,0.004} = 0.85 \beta_1 f_c' c b / f_y = 44.1$,
 $A_{s,max} \leq A_{s,0.004} = 44.1 \text{ cm}^2$
相當於 $f_y=4,200$ 時 ρ_b 之0.722
 $f_y=2,800$ 時 ρ_b 之0.625

1. 本規定之目的係為達到受撓構材韌
性之規定。
2. 新規範一律以『淨拉應變 ϵ_t 』定義
『壓力控制斷面』、『拉力控制斷面』
及『受撓曲斷面最大鋼筋量』。

3.4.5

之淨拉

3.4.5.1 受壓鋼筋

3.4.6 & 3.4.7 受壓構材

壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋

增加受撓構材之強度。

第3.5節 受撓構材之橫支撐間距

一、規範條文與解說

3.5 受撓構材之橫支撐間距

3.5.1 梁之橫支撐間距不得超過受壓面最小寬度 b 之50倍。

3.5.2 決定橫支撐間距時，應考慮載重橫向偏心之影響。

1. 本節規定係防止無橫向支撐梁承受橫向偏心或微
傾斜載重，產生過早之橫向屈曲破壞。
2. 新規範之規定與舊規範相同。

第3.6節 受撓構材之最少鋼筋量

一、規範條文與解說

3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3-3)$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (3-4)$$

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定之較小者：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d \quad (3-5)$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

27

第3.6節 受撓構材之最少鋼筋量

一、規範條文與解說

3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3-3)$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (3-4)$$

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定之較小者：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d \quad (3-5)$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

28

第3.6節 受撓構材之最少鋼筋量

一、規範條文與解說

3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3-3)$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (3-4)$$

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定之較小者：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d \quad (3-5)$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

29

第3.6節 受撓構材

一、規範條文與解說

3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

適用於一般矩形
與 T 形斷面

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定之較小者：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

適用於靜定翼版
受拉 T 形斷面

3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

30

說明例：(土木404-96)《混凝土工程設計規範之應用》

第6章 受撓構材之設計

- 例題6-1 無受壓鋼筋矩形梁之設計
- 例題6-2 有受壓鋼筋矩形梁之設計
- 例題6-3 T形梁僅含受拉鋼筋，且 $a \leq h_f$
- 例題6-4 T形梁僅含受拉鋼筋，且 $a > h_f$
- 例題6-5 單向實心版之設計
- 例題6-6 單向_田柵版之設計
- 例題6-7 連續梁之設計

省略

31

第3.7節 裂紋控制－梁與單向版內受撓鋼筋分佈

一、規範條文與解說

3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

3.7.1 為控制受撓裂紋，梁與單向版內受拉鋼筋應按第 3.7.2 節之規定妥予分佈於構材斷面最大受撓拉力區，但雙向版應按第 6.4 節之規定。

3.7.2 最接近構材受拉面之鋼筋中心距 s ，應按下列規定：

$$s \leq 38 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) - 2.5c_c ; \text{亦不得大於 } 3d \left(\frac{2,800}{f_s} \right) \quad (3-6)$$

式中： f_s 為在使用載重下算得之鋼筋應力，但亦可用 $(2/3)f_y$ 替代之；

c_c 為撓曲受拉鋼筋或預力鋼筋至最近受拉面之淨保護層厚度。

s 若接近最外受拉面僅有單支鋼筋或鋼線時， s 為最外受拉面寬度。

3.7.3 暴露於嚴重侵蝕性環境或要求水密性之結構物，第 3.7.2 節之規定或有不足，須予特別考慮。

3.7.4 當 T 型梁翼版受拉時，須將部分受拉主筋分佈於有效翼版寬度(參閱第 2.12 節)或梁跨度之 $1/10$ 寬度內，以值小者為準。若有效翼版寬度超過梁跨度之 $1/10$ 時，須酌加適量縱向鋼筋配置於翼版外側部分。

3.7.5 如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_c 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

32

第3.7節 裂紋控制

一、規範條文與解說

3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

3.7.1 為控制受撓裂紋，梁與單向最大受撓拉力區，但雙向版

3.7.2 最接近構材受拉面之鋼筋中

$$s \leq 38 \left(\frac{2}{f_s} \right)$$

式中： f_s 為在使用載重下算

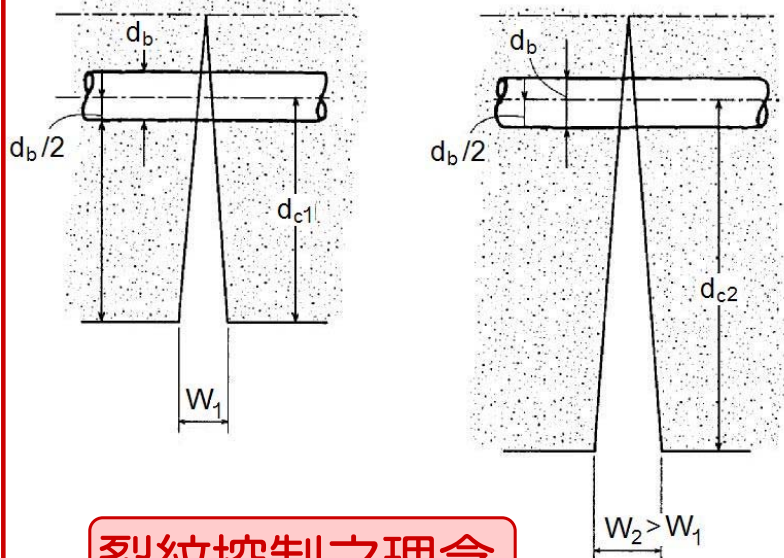
c_c 為撓曲受拉鋼筋或預力鋼筋至最近受拉面之淨保護層厚度

s 若接近最外受拉面僅有單支鋼筋或鋼線時， s 為最外受拉面寬度。

3.7.3 暴露於嚴重侵蝕性環境或要求水密性之結構物，第3.7.2節之規定或有不足，須予特別考慮。

3.7.4 當T型梁翼版受拉時，須將部分受拉主筋分佈於有效翼版寬度(參閱第2.12節)或梁跨度之 $1/10$ 寬度內，以值小者為準。若有效翼版寬度超過梁跨度之 $1/10$ 時，須酌加適量縱向鋼筋配置於翼版外側部分。

3.7.5 如梁與欄柵版之總深度 h 超過90cm時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_c 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。



裂紋控制之理念

33

第3.7節 裂紋控制

一、規範條文與解說

3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

3.7.1 為控制受撓裂紋，梁與單向最大受撓拉力區，但雙向版

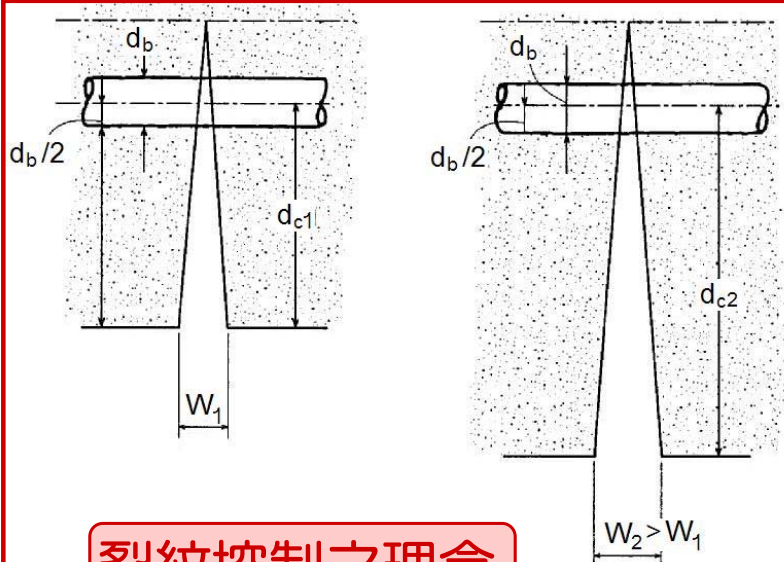
3.7.2 最接近構材受拉面之鋼筋中

$$s \leq 38 \left(\frac{2}{f_s} \right)$$

式中： f_s 為在使用載重下算

c_c 為撓曲受拉鋼筋或預力鋼筋至最近受拉面之淨保護層厚度

s 若接近最外受拉面僅有單支鋼筋或鋼線時， s 為最外受拉面寬度。



裂紋控制之理念

本節直接限制最大鋼筋間距，取代現行規範 z 值規定；對 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 主筋、 $f_s=(2/3)f_y$ 、保護層5cm梁，最大間距約25cm。

結構物裂紋寬度具高度變異性，過去規範規定鋼筋分佈，依經驗公式限制最大裂紋寬度在0.040cm以內。本版規範間距之規定，可限制裂紋寬度在一般實用上可接受程度，但對於一些特定結構可能過寬。

裂紋與鋼筋腐蝕關係尚有爭論，鋼筋在使用載重下，其腐蝕與裂紋寬度並無明顯關聯。因此，刪除早先內露與外露構材不同之規定。

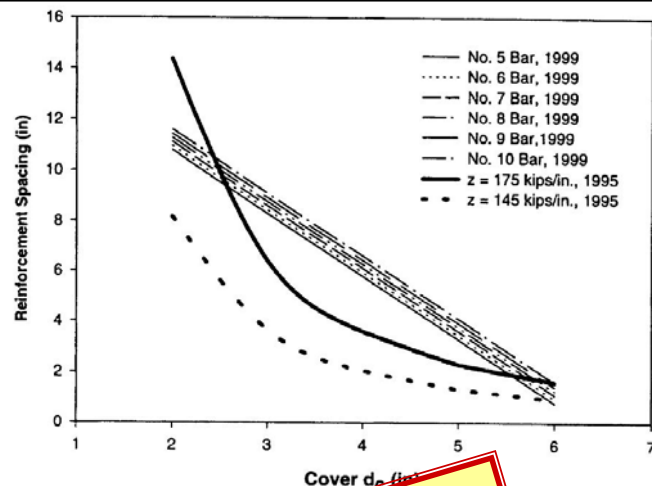
34

舊規範 3.7.2 受撓斷面之裂紋控制

原則：
 非外露裂紋寬度 $W \leq 0.40 \text{ mm}$
 外露裂紋寬度 $W \leq 0.33 \text{ mm}$

裂紋公式： $w = (1.08 \times 10^{-6} \times \beta) \times f_s \times \sqrt[3]{d_c A}$

計算方式： $Z_n = f_s \times \sqrt[3]{d_c A} \leq \frac{W_{容許}}{1.08 \times 10^{-6} \times \beta} = \begin{cases} 31000 \text{ kgf/cm} \\ 26000 \text{ kgf/cm} \end{cases}$



最大受撓拉力區，但雙向版

3.7.2 最接近構材受拉面之鋼筋中

$$s \leq 38 \left(\frac{2}{\dots} \right)$$

式中： f_s 為在使用載重下算

c_c 為撓曲受拉鋼筋

1. 裂紋控制理念大幅改變
2. 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會建議：
『鋼筋之間距仍不宜過寬』
 鋼筋分佈，依經驗版規範間距之規定，可限制，但對於一些特定結構可能過寬。
 關係尚有爭論，鋼筋在使用載重下，其腐蝕與裂紋仍顯關聯。因此，刪除早先內露與外露構材不同之規定。

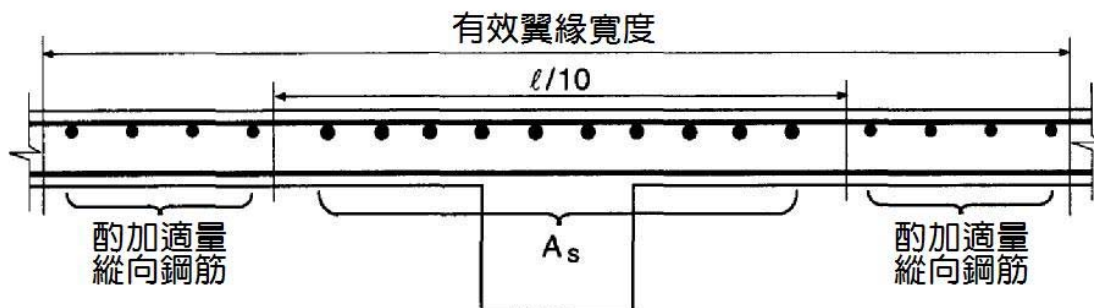
第3.7節 裂紋控制－梁與單向版內受撓鋼筋分佈

一、規範條文與解說

3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

3.7.1

3.7.2



3.7.3

3.7.4 當 T 型梁翼版受拉時，須將部分受拉主筋分佈於有效翼版寬度(參閱第 2.12 節)或梁跨度之 $1/10$ 寬度內，以值小者為準。若有效翼版寬度超過梁跨度之 $1/10$ 時，須酌加適量縱向鋼筋配置於翼版外側部分。

3.7.5 如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_c 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

第3.7節 裂紋控制－梁與單向版內受撓鋼筋分佈

一、規範條文與解說

3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

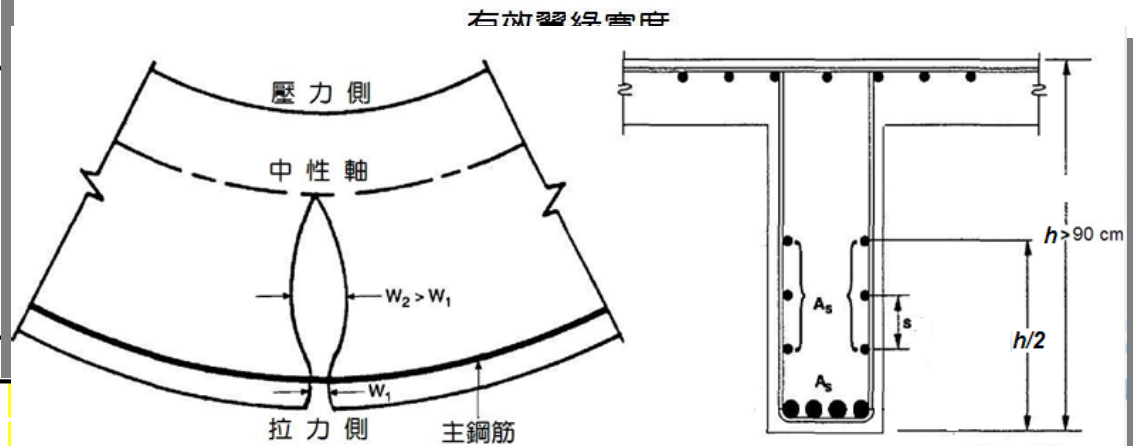
3.7.1

3.7.2

3.7.3

3.7.4

3.7.5



如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_s 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

37

第3.7節 裂紋控制－梁與單向版內受撓鋼筋分佈

一、規範條文與解說

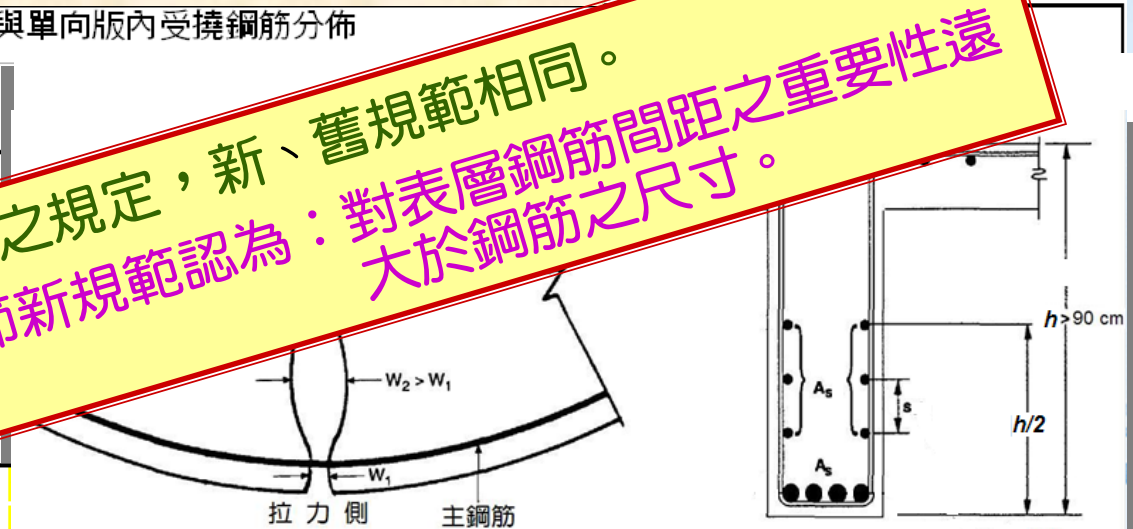
3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

3.7.1

3.7.2

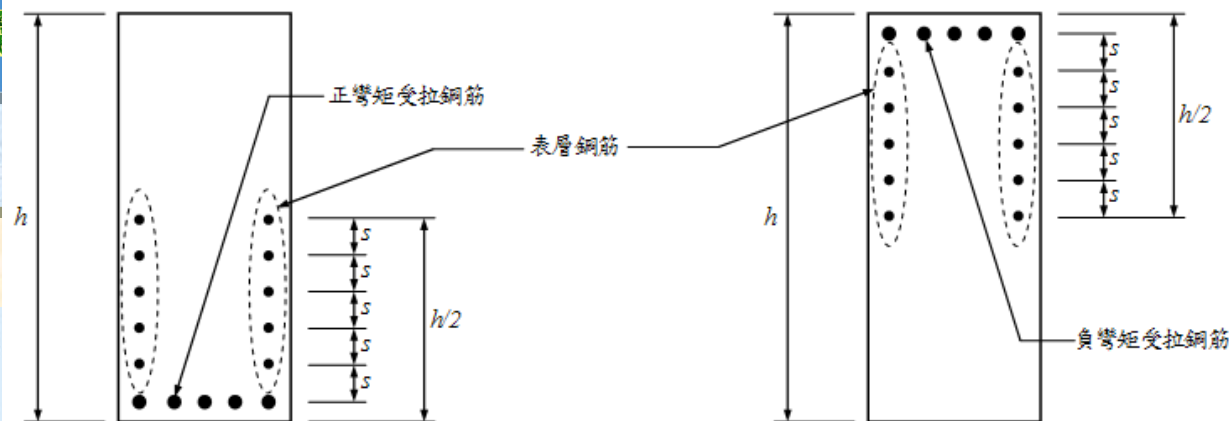
3.7.4

3.7.5



如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_s 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

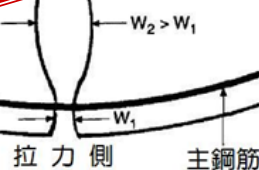
38



圖R3.7.5 總深度超過90 cm梁與欄柵版之表層鋼筋

第3.7.4節之規定
第3.7.5節新規範認為：對表層鋼筋之規定應大於鋼筋之規定

3.7.4



3.7.5

如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_s 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

說明例：(土木404-96)《混凝土工程設計規範之應用》 第7章 受撓鋼筋之分佈

- 例題7-1 鋼筋之配置與裂紋控制
- 例題7-2 T型梁之受撓鋼筋分佈

省略

第3.8節 深梁

一、規範條文與解說

3.8 深梁

3.8.1 深梁為載重與支撐分別位於構材之頂面與底面，使壓桿形成於載重及支點之間，且符合：

(1) 淨跨 l_n 不大於 4 倍梁總深；或

(2) 集中載重作用區與支承面之距離小於 2 倍梁總深。

深梁應依非線性應變分佈設計，或依附篇 A 設計(見第 4.9.1、5.11.6 節)；橫向屈曲必須考慮。

3.8.2 深梁之剪力強度須符合第 4.9 節之規定。

3.8.3 深梁之受撓受拉鋼筋最少用量須符合第 3.6 節之規定。

3.8.4 深梁側面之水平及垂直最低鋼筋量須符合附篇 A 之規定，或第 4.9.3 及 4.9.4 節之規定。

41

第3.8節 深梁

一、規範條文

3.8 深梁

3.8.1 深梁為載重與支撐分別位於構材之頂面與底面，使壓桿形成於載重及支點之間，且符合：

(1) 淨跨 l_n 不大於 4 倍梁總深；或

(2) 集中載重作用區與支承面之距離小於 2 倍梁總深。

深梁應依非線性應變分佈設計，或依附篇 A 設計(見第 4.9.1、5.11.6 節)；橫向屈曲必須考慮。

3.8.2 深梁之剪力強度須符合第 4.9 節之規定。

3.8.3 深梁之受撓受拉鋼筋最少用量須符合第 3.6 節之規定。

3.8.4 深梁側面之水平及垂直最低鋼筋量須符合附篇 A 之規定，或第 4.9.3 及 4.9.4 節之規定。

42

1. 過去規範以『跨度與梁深比』定義深梁，且第 3.8.1 節與第 4.9.1 節對深梁之定義亦不同。新規範重新依附篇 A 之區域行為定義深梁，並將兩節之定義統一。

2. 本節規範對深梁撓曲設計，除非線性應變及橫向屈曲必須考慮外，未規定其他細節設計需求。

3. 利用附篇 A 壓拉桿模式設計深梁為未來趨勢。

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

Part II

第三章

撓曲與軸力---梁、柱

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

Part II

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

1

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

課程大綱 (Part II)

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

- 3.9 受壓構材之設計尺寸
- 3.10 受壓構材之鋼筋限制
- 3.11 受壓構材之長細效應
- 3.12 彎矩放大法－通則
- 3.13 彎矩放大法－無側移構架
- 3.14 彎矩放大法－有側移構架
- 3.15 支承版系之受軸力構材
- 3.16 合成受壓構材
- 3.17 承壓強度

2

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

第3.2節 範圍：(內政部公布100年7月實施)

混凝土工程設計規範，第三章：

適用於受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材設計。

除另有說明者外，本課程所稱新增或修改為下列規範之比較：

1. 舊(現行)規範：《結構混凝土設計規範》
(內政部公布 92年1月實施，編審自中國土木水利工程學會出版之《(土木401-86a)混凝土工程設計規範》)
2. 新規範：《混凝土工程設計規範》
(內政部公布100年7月實施，編審自中國土木水利工程學會出版之《(土木401-96) 混凝土工程設計規範》)

3

第3.4節 設計通則

一、規範條文與解說

3.4 設計通則。

- 3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第 3.3 節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。
- 3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 f_y/E_s 。
- 3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_s 小於或等於壓力控制應變界限。
壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。
若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002 。
- 3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_s 大於或等於 0.005 。
『壓力—拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』 0.005 間之斷面。
- 3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f'_c A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_s 不得小於 0.004 。
- 3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。
- 3.4.6 & 3.4.7 受壓構材...

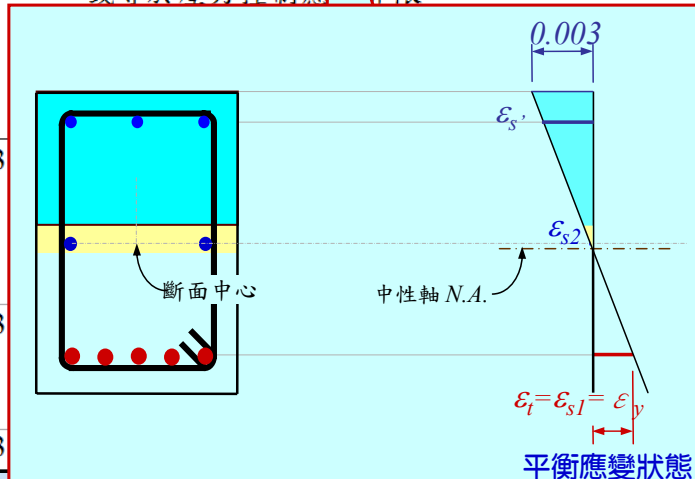
4

第3.4節 設計通則

一、規範條文與解說

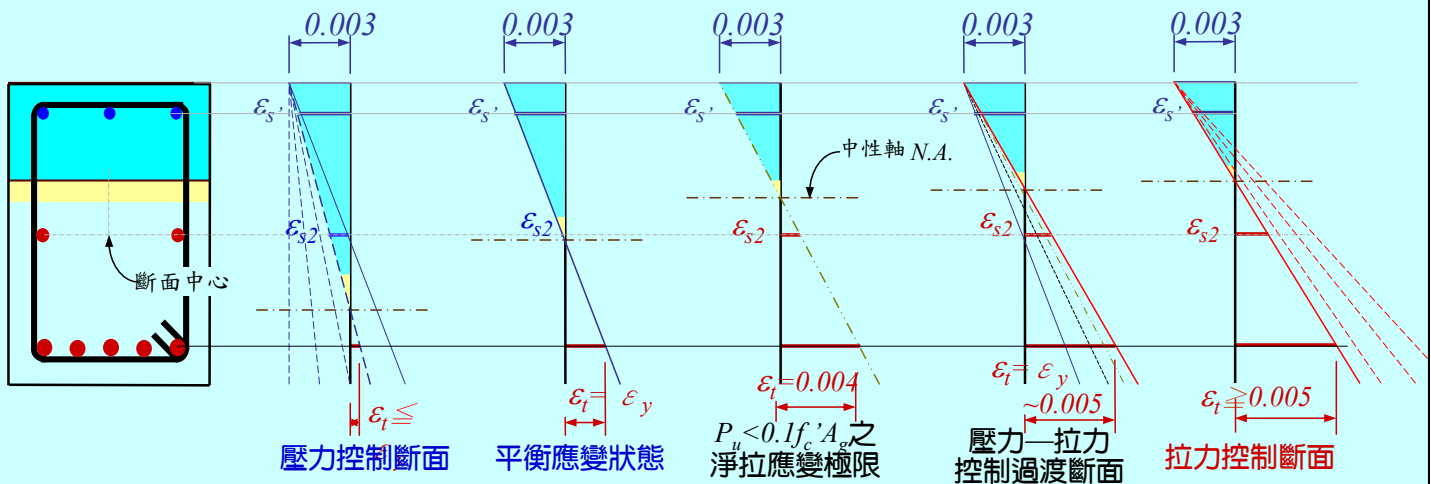
3.4 設計通則

- 3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第 3.3 節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。
- 3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 f_y/E_s 。
- 3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。



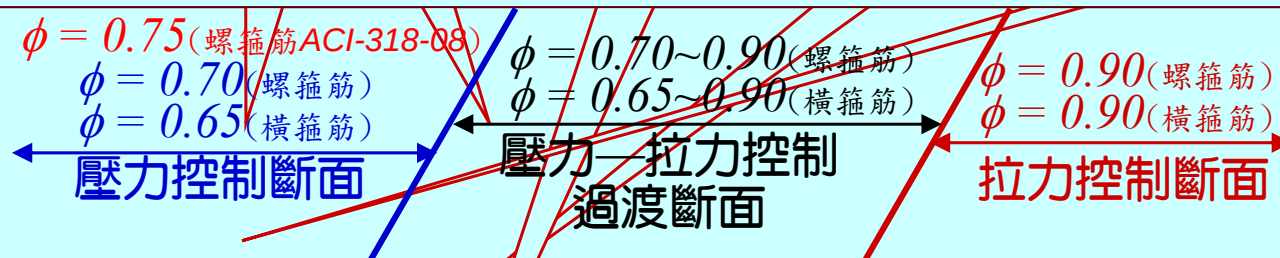
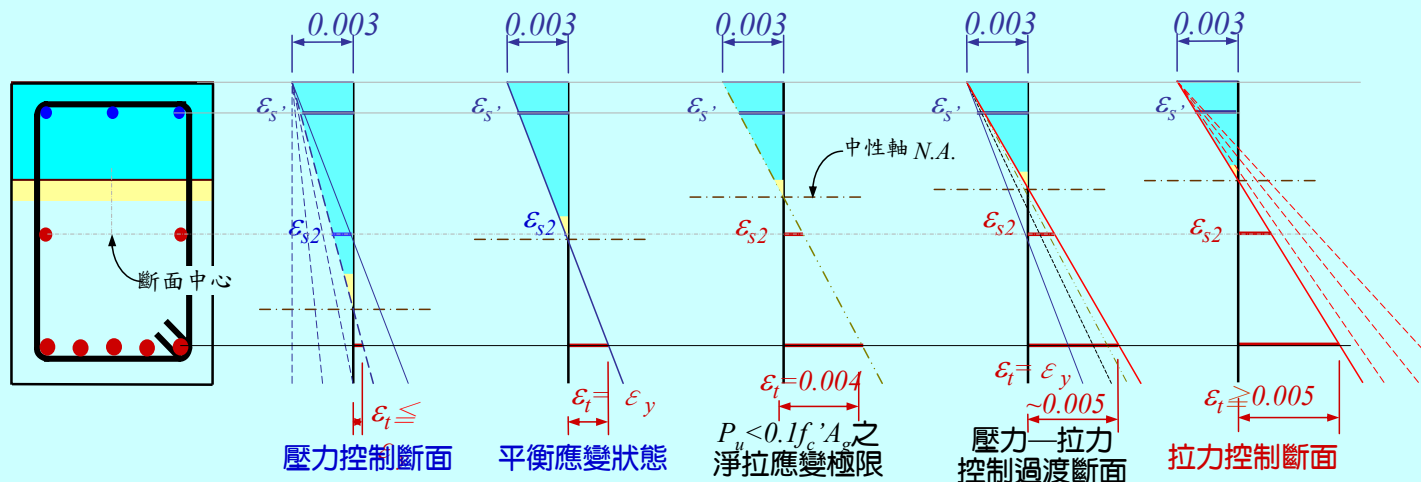
筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於壓力控制應變界限與『拉力控制應變界限』間之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004 。

5



- 3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kg/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002 。
- 3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005 。『壓力—拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』 0.005 間之斷面。
- 3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f'_c A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004 。
- 3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。
- 3.4.6 & 3.4.7 受壓構材...

6



2.3.2 強度折減因數 ϕ 應為下列規定值：

- (1) 拉力控制斷面：符合第 3.4.4 節規定者.....0.90
- (2) 壓力控制斷面：符合第 3.4.3 節規定者
 - (a) 使用螺箍筋：符合第 3.10.3 節規定者.....0.70
 - (b) 其他情形.....0.65
- (3) 過渡斷面：介於(1)及(2)間者
 - (a) ϕ 值由(2)(a)或(b)之 ϕ 值依最外受拉鋼筋淨拉應變值 ϵ_t 到 0.005 間之變化，遞增至(1)之 ϕ 值。

7

第3.4節 設計通則

一、規範條文與解說

3.4 設計通則 (續)

3.4.6 受壓構材之軸力設計強度 ϕP_n 不得超過下列 $\phi P_{n,max}$ 規定值：

3.4.6.1 非預力構材使用符合第 13.9.4 節規定之螺箍筋或符合第 3.16 節規定之合成受壓構材者：

$$\phi P_{n,max} = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-1)$$

3.4.6.2 非預力構材使用符合第 13.9.5 節規定之橫箍筋者：

$$\phi P_{n,max} = \phi 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-2)$$

3.4.6.3 預力構材之軸力設計強度 P_n 不得超過 P_o 之 0.85(使用螺箍筋)或 0.80(使用橫箍筋)倍。

3.4.7 受壓構材應按其承受之軸壓力與同時作用之最大彎矩設計之。設計軸力 P_u 不得超過第 3.4.6 節規定之 ϕP_n 值。最大設計彎矩 M_u 應按第 11 節考慮長細效應放大之。

為防止分析時未考慮、但難以避免之偶然偏心及承受持續高載重下 f_c 作用之設計載重 P_u ，按承受軸力時之最大彎矩設計，且該彎矩需經長細效應放大。

第3.4節 設計通則

一、規範條文與解說

3.4 設計通則

3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第 3.3 節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。

3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 f_y / E_s 。

3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制應變界限。

壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。

若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002。

3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005。

『壓力—拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』 0.005 間之斷面。

3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f'_c A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004。

3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。

3.4.6 受壓構材之軸力設計強度 ϕP_n 不得超過下列 $\phi P_{n,max}$ 規定值：

3.4.6.1 非預力構材使用符合第 13.9.4 節規定之螺旋筋或符合第 3.16 節規定之合成受壓構材者：

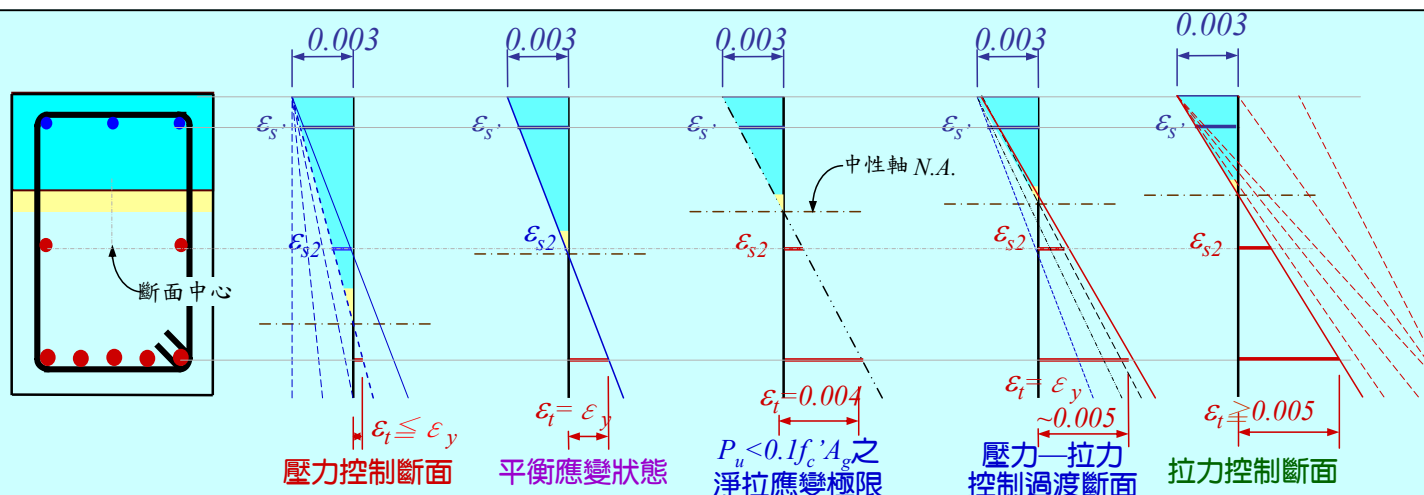
$$\phi P_{n,max} = \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-1)$$

3.4.6.2 非預力構材使用符合第 13.9.5 節規定之橫筋者：

$$\phi P_{n,max} = \phi [0.80 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-2)$$

3.4.6.3 預力構材之軸力設計強度 P_n 不得超過 P_o 之 0.85(使用螺旋筋)或 0.80(使用橫筋)倍。

3.4.7 受壓構材應按其承受之軸壓力與同時作用之最大彎矩設計之。設計軸力 P_u 不得超過第 3.4.6 節規定之 ϕP_n 值。最大設計彎矩 M_u 應按第 3.11 節考慮長細效應放大之。



3.4.4

3.4.5

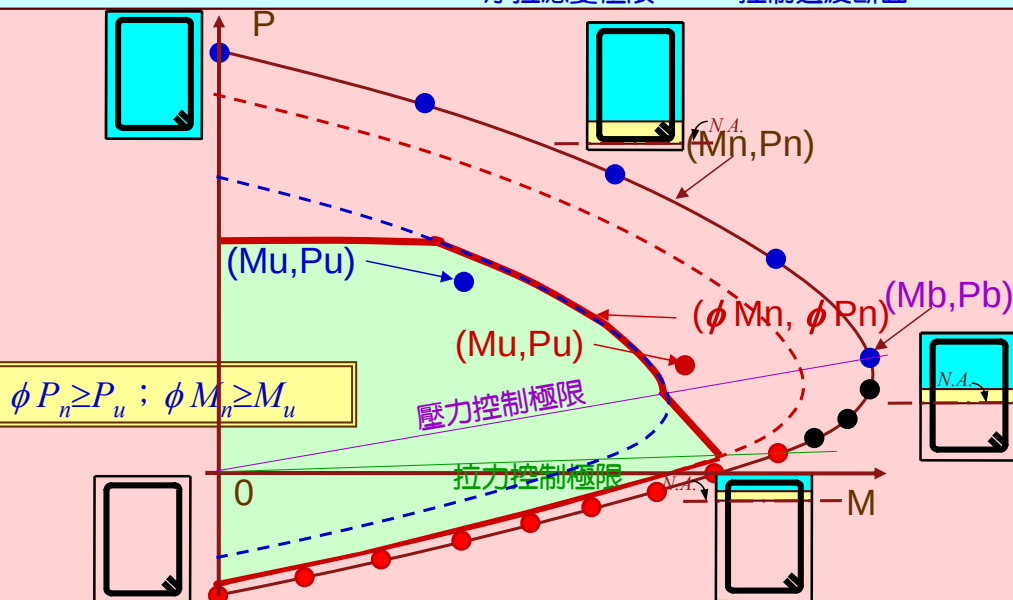
3.4

3.4.6

3.4

3.4

3.4.7



變界限可

應變 ϵ_t 大

界限』與

受拉鋼筋

構材者：

(3-1)

(3-2)

(橫筋)倍。

過第 3.4.6

第3.4節 設

二、新舊規範

壓力控制斷面

舊規範

92年1月實施
結構混凝土設計規範
(土木401-86a)

新規範

100年7月實施
混凝土工程設計規範
(土木401-96)

定義

無明確定義： $0.10 f_c' A_g$
第2.3.2節：(3) 軸壓力或撓曲與軸壓力共同作用...
對稱配筋 $f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$
 $\phi P_n \geq 0.10 f_c' A_g$ ， ϕ 依 ϕP_n 遞減，按比例增至0.90。
其他構材 $(0.10 f_c' A_g)$
 ϕP_n 遞減，

定義為平衡應變狀態
第2.3.2節：(2) 符合本規範第3.4.3節規定之壓力控制斷面...
第3.4.3節：壓力控制斷面為受壓混凝土達到極限應變0.003時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制極限值。淨拉應變之壓力控制極限值為平衡應變狀態時之拉應變。

(S)

0.65(T)~0.70(S)

(0.002)

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.002)$
 $= 32.076 \text{ cm}$ ，

$\phi P_b = \phi (0.85 \beta_1 f_c' b c - f_y A_s)$
 $= 0.65 \times (0.85 \times 0.85 \times 280 \times 40 \times 32.076 - 4,200 \times 44.91)$ ，

$\phi P_n \geq 46,100 \text{ kgf}$

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.002)$
 $= 32.076 \text{ cm}$ ，

$\phi P_b = 0.85 \phi \beta_1 f_c' b c$
 $= 0.85 \times 0.65 \times 0.85 \times 280 \times 40 \times 32.076$ ，
 $\phi P_n \geq 168,700 \text{ kgf}$

對稱配筋柱

$b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$ ，
 $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2) \text{ cm}$ ，
 $A_s = A_s' = 0.01 \times 40 \times 60$ ，
 $f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，
 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時

$\phi P_n \geq 0.10 \times 280 \times 40 \times 60$
 $\phi P_n \geq 67,200 \text{ kgf}$

3.4.5.1 受壓鋼

3.4.6 & 3.4.7 受

1. 本規定之目的係對之受軸力與撓曲共同作用構材限制使用較低之 ϕ 值。
2. 新規範定義明確。

第3.4節 設

二、新舊規範

拉力控制斷面

舊規範

92年1月實施
結構混凝土設計規範
(土木401-86a)

新規範

100年7月實施
混凝土工程設計規範
(土木401-96)

無明確定義：隱含軸力為0.0

定義為淨拉應變 ϵ_t 大於或等於0.005

第2.3.2節：(1) 符合本規範第3.4.4節規定之拉力控制斷面... $\phi=0.90$

第3.4.4節：拉力控制斷面為受壓混凝土達到極限應變0.003時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於0.005。

ϕ 值

0.90

0.90

假設單筋梁斷面配置

$b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$ ，
 $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2) \text{ cm}$ ，
 $A_s' = 0.0$ ，

$f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，
 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時

平衡應變狀態鋼筋比 $\rho_b=0.0289$
鋼筋量 $A_{s,b}=61.80$
 $A_s \leq 0.75 A_{s,b}=46.3 \text{ cm}^2$ 時
 $\phi P_n = 0$
 $\phi = 0.90$
(本例 $\epsilon_t=0.00375$)

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.005)$
 $= 20.048 \text{ cm}$ ，
 $A_{s,0.005} = 0.85 \beta_1 f_c' c b / f_y = 38.6$ ，
 $A_s \leq A_{s,0.005} = 38.6 \text{ cm}^2$ 時
 $\phi P_n = 0$
 $\phi = 0.90$

假設對稱雙筋柱斷面

$b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$ ，
 $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2) \text{ cm}$ ，
 $A_s = A_s' = 0.01 A_g$ ，

$f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，
 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時

僅受撓曲，或撓曲與軸拉力共同作用時

$\phi P_n \leq 0$
 $\phi = 0.90$

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.005)$
 $= 20.048 \text{ cm}$ ，
 $\phi P_n = \phi (0.85 \beta_1 f_c' b c + \sum A_s f_y)$
 $= 0.90 (0.85 \times 0.85 \times 280 \times 40 \times 20.048 + 0)$ ，
 $\phi P_n \leq 146,000 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.90$

3.4.5.1 受壓鋼

3.4.6 & 3.4.7 受

1. 本規定之目的係對韌性較高之受撓構材提供較高之 ϕ 值。
2. 新規範定義明確。

第3.4節 設

二、新舊規範

1. 本規定之目的係為達到受撓構材韌性之規定。
2. 新規範一律以『淨拉應變 ϵ_t 』定義『壓力控制斷面』、『拉力控制斷面』及『受撓曲斷面最大鋼筋量』。

受撓曲斷面之最大鋼筋量
(最小淨拉應變 ϵ_t)

舊規範

92年1月實施
構混凝土設計規範
(土木401-86a)

新規範

100年7月實施
混凝土工程設計規範
(土木401-96)

最大鋼筋量

.....鋼筋比 ρ 不得
平衡應變狀態鋼筋

以限制淨拉應變 ϵ_t 達到限制最大鋼筋量

第2.3.2節：(3)過渡斷面...

(a) ... ϕ 值依最外受拉鋼筋淨拉應變值 ϵ_t 到0.005間之變化遞增...

第3.4.5節：.....最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於0.004。

0.90

0.815 ($f_y = 4,200$)

0.831 ($f_y = 2,800$)

假設單筋梁斷面配置

$b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$,
 $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2)$
 $= 53.46 \text{ cm}$,
 $A_s' = 0.0$,
 $f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 時

平衡應變狀態鋼筋比 $\rho_b = 0.0289$

鋼筋量 $A_{s,b} = 61.80$

$A_{s,max} = 0.75 A_{s,b} = 46.35 \text{ cm}^2$

相當於 $f_y = 4,200$ 時 $\epsilon_t = 0.00375$

$f_y = 2,800$ 時 $\epsilon_t = 0.00283$

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.004)$
 $= 22.911 \text{ cm}$,

$A_{s,0.004} = 0.85 \beta_1 f_c' c b / f_y = 44.1$,

$A_{s,max} \leq A_{s,0.004} = 44.1 \text{ cm}^2$

相當於 $f_y = 4,200$ 時 ρ_b 之0.722

$f_y = 2,800$ 時 ρ_b 之0.625

3.4.4 拉力控制斷面或等於0.005。

『壓力-拉力』力控制應變界

3.4.5 對非預力受撓之淨拉應變 ϵ_t

3.4.5.1 受壓鋼筋

3.4.6 & 3.4.7 受壓

假設對稱雙筋柱斷面

1. 不受第3.4.3節：.....鋼筋比 ρ 不得超過.....平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 之0.75限制

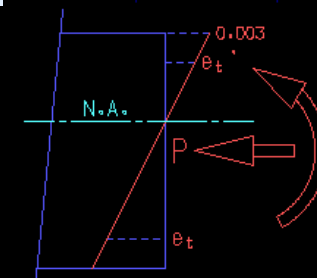
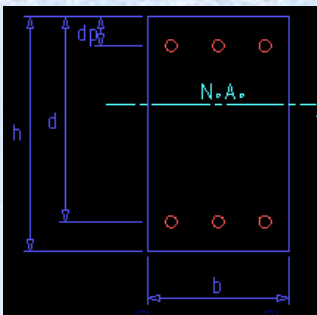
2. 受第3.10.1節 $A_{st} < 0.008 A_g$ 限制

1. 不受第3.4.5節：.....最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於0.004限制

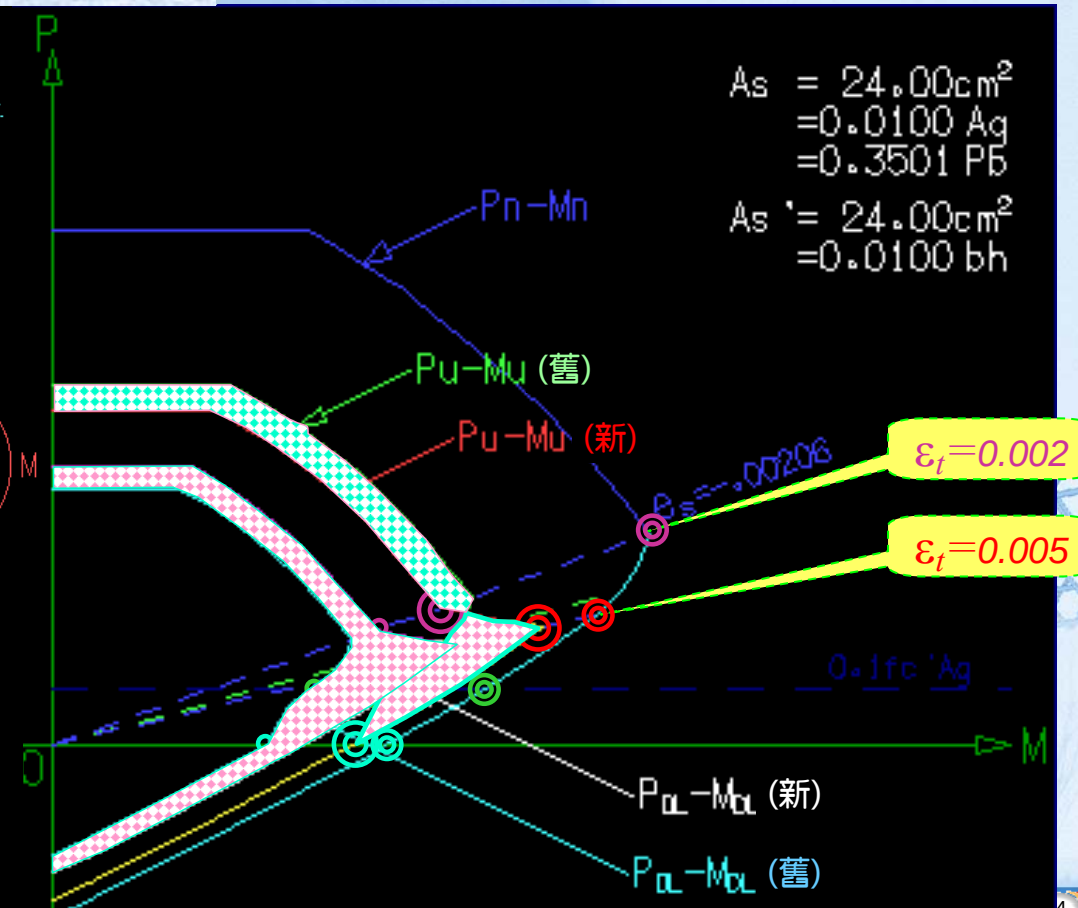
2. 受第3.10.1節 $A_{st} < 0.008 A_g$ 限制

第3.4節 設計通則

二、新舊規範之比較(100.7規範) $\leftrightarrow$ (92.1規範)

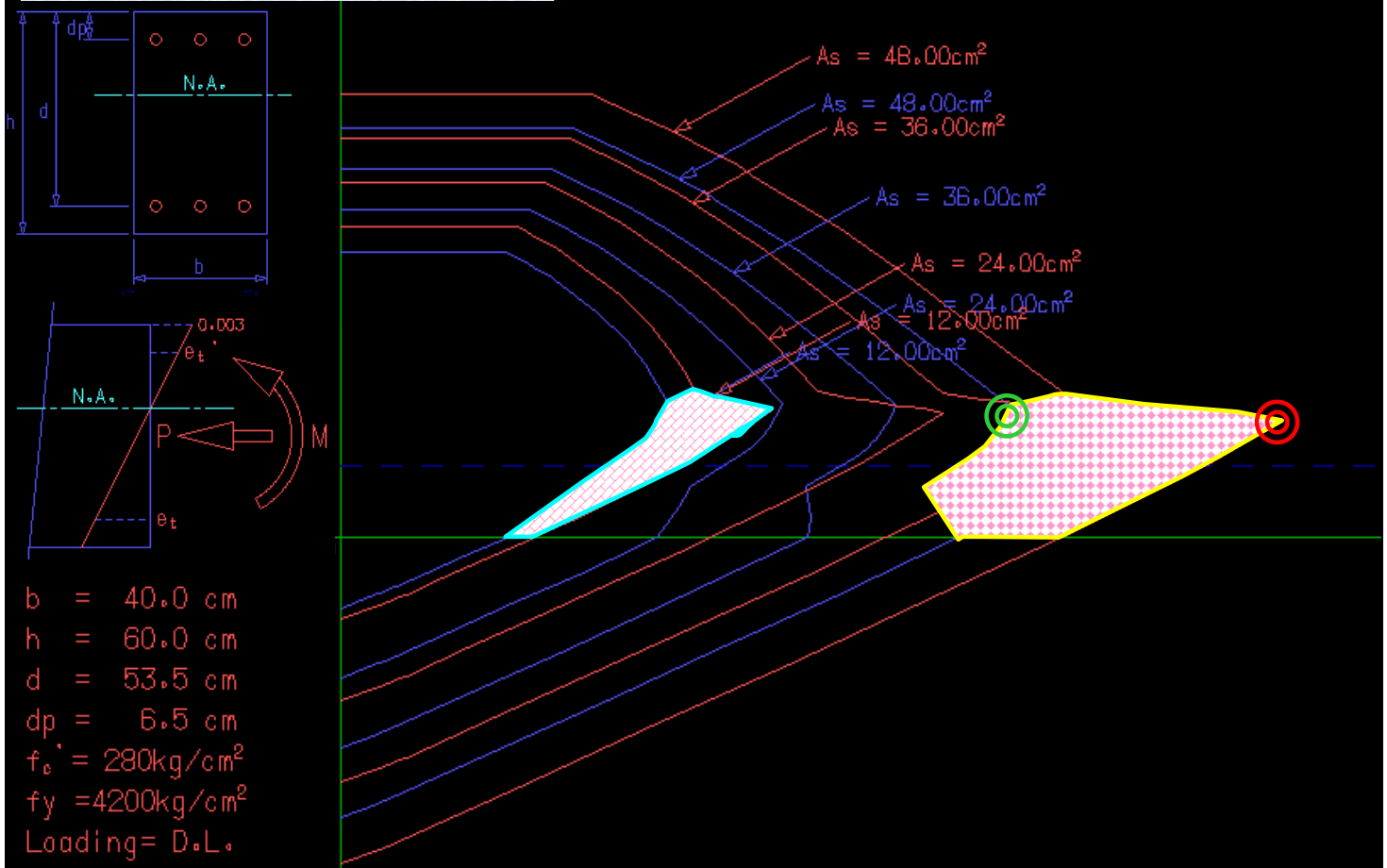


$b = 40.0 \text{ cm}$
 $h = 60.0 \text{ cm}$
 $d = 53.5 \text{ cm}$
 $dp = 6.5 \text{ cm}$
 $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Loading = D.L.

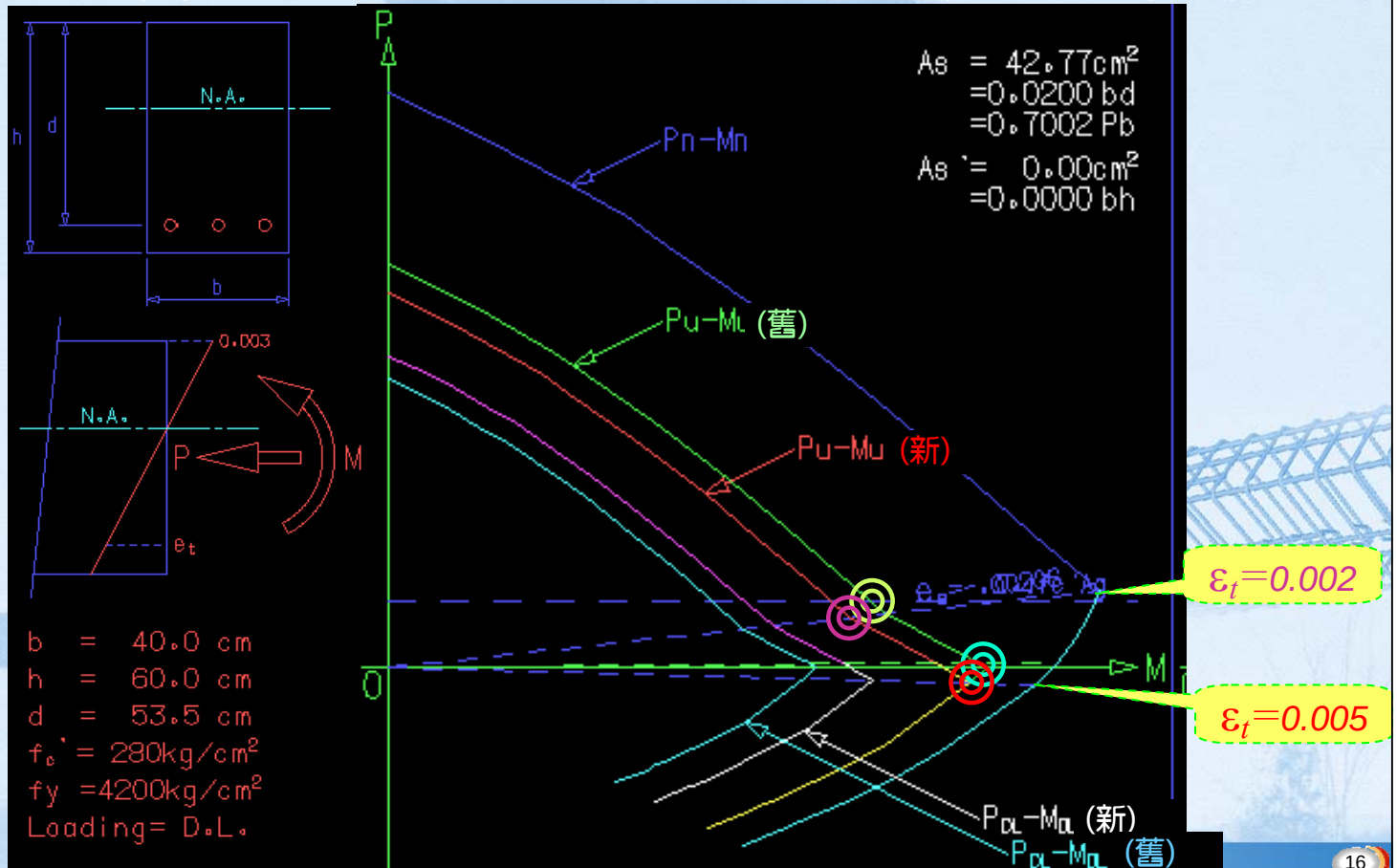


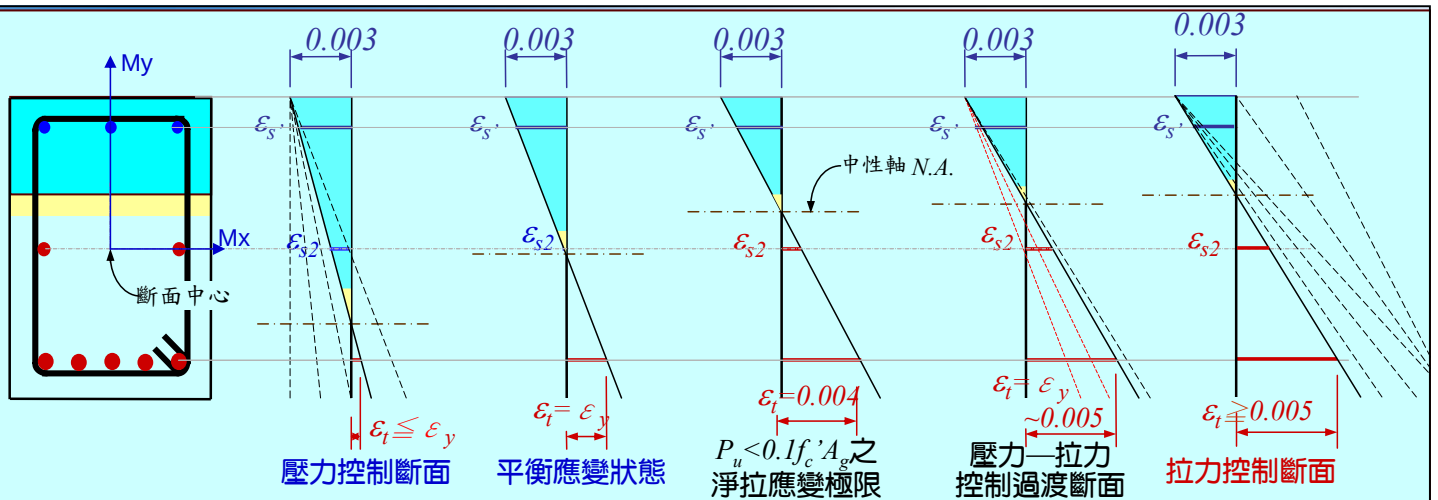
第3.4節 設計通則

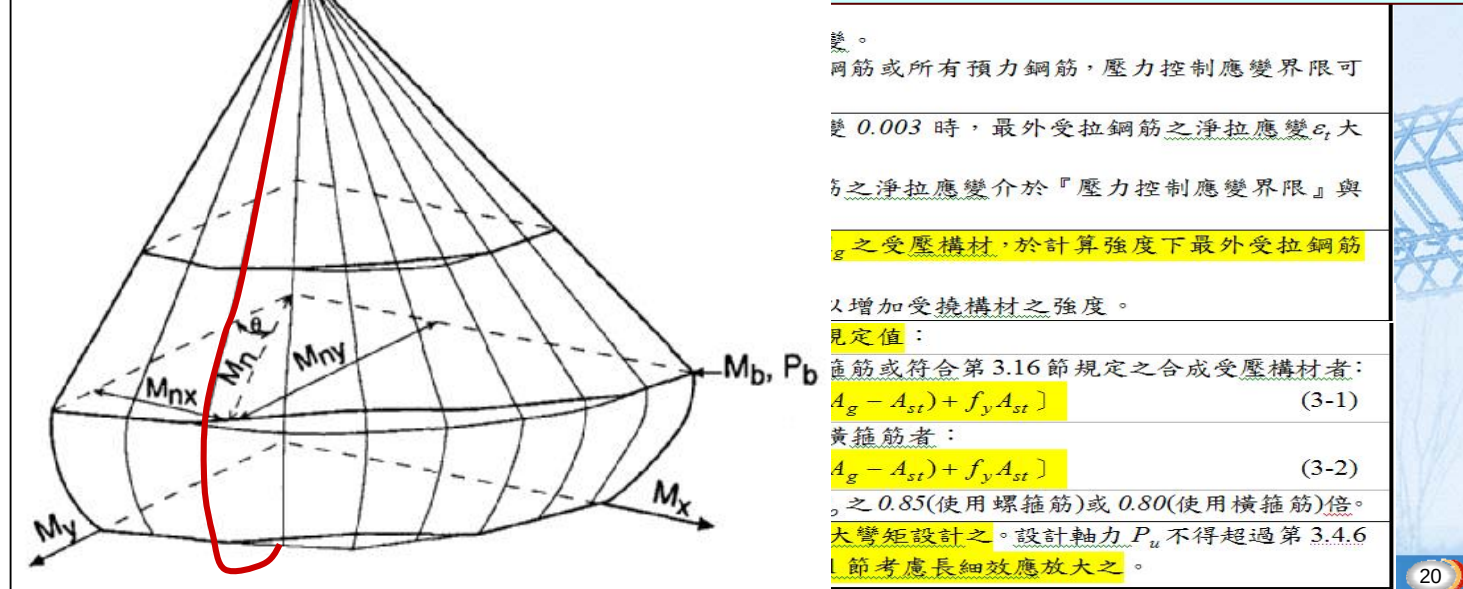
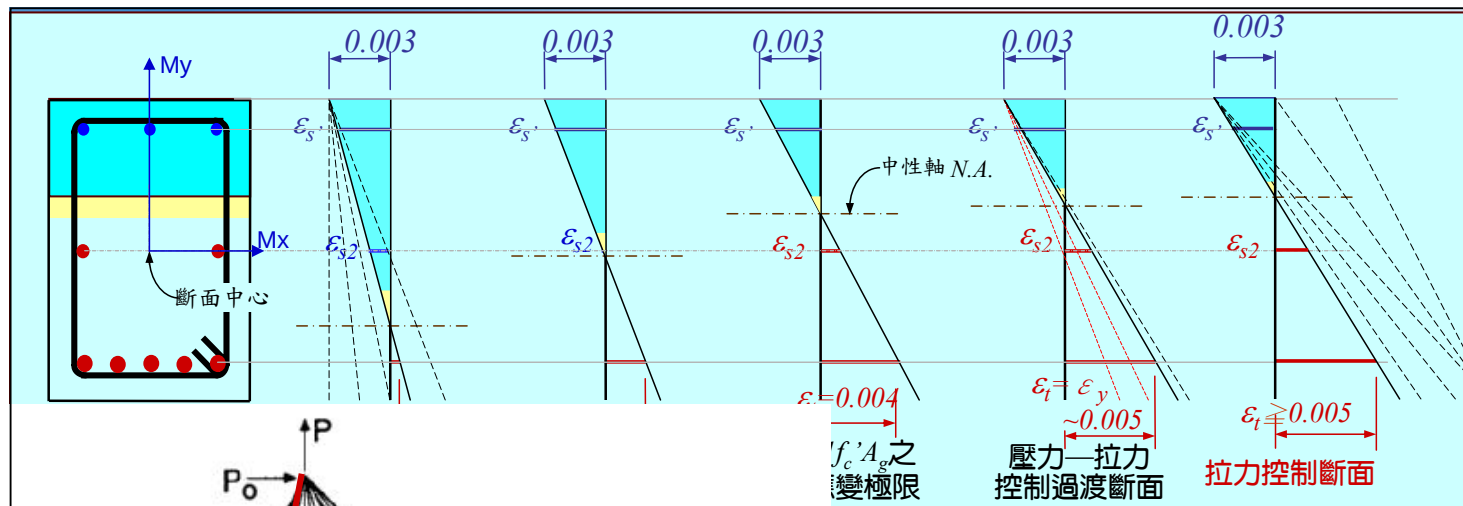
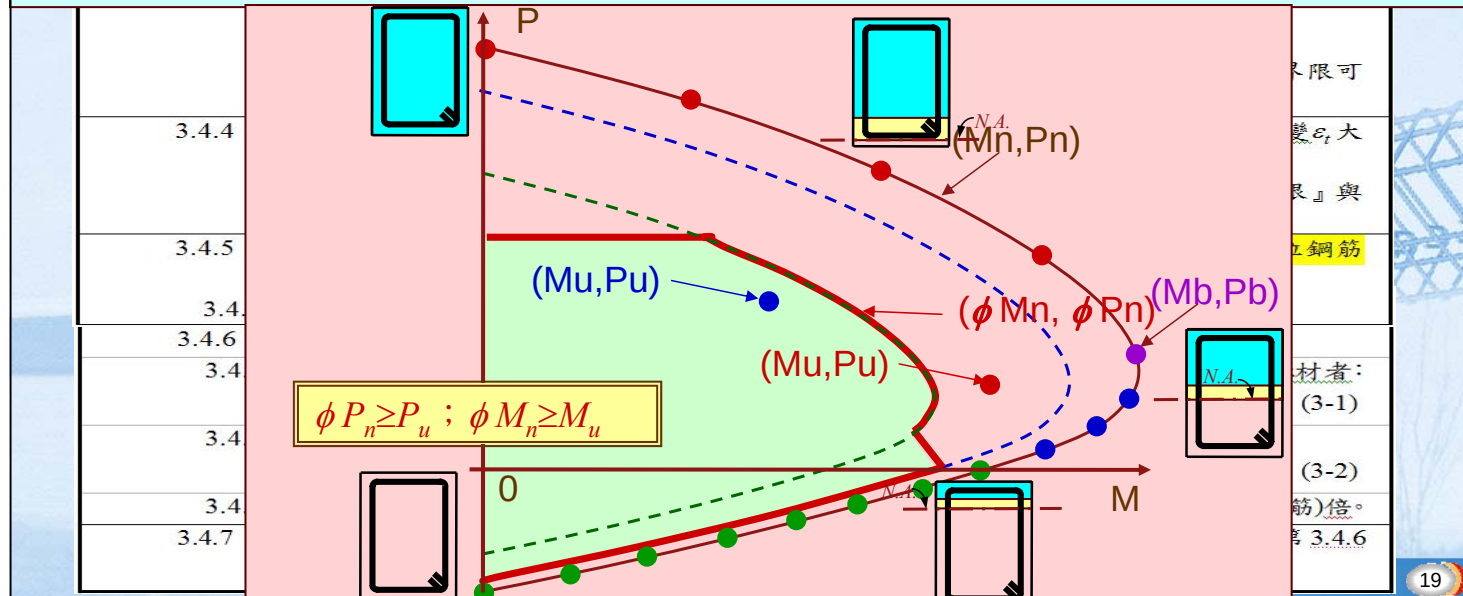
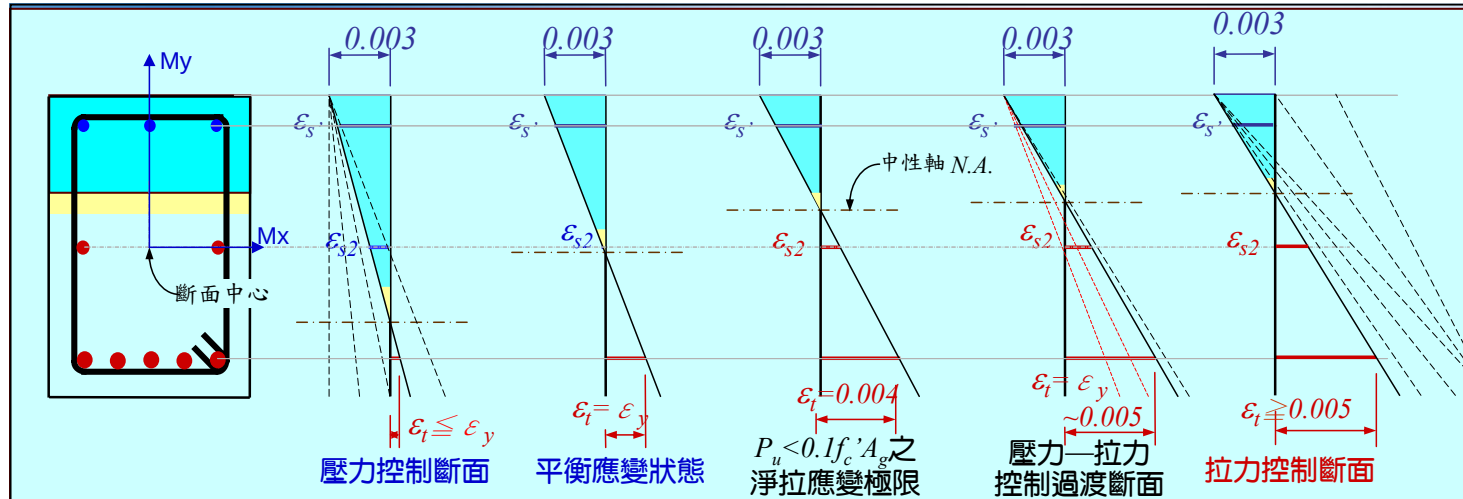
二、新舊規範之比較(100.7規範)↔(92.1規範)

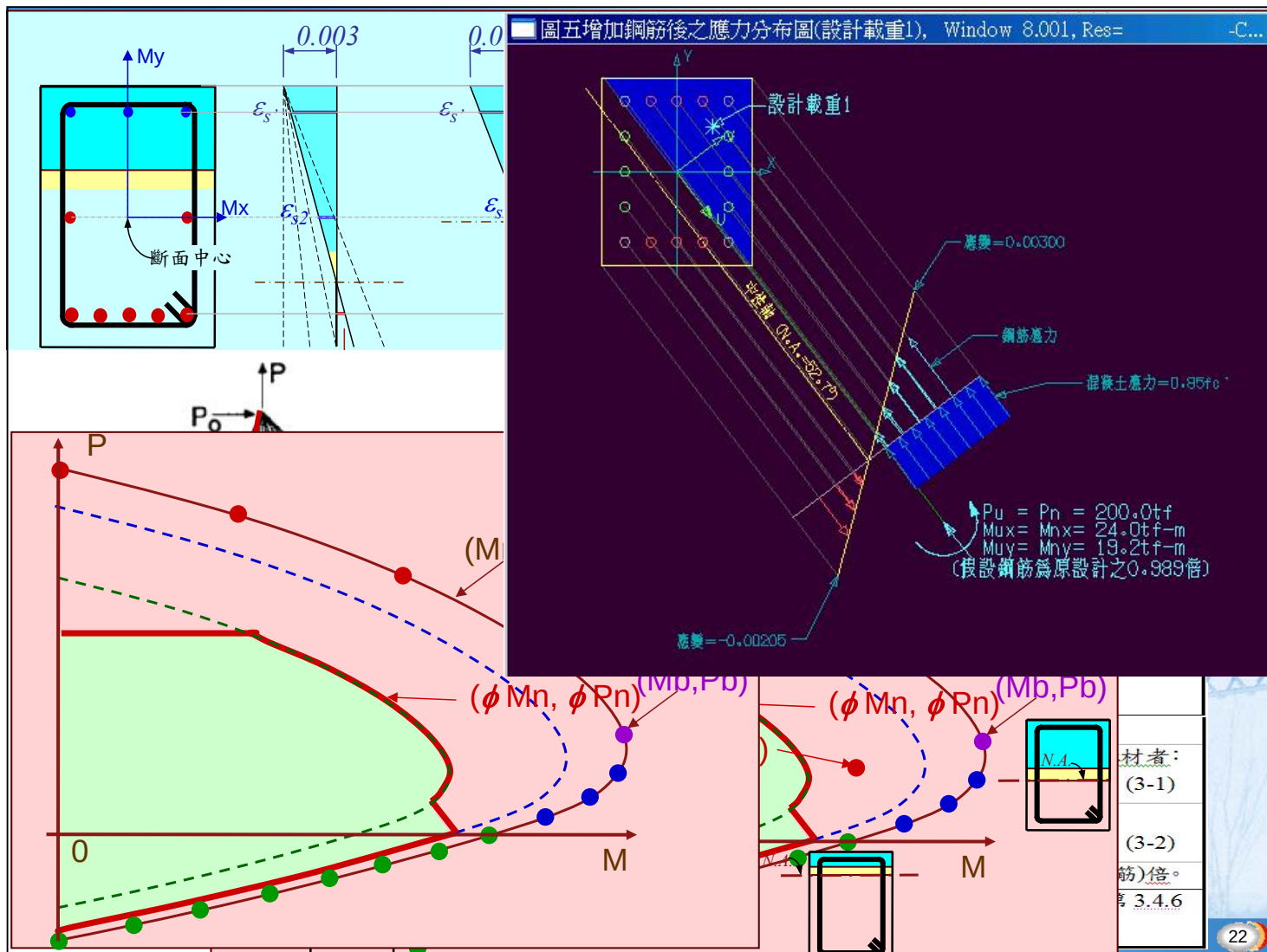
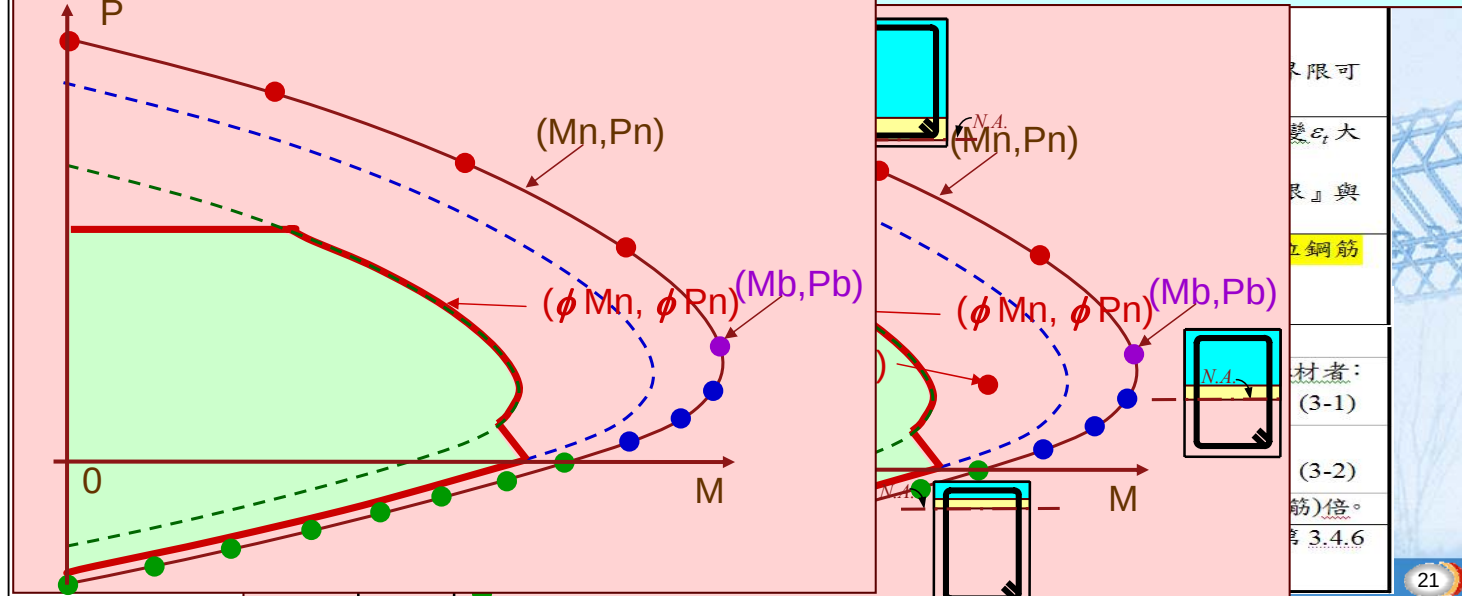
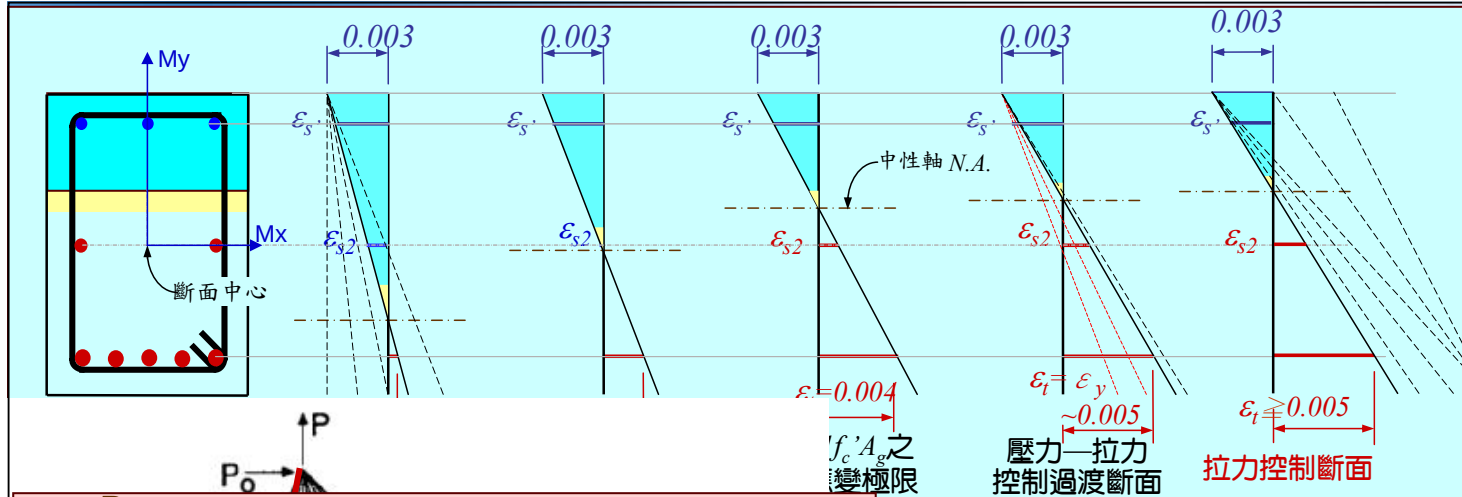


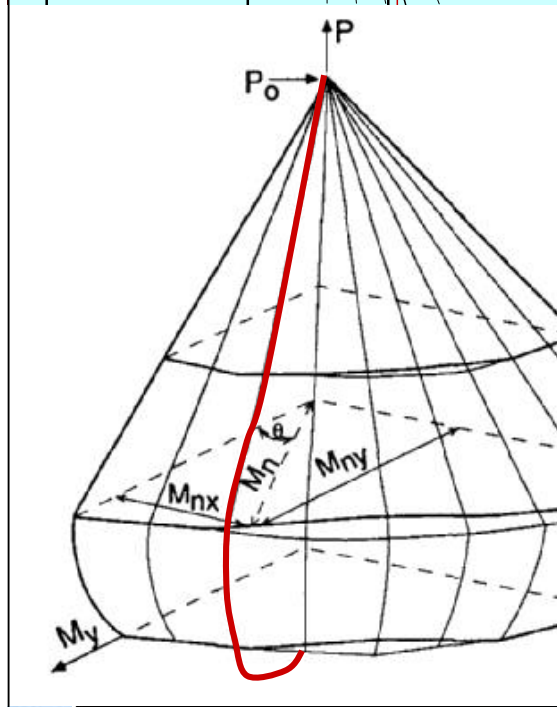
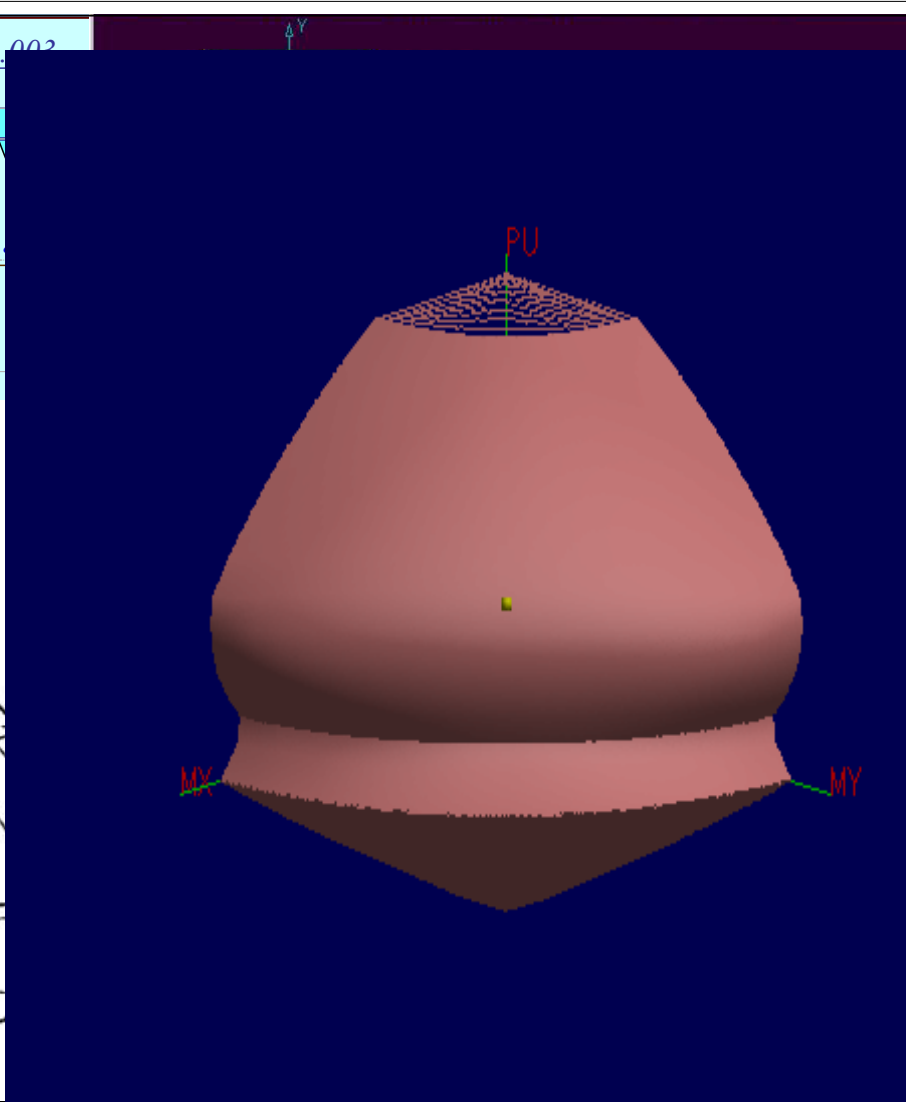
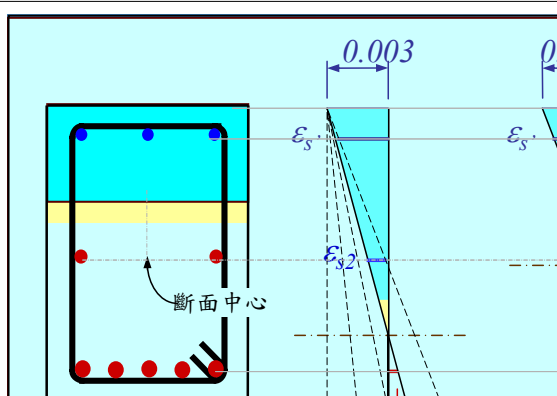
(A) 明確定義壓力與拉力控制斷面(8/9)











第3.9節 受壓構材之設計尺寸

一、規範條文與解說

除新規範規定更清晰外，
新、舊規範之規定相同。

3.9 受壓構材之設計尺寸

3.9.1 獨立之螺旋箍受壓構材

受壓構材使用二組或二組以上連鎖螺旋箍者，構材有效斷面為螺旋外緣加第 13.6 節規定之最小保護層厚度以內之範圍。

3.9.2 連牆之受壓構材

螺旋箍或橫箍受壓構材與牆構成一體者，箍筋外 4 cm 之圓形、正方形或矩形為構材有效斷面之界限。

3.9.3 等效圓形受壓構材

正方形、八邊形或其他形狀之受壓構材，亦應可按圓形受壓構材設計，其直徑採用實際形狀之最小尺寸。構材之設計強度、總斷面積及鋼筋比均須按該圓形斷面計算。

3.9.4 受壓構材斷面之限制

受壓構材之斷面較承受設計載重所需者為大時，其設計強度及最少縱向鋼筋量應可按折減後之有效總斷面積 A_g 計算，但此 A_g 不得小於原總斷面積之半。本節規定對須考慮耐震設計之受壓構材，除第 15.11 節規定者外，均不適用。

第3.10節 受壓構材之鋼筋限制

一、規範條文與解說

箍筋降伏強度之代表符號變更，並放寬其降伏強度上限。

3.10 受壓構材之鋼筋限制

3.10.1 非合成受壓構材之縱向鋼筋斷面積 A_{sf} 應符合下式之規定：

$$0.01A_g \leq A_{sf} \leq 0.08A_g \quad (3-7)$$

3.10.2 受壓構材之縱向鋼筋最少根數規定如下：

箍筋種類	縱向鋼筋最少根數
矩形或圓形橫箍筋	4
三角形橫箍筋	3
符合第 3.10.3 節規定之螺旋箍筋	6

3.10.3 螺旋箍筋之體積比 ρ_s 不得小於下式之值：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3-8)$$

式中 f_{yt} 為設計採用之值不得大於 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ ，且螺旋箍筋採用之 f_{yt} 值若超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，不得使用第 13.9.4.5(1) 節之方式續接。

3.10.4 採用多螺旋箍筋計算式(3-8)螺旋箍筋之體積比 ρ_s 時，其中 A_{ch} 應取多螺旋所構成重疊閉合箍筋最外緣以內之構材斷面積。個別螺旋箍筋所配置之體積比皆不得小於上述算得之螺旋箍筋體積比 ρ_s 。

25

增加多螺旋箍筋鋼筋限制之解說，並規定螺旋箍筋體積比 ρ_s 之計算方式。

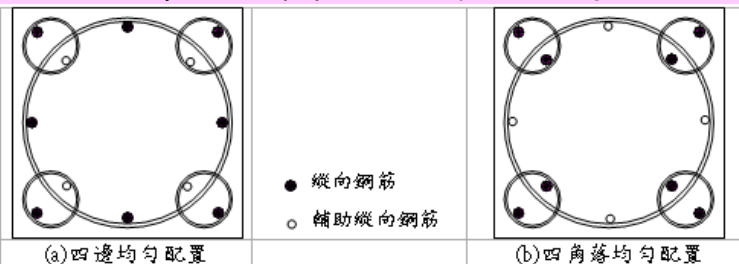


圖 R 3.10.2 多螺旋箍筋柱主筋配置示意圖

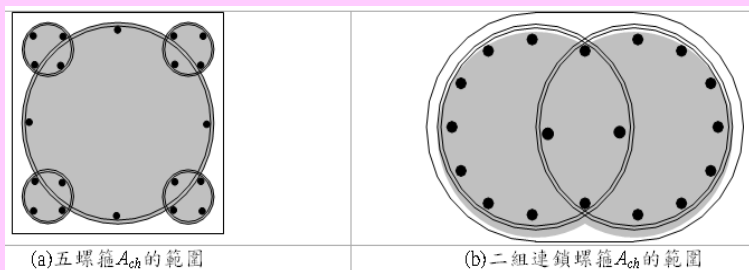


圖 R 3.10.4 多螺旋箍筋之示意圖

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3-8)$$

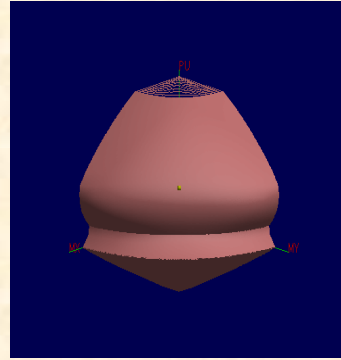
式中 f_{yt} 為設計採用之值不得大於 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ ，且螺旋箍筋採用之 f_{yt} 值若超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，不得使用第 13.9.4.5(1) 節之方式續接。

3.10.4 採用多螺旋箍筋計算式(3-8)螺旋箍筋之體積比 ρ_s 時，其中 A_{ch} 應取多螺旋所構成重疊閉合箍筋最外緣以內之構材斷面積。個別螺旋箍筋所配置之體積比皆不得小於上述算得之螺旋箍筋體積比 ρ_s 。

26

柱校核程式使用說明

➤ 雙軸彎曲矩形柱校核程式.Exe使用說明



省略

➤ 雙軸彎曲圓形柱校核程式.Exe使用說明

27

柱校核程式說明

➤ 按下列步驟下載程式：

1. 自「<http://www.ciche.org.tw/>」進入學會網站
2. 點選「好站連結」選單
3. 點選「混凝土研討會」按鈕
4. 點選「下載區」選單
5. 點選「Download」按鈕，下載程式
6. 解壓縮「Biaxial.zip」程式，成為「Biaxial.Exe」
7. 「Biaxial.Exe」程式無需安裝，即可執行
8. 若需要「Menu」或「其他程式」可比照辦理

省略

28

說明例：(土木404-96)《混凝土工程設計規範之應用》

第8章 受撓曲與軸力構材之設計

- 例題8-1 矩形柱設計—單軸彎矩橫箍柱
- 例題8-2 矩形柱設計—雙軸彎矩橫箍柱
- 例題8-3 圓形柱設計—單軸彎矩橫箍柱
- 例題8-4 圓形柱設計—雙軸彎矩螺箍柱

省略

29

第3.11節 受壓構材之長細效應

一、規範條文與解說

3.11 受壓構材之長細效應

3.11.1 除第 3.11.2 節允許者外，受壓構材、束制梁及其他支撐構材，應按二階分析計得之設計彎矩與設計力設計之，分析時並考慮材料之非線性與開裂、構材之彎曲與側傾效應、載重之持續時間、乾縮與潛變、及與基礎之互制作用。

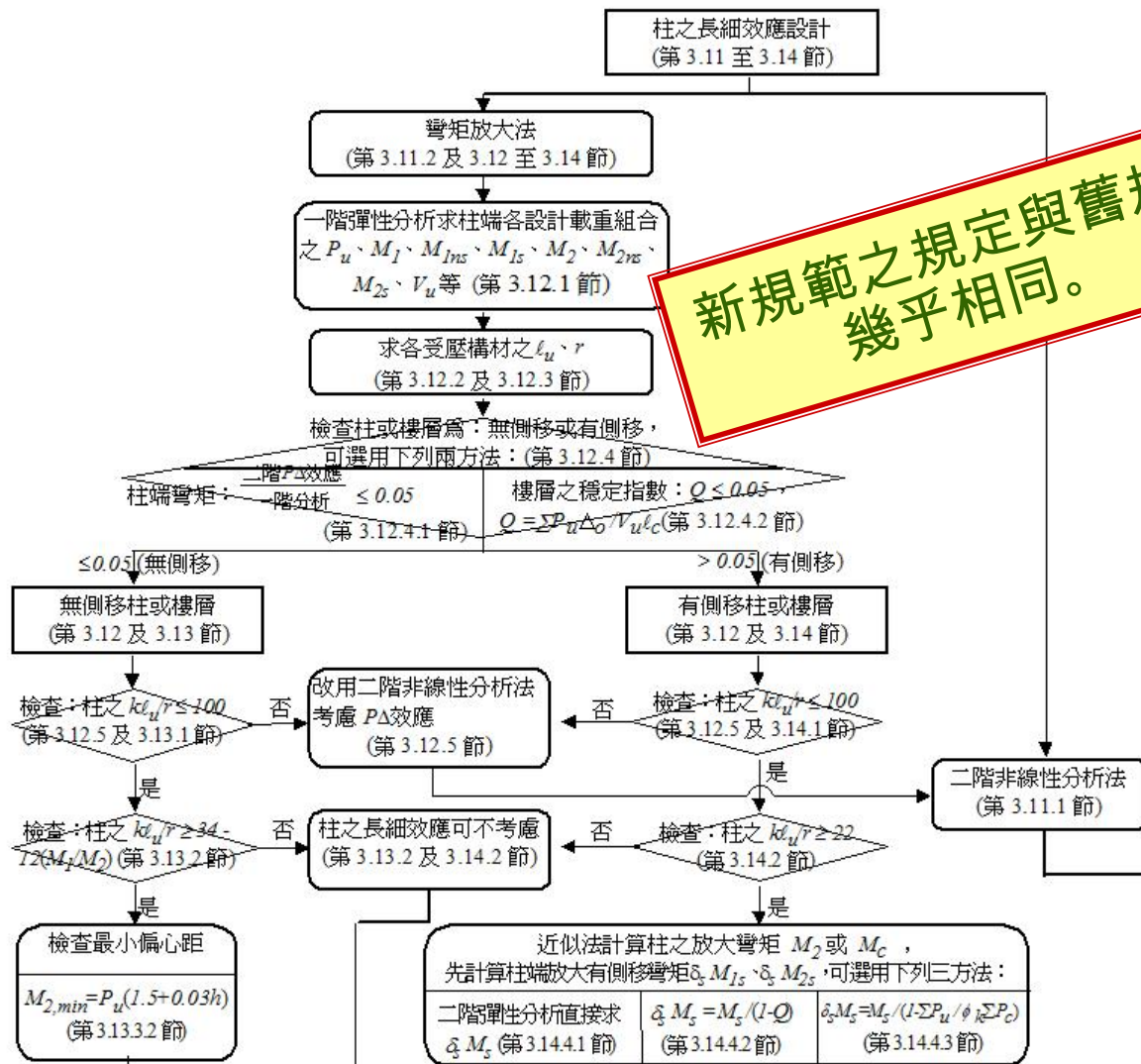
設計圖上構材斷面尺寸與分析時之差異應在 10% 以內，否則應重新分析。分析之程序需經驗證，對超靜定鋼筋混凝土柱之強度預估應與試驗結果相吻合。

3.11.2 承受軸力與彎矩之受壓構材、束制梁及其他支撐構材，若不按第 3.11.1 節設計，應可用第 3.12 節替代之。

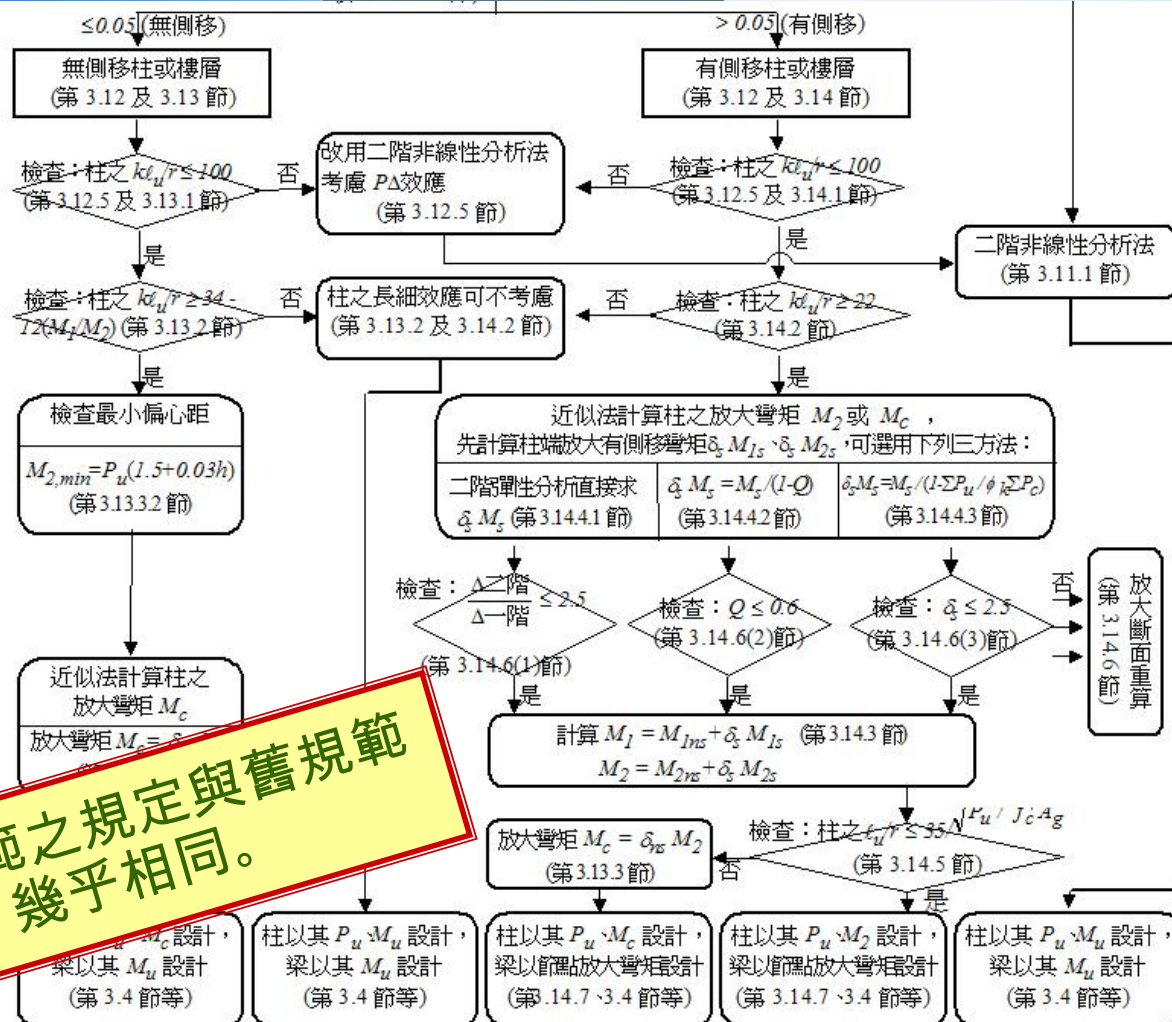
新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

30

新規範之規定與舊規範幾乎相同。



新規範之規定與舊規範幾乎相同。



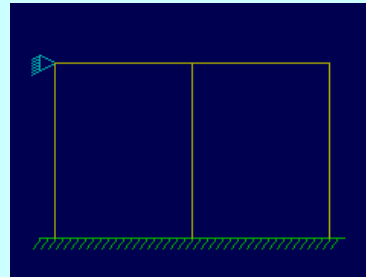
圖R3.11 柱長細效應之建議設計流程

第3.11節 受壓構材之長細效應

3.11~3.14 受壓構材之 長細效應

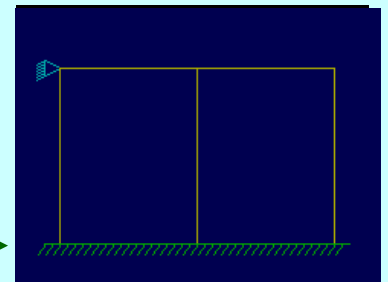
可不考慮
長細效應

$k l_u/r \leq 34-12 M_1/M_2$
或 $k l_u/r \leq 22$
(設計規範 第3.13.2
、 3.14.2節)



無側移長細效應

$Q \leq 0.05$ 或
二階 $P\Delta$ / 一階 ≤ 0.05
(設計規範 第3.12.4節)

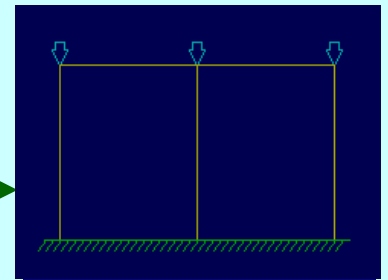


必須考慮
長細效應

$k l_u/r > 34-12 M_1/M_2$
或 $k l_u/r > 22$
(設計規範 第3.13.2
、 3.14.2節)

有側移長細效應

$Q > 0.05$ 或
二階 $P\Delta$ / 一階 > 0.05

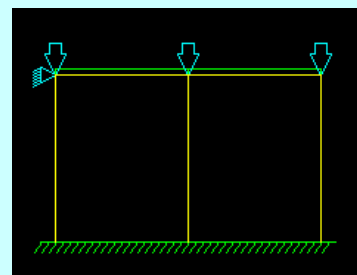


第3.11節 受壓構材之長細效應

3.11~3.14 受壓構材之 長細效應

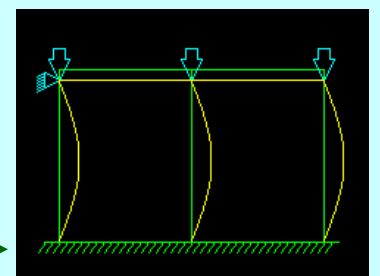
可不考慮
長細效應

$k l_u/r \leq 34-12 M_1/M_2$
或 $k l_u/r \leq 22$
(設計規範 第3.13.2
、 3.14.2節)



無側移長細效應

$Q \leq 0.05$ 或
二階 $P\Delta$ / 一階 ≤ 0.05
(設計規範 第3.12.4節)

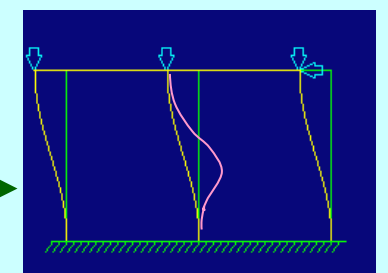


必須考慮
長細效應

$k l_u/r > 34-12 M_1/M_2$
或 $k l_u/r > 22$
(設計規範 第3.13.2
、 3.14.2節)

有側移長細效應

$Q > 0.05$ 或
二階 $P\Delta$ / 一階 > 0.05



第3.12節 彎矩放大法－通則

一、規範條文與解說

3.12 彎矩放大法－通則

3.12.1 應可採用一階彈性構架分析法，計算設計軸力 P_u 、設計柱端彎矩 M_1 與 M_2 、及樓層相對變位 Δ_o 。分析時使用之構材斷面性質應考慮軸向載重、構材之開裂範圍、載重持續時間等之影響；構材斷面性質可使用下列各值：

- | | |
|--------------------|------------|
| (1) 彈性模數 E | E_c |
| (2) 斷面積 A | $1.0 A_g$ |
| (3) 慣性矩 I ： | |
| 梁 | $0.35 I_g$ |
| 柱 | $0.70 I_g$ |
| 牆，未開裂 | $0.70 I_g$ |
| 牆，已開裂 | $0.35 I$ |
| 平版 | |

慣性矩遇下列狀況時應除以 $(1 + \beta_d)$ ：

- 承受持續側向載重。
- 依第 3.14.6 節之規定進行穩定校核時。

新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

35

第3.12節 彎矩放大法－通則

3.12 彎矩放大法－通則（續）

3.12.2 迴轉半徑

受壓構材斷面迴轉半徑 r 應可用混凝土總斷面計算。矩形斷面應可用考慮穩定方向總厚度之 0.30 倍、圓形斷面應可用直徑之 0.25 倍為其 r 值。

3.12.3 受壓構材之無支長度

3.12.3.1 受壓構材之無支長度 ℓ_u 應為樓版、梁或其他在考慮方向有側支能力構材間之淨距。

3.12.3.2 受壓構材如在考慮方向有柱冠或托肩，應依其最低處計算無支長度。

3.12.4 結構物中之柱或樓層須先經判定為『無側移』或『有側移』後，再分別按第 3.13 或 3.14 節規定設計。判定方式如下：

3.12.4.1 柱若考慮二階效應所增加之柱端彎矩，不超過一階分析之 5% 無側移。

3.12.4.2 樓層若依下式計得之穩定指數 Q 不超過 0.05

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u \ell_c}$$

式中： P_u = 樓層之設計總垂直力。

V_u = 樓層之設計總剪力。

Δ_o = 樓層承受 V_u 時之一階分析頂與底相對變位。

ℓ_c = 受壓構材之全長，為樓層兩節點之中心距。

新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

(3-9)

3.12.5 構架內如有任一受壓構材之 kl_u/r 大於 100 時，則該構架應按第 3.11.1 節分析之。

3.12.6 受壓構材兩主軸均受撓曲時，對兩軸之設計彎矩應分別按各該軸束制情形放大之。

第3.13節 彎矩放大法－無側移構架

一、規範條文與解說

3.13 彎矩放大法－無側移構架

3.13.1 無側移構架之受壓構材，其有效長度因數 k ，除經分析證實可用較低值外，應取為 1.0。若需計算 k ，其 E 、 I 值應按第 3.12.1 節之規定。

3.13.2 無側移構架之受壓構材，若合於下列條件，其長細效應可忽略不計：

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (3-10)$$

式中 $[34 - 12 \frac{M_1}{M_2}]$ 值不得大於 40。若構材彎成單曲度 M_1/M_2 值為正；構材彎成雙曲度為負。

新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

37

第3.13節 彎矩放大法－無側移構架

3.13 彎矩放大法－無側移構架（續）

3.13.3 受壓構材應可按設計軸力 P_u 與經構材彎曲側向變位效應放大後之設計彎矩 M_c 設計之，如下式：

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (3-11)$$

式中

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_c}} \geq 1.0 \quad (3-12)$$

此時 ϕ_k 應取為 0.75； P_c 應取為：

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2}$$

EI 值應取為：

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d}$$

或

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

3.13.3.1 受壓構材若支點間無橫向載重時， C_m 值應按下式計算：

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3-16)$$

式中 M_1/M_2 值依第 3.13.2 節之規定；若支點間有橫向載重時 C_m 值取為 1.0。

3.13.3.2 於式(3-11)中，對每一主軸之 M_2 值，應分別不小於：

$$M_{2,min} = P_u (1.5 + 0.03h) \quad (3-17)$$

式中 1.5 及 h 之單位為 cm ；另於 $M_{2,min}$ 大於 M_2 時，應按下列方式之一決定式(3-16)中之 C_m 值：

(1) 以實際之 M_1/M_2 比值計算 C_m ；或

(2) C_m 取為 1.0。

38

第3.14節 彎矩放大法－有側移構架

3.14 彎矩放大法－有側移構架

3.14.1 受壓構材如有側移，其有效長度因數 k ，應按第 3.12.1 節規定之 E 、 I 值計得，且不得小於 1.0。

3.14.2 受壓構材若有側移而 $k\ell_u/r$ 小於 22，其長細效應可不計。

3.14.3 受壓構材之兩端設計彎矩 M_1 與 M_2 應計算如下：

$$\begin{aligned} M_1 &= M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \\ M_2 &= M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \end{aligned} \quad (3-19)$$

式中 $\delta_s M_{1s}$ 與 $\delta_s M_{2s}$ 應依第 3.14.4 節規定計得。

3.14.4 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 之計算

有側移受壓構材之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應以下述三方式之一計算：

3.14.4.1 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應以第 3.12.1 節之規定構材勁度，使用二階彈性分析計得之。

3.14.4.2 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 亦應可使用下式計得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (3-20)$$

；但若計得之 $\delta_s > 1.5$ 時， $\delta_s M_s$ 應改用第 3.14.4.1 或 3.14.4.3 節計算。

3.14.4.3 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 亦應可使用下式計得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_c}} \geq M_s \quad (3-21)$$

式中 $\sum P_u$ 為一樓層內之總設計垂直力；勁度折減因數 ϕ_k 應取為 0.75； $\sum P_c$ 為該樓層內所有束制側移柱 P_c 之總和， P_c 係以第 3.14.1 節計得之 k 、式(3-14)或式(3-15)計得之 EI 使用式(3-13)求得之。

新規範之規定與舊規範幾乎相同。

第3.14節 彎矩放大法－有側移構架

一、規範條文與解說

3.14 彎矩放大法－有側移構架（續）

3.14.5 如任一有側移受壓構材其：

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}}$$

，則應以設計軸力 P_u 及按第 3.13.3

3.14.3 節之規定、 β_d 應依載重組合決定之，其使用之 M_1 與 M_2 應依第

3.13.1 節中。

3.14.6 應校核含側力之設計重力載重組合作用下之整體結構強度與穩定問題，如下：

- (1) 當依第 3.14.4.1 節計算 $\delta_s M_s$ 時，於設計靜載重、設計活載重及設計側力載重共同作用下，以二階分析計得側移量與一階分析計得側移量之比值不得超過 2.5。
- (2) 當依第 3.14.4.2 節計算 $\delta_s M_s$ 時，以設計靜載重及設計活載重共同作用下，以 $\sum P_u$ 計得之 Q 值不得超過 0.6。
- (3) 當依第 3.14.4.3 節計算 $\delta_s M_s$ 時，以設計靜載重及設計活載重共同作用下，以 $\sum P_u$ 與 $\sum P_c$ 計得之 δ_s 值必須為正且不得超過 2.5。

以上分析時所用之 β_d 值，應取為最大設計持續軸向載重與最大設計軸向載重之比。

3.14.7 有側移構架之受撓構材應按其端節點所有受壓構材之放大設計彎矩設計之。

新規範之規定與舊規範幾乎相同。

新規範對穩定校核之規定已配合第2.4.2節載重組合係數之修正。

說明例：(土木404-96)《混凝土工程設計規範之應用》

第9章 長細效應之設計

- 例題9-1 長細效應，彎矩放大法—無側移柱設計
- 例題9-2 長細效應，彎矩放大法—有側移柱設計

省略

41

第3.15節 支承版系之受軸力構材

一、規範條文與解說

3.15 支承版系之受軸力構材

3.15.1 所有支承第 6.2 節所述版系之受軸力構材，除應按第三章之規定外，並應按第六章之有關規定設計。

3.15.2 若柱之混凝土規定抗壓強度大於版系之混凝土規定抗壓強度之 1.4 倍時，載重之傳遞須用下列方法之一：

3.15.2.1 柱四周柱面外 60 cm 範圍內之版系須用與柱相同規定抗壓強度之混凝土澆置，後澆置之樓版混凝土須依第 13.14 節及「混凝土結構施工規範」之澆置規定，以確保混凝土間之整體性。

3.15.2.2 柱以支承版系較低強度混凝土計算其強度、垂直插接筋與螺箍筋。

3.15.2.3 柱之四邊由約略等深之梁或版側撐者，柱強度計算之混凝土規定抗壓強度應可按柱混凝土強度(以樓版混凝土強度 2.5 倍為上限)之 75% 加上樓版混凝土強度之 35% 計算。

新規範之規定與舊規範幾乎相同。

42

第3.16節 合成受壓構材

一、規範條文與解說

新規範除符號外，其規定與舊規範幾乎相同。

3.16 合成受壓構材

3.16.1 合成受壓構材係指混凝土受壓構材其縱向以結構型鋼或鋼管(圓形或其他形狀)增加其強度者，並可能配置或不配置縱向鋼筋。

3.16.2 合成受壓構材之強度計算應可按一般鋼筋混凝土之限制條件。

3.16.3 合成構材中分配於混凝土之軸力設計強度須由構材或托架直接承壓傳至合成構材之混凝土。

3.16.4 其他未分配於混凝土之軸力設計強度須以直接連接方式傳至結構型鋼或鋼管。

3.16.5 用於計算合成斷面長細效應之迴轉半徑不得大於下式之值：

$$r = \sqrt{\frac{0.2E_c I_g + E_s I_{sx}}{0.2E_c A_g + E_s A_{sx}}} \quad (3-23)$$

除有更精確之替代計算外，式(3-13)中之 EI 可採用式(3-15)值或：

$$EI = \frac{0.2E_c I_g}{1 + \beta_d} + E_s I_{sx} \quad (3-24)$$

3.16.6 鋼管內填充混凝土合成構材 • • •

3.16.7 螺箍混凝土鋼心合成構材 • • •

3.16.8 橫箍混凝土鋼心合成構材 • • •

43

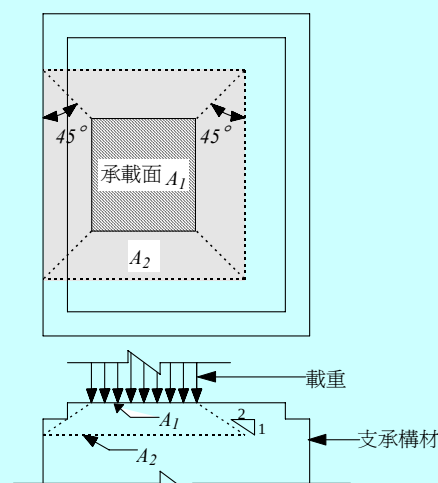
第3.15節 承壓強度

3.17 承壓強度

3.17.1 混凝土之設計承壓強度不得超過 $\phi(0.85f'_c A_1)$ 。若支承構材各邊均大於承載面時，承載面之設計承壓強度應可增至 $\sqrt{A_2/A_1}$ 倍，但不得超過 2 倍。 A_2 取為最大之正截頭角錐體或圓錐體之下底面積。惟該錐體須能完全包容於支承構材內，其上底為承載面 A_1 ，錐面之斜度為垂直 1 水平 2。

3.17.2 第 3.17.1 節不適用於後拉預力之錨定部份。

新規範之規定與舊規範幾乎相同。



圖R3.17 斜坡型或階梯型之 A_2

44



內政部營建署

CONSTRUCTION AND PLANNING
AGENCY MINISTRY OF THE INTERIOR

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

第三章

撓曲與軸力---梁、柱

報告完畢 敬請指教

中國土木水利工程學會 王承順 林炳昌 趙文成

