

第八章 預力混凝土設計

8.1 一般需求

1. 符號

- A_s : 不施預力受拉鋼筋面積，見 8.7 及 8.19 節
- A'_s : 受壓鋼筋面積，見 8.19 節
- A_s^* : 預力鋼材面積，見 8.17 節
- A_{sf} : 對翼板外伸部份，產生壓力強度所需之預力鋼材面積，見 8.17 節
- A_{sr} : 對有翼板斷面之腹板，產生壓力強度所需之預力鋼材面積，見 8.17~8.19 節
- A_v : 梁腹鋼筋面積，見 8.20 節
- b : 有翼板構材之翼板寬度或矩形構材之寬度
- b_v : 用以傳遞水平剪力之腹板寬度，見 8.20 節
- b' : 有翼板構材之腹板寬度
- CR_c : 混凝土之潛變所產生之預力損失，見 8.16 節
- CR_s : 預力鋼材鬆弛所產生之預力損失，見 8.16 節
- D : 預力鋼材之標稱直徑，見 8.17 及 8.28 節
- d : 最外受壓纖維至預力重心距離，或至由預鑄梁構成連續梁之負彎矩鋼筋重心距離
- d_t : 最外受壓纖維至非預力鋼筋重心距離，見 8.7 及 8.17~8.19 節
- ES : 彈性縮短之預力損失，見 8.16 節
- e : 自然對數之底數，見 8.16 節
- f_{cds} : 全靜載重作用時，預力鋼材重心處之混凝土平均壓應力，見 8.16 節
- f_{cir} : 施預力時，在預力鋼材重心處之混凝土平均壓應力，見 8.16 節
- f'_c : 混凝土規定抗壓強度
- f'_{ci} : 施預力時混凝土之抗壓強度，見 8.15 節
- f_{ct} : 輕質混凝土之平均劈裂拉力強度
- f_d : 由非乘因數靜載重所產生之斷面最外纖維應力，此處之拉應力係由外加載重

所產生，見 8.20 節

f_{pc} : 非合成構材抵抗外加載重時，斷面重心處或當重心處落於梁翼內時梁腹與梁翼連接處之混凝土受壓應力 (扣除全部預力損失後)。

f_{pc} : 合成構材由預鑄部分單獨抵抗預力及彎矩時，合成斷面重心處或重心落於翼板內時腹板與翼板連接處之合成受壓應力，見 8.20 節

f_{pe} : 由有效預力所產生之斷面最外纖維混凝土壓應力，此處之拉應力係由外加載重所產生 (扣除全部預力損失後)。見 8.20 節

f_r : 混凝土之破壞模數，依 8.15.2.C 之定義，見 8.18 節

Δf_s : 預力總損失，不含摩擦損失，見 8.16 節

f_{se} : 扣除所有損失後鋼材之有效預力

f_{su}^* : 極限載重時預力鋼材之平均應力

f'_s : 預力鋼材之極限強度，見 8.15、8.17 節

f_{sy} : 在拉力區不施預力之一般鋼筋降伏強度，見 8.19、8.20 節

f'_y : 在壓力區不施預力之一般鋼筋降伏強度，見 8.19 節

f_y^* : 預力鋼材之降伏強度，見 8.15 節

h : 構材全深

I : 對斷面重心之慣性矩

K : 預力鋼材每單位長之波浪影響摩擦係數

L : 從施力端至點 x 之預力鋼材長度

M_{cr} : 外加載重導致斷面撓曲開裂之彎矩，見 8.20 節

M_{cr}^* : 開裂彎矩，見 8.18 節

$M_{d/c}$: 斷面受合成自重所產生之彎矩，見 8.18 節

$M_{d/nc}$: 斷面受非合成自重所產生之彎矩，見 8.18 節

M_{max} : 外加載重時斷面上之最大乘因數彎矩

M_n : 斷面標稱彎矩強度

M_u : 斷面之乘因數彎矩

p : A_s/bd_t ，不施預力之受拉鋼筋比

p^* : A_s^*/bd ，預力鋼材比

- p' : A'_s/bd , 受壓鋼筋比
 P_u : 考慮載重因數之預力值
 Q : 剪力核算點之上或下之剪力斷面對斷面重心之靜力矩
 SH : 混凝土乾縮造成之預力損失
 s : 梁腹鋼筋之縱向間距
 S_b : 非合成斷面模數(考慮受外力產生拉應力處)
 S_c : 合成斷面模數(考慮受外力產生拉應力處)
 t : 翼板構材之翼板平均厚度
 T_o : 施力端之鋼材應力
 T_x : 任意點 x 之鋼材應力
 v : 容許水平剪應力
 V_c : 混凝土提供之剪力強度
 V_{ci} : 剪力與彎矩合併作用而產生斜向開裂時, 混凝土提供之剪力強度
 V_{cw} : 梁腹內因過高主拉應力而產生斜向開裂時, 混凝土提供之剪力強度
 V_d : 非乘因數靜重作用時斷面上之剪力
 V_i : 受外加载重時, 與 M_{max} 同時作用之斷面乘因數剪力
 V_{nh} : 標稱水平剪力強度, 見 8.20 節
 V_p : 斷面上有效預力垂直分量
 V_s : 剪力鋼筋提供之剪力強度
 V_u : 斷面之乘因數剪力
 Y_t : 不計鋼筋之總斷面重心軸至最外受拉纖維之距離
 μ : 曲線摩擦係數
 α : 施力端至點 x 間, 預力鋼材之縱向總角度變化量, 以徑度表示
 β_1 : 影響混凝土強度之係數, 見 7.3.2 節及 8.17~8.19 節
 γ^* : 預力鋼材之類型係數, 見 8.17 節

2. 定義

本章專有名詞之解釋：

端錨裝置——一種組合式硬體裝置用以將預力鋼腱(鋼線、鋼絞線或鋼棒)之後拉預力

傳遞至混凝土。

端錨碇著—當預力由千斤頂傳遞至端錨裝置時，其鋼腱之碇著或錨碇之變形。

端錨間距—端錨裝置之中心距。

錨碇區—自錨碇裝置集中預力傳遞之混凝土區域(局部區域)，至應力廣泛分佈於結構(一般區域)間之區域。

基本端錨裝置—符合 8.21.7 節 2.項(2)~(4)規定之承壓應力及最低鋼板剛度之端錨裝置，符合者不須做認可試驗。

握裹鋼腱—經直接澆置或利用套管灌漿使與混凝土產生握裹之預力鋼腱。

表面保護處理—一種可防止預力鋼腱銹蝕或減少鋼腱與套管間摩擦，或消除預力鋼腱握裹之材料。

續接器—用以續接兩鋼腱之裝置。

潛變—混凝土受持續載重後隨時間變化之變形。

曲率摩擦—預力鋼腱線形中由於彎曲及曲度所導致之摩擦力。

抗握裹—藉由套管、表面被覆或保護處理以防止混凝土對鋼腱產生握裹。

隔梁—用以維持主梁幾何形狀之橫向加勁材。

套管—預力構材內以容納後拉預力鋼腱之中空材料。

邊距—端錨裝置中心至混凝土邊之距離。

有效預力—扣除所有預力損失後鋼腱之應力或仍存於混凝土之應力，不包括橋面附加載重及構材重量產生之應力。

混凝土彈性縮短—桿件受預力產生之縮短。

端部錨碇—藉由鋼材之延伸至應力為 0 之長度、機械式錨碇、彎鉤或其組合等之裝置。

端部區—桿件端部之擴展斷面用以減少錨碇應力。

摩擦—施預力時套管與鋼腱間之阻力。

一般區域—桿件自預力集中之斷面至應力呈線性分佈斷面間的區域。

灌漿孔—後拉預力套管開孔，用以灌入水泥漿或排除空氣、水等之出入孔。

中間錨碇—錨碇位置不設於桿件或節塊之端部，而藉由預埋、錨碇塊、肋梁錨碇及凹槽等方式錨碇。

千斤頂施拉力—由特定裝置以使鋼腱產生拉力。

局部區域—混凝土直接接觸端錨承受極大壓力之區域。

預力損失—因混凝土及鋼材應變影響所導致之預力損失(包含彈性縮短、混凝土之潛變與乾縮、鋼腱鬆弛等，而對後拉預力更包含摩擦及錨碇損失)。

後拉預力法—於混凝土硬固後才施預力之施預力方法。

預壓區—撓曲桿件斷面承受預力壓力的區域。

預力混凝土—施加內部應力以減少載重造成拉應力之混凝土結構。

先拉預力法—先施拉鋼腱後再澆置混凝土之施預力方法。

鋼腱之鬆弛應力—受拉鋼腱在固定應變下，應力隨時間而減少之現象。

剪力遲滯—撓曲應力在斷面上不均勻分佈之現象。

混凝土之乾縮—混凝土結構物因乾燥及內部化學變化(水化過程)所導致隨時間影響之變形。

特殊錨碇裝置—錨碇裝置應經主辦機關核可之實驗法以證明其適用性。

預力鋼材—泛指鋼線、鋼絞線、鋼棒或其成束之材料，用於傳遞預力至混凝土之鋼材。

傳遞—藉由千斤頂或預鑄床將鋼腱之應力傳至混凝土桿件。

傳遞長度—在預力桿件之鋼腱應力用以傳遞至混凝土之握裹長度。

波浪形影響摩擦—鋼腱與套管或保護套間因配置時不平整所產生之摩擦。

裹襯或套管—包覆於預力鋼腱外以避免混凝土與鋼腱之握裹。

3. 應用原則

本章規範適用於預力混凝土梁構材之設計。按鋼筋混凝土設計的構材，除為增進使用性能，將部分鋼材施加預力者外，應按第七章之規定辦理。對於特別長跨徑或特殊結構，本章之規定均屬推斷值，設計時需詳加考慮各種影響因素。有關橋梁採節塊設計可參考AASHTO節塊混凝土橋梁設計與施工之指導規範。

8.2 混凝土

結構中各部份所使用之混凝土，其強度 f'_c 應記載於設計圖中。

設計預力構材之混凝土強度，通常為 $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ 34.5MPa。如經工程師判斷為

合理且預期可達到時，可將強度提高至 420 kgf/cm^2 41.4MPa。若採用更高強度之混凝土時，工程師應確保材料及製造程序之控制可提供需要之強度。本節之規定同時可適用於以較低混凝土強度設計之預力混凝土結構及其他構材。

8.3 鋼材

1. 預力鋼材

鋼線、鋼絞線或鋼棒應符合CNS 3332 G3073「預力混凝土用應力消除無被覆鋼線及鋼絞線」、CNS 9272 G3192「預力混凝土用鋼筋」相關規定或與CNS規範相同最低要求之其他規範。若鋼線、鋼絞線或鋼棒未列入CNS規範規定者，可以參考AASHTO M204、AASHTO M203或ASTM A722之相關規定。

2. 非預力鋼材

非預力鋼材應符合本規範7.1.2節2.項。

8.4 分析

以下所述之規定，僅為桿件所需強度最少需求，連續梁及其他靜不定結構在設計考量上，需滿足其強度及合理之力學行為。

結構行為應考慮以下各項因素進行彈性力學分析：

1. 預力所造成之反力、彎矩、剪力及軸力
2. 潛變、乾縮、溫度之影響
3. 周圍結構物之束制或軸向變形
4. 基礎沈陷

8.5 膨脹與收縮

所有橋梁設計上，對於溫度所產生應力，應提供足夠強度，否則應設置裝置以供位移。位移裝置包含施預力時彈性縮短之位移，可為柱頂鉸接配置、可搖動支承、滑動支承板、橡膠墊等裝置。

8.6 跨徑

簡支梁之有效跨徑應不大於跨徑淨距加上梁深。橋面板或梁無論連續或受制時，其有

效跨徑應為其支承面淨距，上述橋面板或梁邊設有與其一體澆置之填角且填角與橋面板梁或梁軸線大於 45° 時，其有效跨徑可考慮填角區中1.5倍板厚處間之距離，最大負彎矩可考慮發生於有效跨徑端部，而分析時填角厚不可視為梁之有效深度。

8.7 剛性構架及連續結構

8.7.1 場鑄後拉法橋梁

由預力所產生之二次彎矩，其影響應併入工作載重之應力計算。

計算彎矩及剪力極限強度時，除考慮乘因數或極限靜載重及活載重等產生之彎矩及剪力外，應考慮由預力產生之二次彎矩及剪力，其載重因數為1.0。

8.7.2 簡支預鑄預力梁構成之連續梁橋

1. 通則

當假定具有連續性結構以計算活載重加衝擊力及合成靜載重彎矩時，潛變及乾縮對預鑄預力簡支梁由板及梁連成二跨或二跨以上之連續橋梁之影響應予一併考慮。

2. 橋墩連接處之正彎矩

(1) 設計時在負彎矩區內由於梁及橋面板之潛變、乾縮及由遠跨徑活載重加上衝擊力所產生負彎矩區內之正彎矩應予計算；若橋墩之乾縮及彈性收縮有明顯之影響時亦應考慮。

(2) 設計橋墩處非預力之正彎矩連接鋼筋強度可取降伏強度之0.6倍為其工作應力，但不得超過 $2,530\text{kgf/cm}^2$ 248.2MPa。

3. 負彎矩

(1) 負彎矩鋼筋應按照極限強度設計，其載重因數依照8.14節之規定。

(2) 負彎矩強度應以梁之混凝土抗壓強度計算，不需考慮隔梁混凝土所提供之強度。

8.7.3 節塊施工之箱型梁

1. 通則

(1) 彈性力學分析及梁理論可適用於節塊施工之箱型梁。

- (2) 預鑄節塊施工縫間於施工或完工服務年限中均不容許拉力產生。
- (3) 下部結構之橋墩或輔助支撐之設計，應包含因節塊自重及施工載重所產生之不平衡彎矩。亦可採用施工設備以消除不平衡彎矩。

2. 撓曲

節塊承受撓曲，其橫向設計應視為剛箱型構架。頂板之設計應考慮梁腹與頂板間之填角，並以變化深度斷面分析之。輪載重之位置應使其產生最大彎矩，且應以線性分析決定在每一載重位置下輪載重之有效縱向分佈(見3.9節)。一般而言，頂板建議採橫向預力設計。

3. 扭曲

斷面設計應考慮由偏心載重或結構形狀所增加之梁腹剪力。

8.8 有效翼寬

8.8.1 T型梁

1. 在梁與板之合成構造中，若視橋面板或翼板為構成梁整體之一部分時，則有效翼寬應符合7.1.22節9.項T型梁有效翼寬之規定。
2. 在一體澆鑄之預力結構中，在正常之梁配置下，有效翼寬可視為梁間距，而短梁或梁間距過大時，有效翼寬需進一步分析而得。
3. 單一獨立之一體澆鑄預力梁，其有效翼寬應小於腹板厚度之15倍且滿足所有設計載重。

8.8.2 箱型梁

1. 場鑄箱型梁若其橋面板跨徑與梁間距配置正常，且橋面板可視為箱梁之一部份，其橋面板在承壓時可視為完全有效。
2. 對於不正常厚寬比之箱型梁，包含節塊施工之箱梁，在縱向撓曲應力分析時應考慮剪力遲滯。
3. 箱型梁箱室內除腹板與底板交角處，其他各面之交會處應考慮足夠填角。

8.8.3 寬頂板之預鑄預力混凝土梁

1. 對於合成預力梁，考慮其橋面板或翼板行為與預鑄梁可視為一體時，有效腹板寬應

小於以下兩值：

- (1) 腹板兩側任一較厚翼板厚度之6倍(不含填角)加上腹板寬(含填角)
- (2) 全頂板翼寬

2. 合成斷面之有效翼板寬應小於下列三值

- (1) 梁跨徑長度之四分之一
- (2) 有效腹板寬(本節1.項)兩側橋板厚之6倍加上有效腹板寬
- (3) $1/2$ 有效腹板間淨距加上有效腹板寬

8.9 箱型梁之翼板及腹板厚

8.9.1 頂翼板

除廠製之預鑄構材及先拉法預力構件其最小厚度可減至14cm者外，最小頂翼板厚度至少應為腹板或填角間淨距之 $1/30$ 或15cm。

8.9.2 底翼板

除廠製之預鑄構材及先拉法預力構件其厚度可減至13cm者外，最小之底板厚度至少應為腹板或填角間淨距之 $1/30$ 或14cm。

8.9.3 腹板

腹板厚之漸變長度須大於腹板變化厚度之12倍。

8.10 隔梁

8.10.1 通則

除非依實驗或結構分析顯示可不設置隔梁，否則應依8.10.2及8.10.3節規定辦理。

8.10.2 T型梁

跨徑之端處設置隔梁(或其他倆裝置)以加強橋面板懸空部份及傳遞側向力至下部結構，跨徑大於12m時應於最大彎矩處設置中隔梁。

8.10.3 箱型梁

- 1. 並列式箱型梁(箱梁底板不連續)之隔梁需設置於箱室內及箱室間，其位置應於跨徑

端部，對於跨徑大於24m之箱梁其最大彎矩處亦應設置。

2. 預鑄多箱梁橋之隔梁設置僅用以傳遞橋板端部之支承力及控制橫向束制張力。
3. 場鑄箱型梁之隔梁(或其他設計)僅設置於跨徑端部以抵抗橫向力及維持斷面形狀，中隔梁在箱室內曲率半徑小於240m時方需設置。
4. 節塊施工之箱型梁於跨徑端部之箱室內部應設置隔梁，中隔梁在箱室內曲率半徑小於240m時方需設置。
5. 對於所有預力箱型梁橋，在箱室內曲率半徑小於240m時應設置中隔梁。其配置及強度應於設計中詳加考量。

8.11 撓度

8.11.1 通則

撓度之計算應考慮靜載重、活載重、預力、施工載重、潛變、乾縮及鋼材鬆弛之影響。

8.11.2 節塊施工箱型梁

節塊之撓度於澆注混凝土前應依據其施工法及步驟詳加計算，而計算撓度值應視為施工撓度調整之基準，且亦需與實測值比對。

8.11.3 上部結構撓度之限制

1. 簡支或連續梁受服務活載重及衝擊力所產生之撓度應小於跨徑之 $1/800$ 。在市區，部分提供人行之橋梁撓度應小於跨徑之 $1/1000$ 。
2. 懸臂端之撓度受服務活載重及衝擊力所產生之撓度應小於臂長之 $1/300$ ，如供人行道使用則應小於臂長之 $1/375$ 。

8.12 預鑄預力橋面底板(Deck Panels)

8.12.1 通則

預鑄預力橋面底板，用於縱梁間做永久模板時可與場鑄橋面板合成作用以支持增加之靜載重及活載重。

橋面底板之設計，應假定能支持其自重、施工載重及場鑄混凝土重量，且其與場鑄混凝土結合一體時，則應假定其能承受額外之靜載重及活載重所產生之彎矩。

8.12.2 彎矩

1. 活載重可依4.2節3.項計算。
2. 在計算縱梁附近負彎矩之應力時，假定預力不產生壓應力。

8.12.3 鋼材配置

預鑄橋面底板得以先拉鋼絞索施予預力，橋面底板如置於縱梁上時，鋼絞索應為橫向。橋面底板頂面應予以粗糙化以利於與場鑄混凝土結合。

鋼筋或相當之鋼線網應排置於板內垂直於鋼絞索，其面積至少為 $2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$ 。

8.13 設計

8.13.1 設計理論及一般考量

桿件之設計應符合以下規定：

1. 設計強度必須依據載重因數設計法，施工及服務階段中之行為須合於容許應力設計法。
2. 設計須考慮預力產生之應力集中。
3. 溫度及乾縮須考慮。

8.13.2 基本假設

一體澆置之構材設計作以下假設：

1. 在所有載重範圍，應變在構材深度內成直線變化。
2. 開裂前，應力與應變成直線比例。
3. 開裂後，不計混凝土之抗拉能力。

8.13.3 合成撓曲構材

在不同施工場所製作之場鑄或預鑄混凝土構材，可結合成整體之合成結構，承受上部附加載重應按照第7.1.22節8.項(不含(4)~(5))及本節之規定。

1. 當垂直剪力由全構材承受時，設計應符合8.20.1節至8.20.3節之規定。
2. 合成桿件之相接觸面，應設計足夠之水平剪力傳遞，而水平剪力之設計應符合8.20.4

節之規定。

3. 預鑄梁上澆置場鑄橋面板時，因不同之乾縮，導致橋面板與梁底產生拉應力。由於乾縮拉力之發展需經過一段時間，故乾縮對梁之影響會因潛變而減少。不同之乾縮可影響開裂載重及梁之撓度。當此項因素特別顯著時，則不同乾縮之影響應加入載重影響之內一併考慮。

8.14 載重因數

計算極限強度(ϕM_n)不得小於3.23節規定之載重因數設計之最大值，後拉預力端錨區之設計其最大預力值之載重因數應採1.2。

極限強度之折減因數如下：

廠製預鑄預力混凝土構材.....	$\phi = 1.0$
後拉法場鑄混凝土構材.....	$\phi = 0.95$
剪力.....	$\phi = 0.90$
端錨區(常重混凝土).....	$\phi = 0.85$
端錨區(輕質混凝土).....	$\phi = 0.70$

8.15 容許應力

8.15.1 預力鋼材

1. 先拉法構材

預力未傳至混凝土前之應力

低鬆弛鋼絞線.....	$0.75 f'_s$
應力去除鋼絞線.....	$0.70 f'_s$

2. 後拉法構材

端錨錨碇剛完成時之應力

端錨處.....	$0.70 f'_s$
錨碇滑動損失影響範圍末端.....	$0.83 f_y^*$

考慮滑動及摩擦損失之抵消，錨碇前之暫時施預力可容許至 $0.90 f_y^*$ ，使得錨碇剛完成時端錨處之應力不大於上述值。

3. 服務階段之應力(所有預力損失後)..... $0.80 f_y^*$

服務載重應包含 3.2 節之所述，但不含超載之規定。

$$\begin{aligned}
 \text{其中 } f_y^* &= 0.90 f'_s \text{ (低鬆弛鋼線或鋼絞線)} \\
 &= 0.85 f'_s \text{ (應力去除鋼線或鋼絞線)} \\
 &= 0.85 f'_s \text{ [(光面)高強度鋼棒]} \\
 &= 0.80 f'_s \text{ [(螺紋, deformed)高強度鋼棒]}
 \end{aligned}$$

8.15.2 混凝土

1. 潛變及乾縮損失前之暫時應力

壓 力

- (1) 先拉法構材 $0.60 f'_{ci}$
- (2) 後拉法構材(一般橋梁)..... $0.55 f'_{ci}$
- (3) 後拉法構材(節塊橋梁)..... $0.60 f'_{ci}$

拉 力

- (1) 預壓拉力區

一般橋梁.....

無暫時容許應力之規定，損失後之容許應力參考本節 2.項

節塊橋梁.....

節塊橋梁如配置握裹鋼筋以抵抗所有拉力，最大拉應力不得大於
 $0.8 \sqrt{f'_{ci}}$

- (2) 其他區域

不配置握裹鋼筋之拉力區

一般橋梁..... 14 kgf/cm^2 或 $0.8 \sqrt{f'_{ci}}$

節塊橋梁.....不容許產拉應力

配置握裹鋼筋之拉力區

一般橋梁..... $2.0 \sqrt{f'_{ci}}$ $0.623 \sqrt{f'_c}$

節塊橋梁..... $1.6 \sqrt{f'_{ci}}$ $0.498 \sqrt{f'_c}$

上述配置握裹鋼筋以抵抗拉應力之情況，此拉力係按未開裂混凝土斷面計算，鋼筋之計算應力不得超過 $0.5 f_{sy}$ 。

2. 所有損失發生以後，使用載重時之應力

壓力

- (1) 除本項(2)、(3)所述之情形外，所有載重組合下壓應力應小於 $0.6 f'_c$ 。
- (2) 有效預力加上永久靜載重產生之壓應力應小於 $0.40 f'_c$ 。
- (3) (2)所得計算壓應力之半加上活重產生之壓應力應小於 $0.40 f'_c$ 。

預壓拉力區之拉力

(1) 配置握裹鋼筋之構材(一般橋梁).....	$1.6\sqrt{f'_c}$	$0.498\sqrt{f'_c}$
配置握裹鋼筋之構材(節塊橋梁).....	$0.8\sqrt{f'_c}$	$0.249\sqrt{f'_c}$
曝露於嚴重腐蝕情況，如沿海地區者(一般橋梁).....	$0.8\sqrt{f'_c}$	$0.249\sqrt{f'_c}$
曝露於嚴重腐蝕情況，如沿海地區者(節塊橋梁).....	0	
(2) 不配置握裹鋼筋之構材.....	0	

其他區域之拉力，依照本節1.項之暫時容許應力規定。

3. 開裂應力

開裂模數可由試驗獲得或依下列數值：

常重混凝土.....	$2.0\sqrt{f'_c}$	$0.623\sqrt{f'_c}$
含砂輕質混凝土.....	$1.67\sqrt{f'_c}$	$0.523\sqrt{f'_c}$
其他輕質混凝土.....	$1.46\sqrt{f'_c}$	$0.457\sqrt{f'_c}$

4. 錨碇承壓應力

使用載重時之後拉法錨碇.....	210kgf/cm^2	20.7MPa
(但不得超過 $0.9 f'_{ci}$)		

8.16 預力損失

8.16.1 摩擦損失

後拉鋼材之摩擦損失，應依實驗決定其波浪影響及曲線摩擦係數，並在施預力作業時驗證之。設計所假設之係數、千斤頂施預力範圍及鋼材伸長量，應註明於設計圖。摩擦損失依下式計算：

$$T_0 = T_x \cdot e^{(KL + \mu\alpha)} \dots\dots\dots (8-1)$$

當 $(KL + \mu\alpha)$ 值不大於 0.3 時，可採下式計算：

$$T_0 = T_x(1 + KL + \mu\alpha) \dots\dots\dots(8-2)$$

如無實驗值可資參考時，可採用表8.1之K與 μ 值：

發生於錨碇前之摩擦損失，設計時應予估算，並於施預力時核對之。剛性套管應具足夠之強度，使澆注混凝土時保持正確位置而無明顯之擺動。剛性套管可用銲接或套接，銲接縫不需鍍鋅。

表 8.1 摩擦損失相關係數 K 與 μ 值

鋼材型式	套管型式	K(1/m)	μ
鋼線或無鍍鋅鋼絞索	剛性或半剛性鍍鋅金屬套管	0.0007	0.15-0.25
	聚乙烯套管	0.0007	0.23
	剛性金屬套管	0.0007	0.25
	光滑金屬套管	0.0066	0.30
	鍍鋅金屬套管	0.0049	0.25
高拉力鋼棒	光滑金屬套管	0.0010	0.20
	鍍鋅金屬套管	0.0007	0.15

8.16.2 預力損失

1. 通則

除摩擦外，由其他各種原因引起之預力損失，可依下述方法決定。

此項方法係基於使用常重混凝土及以下型式之一種預力鋼材，如17,600或19,000 kgf/cm² 1724或1862MPa之七線應力去除鋼絞索或低鬆弛鋼絞索；17,000 kgf/cm² 1655MPa應力去除鋼線；10,000至11,200 kgf/cm² 1000至1103MPa光面或螺紋鋼棒。

倘為求正確之預力損失，則以採用之材料、養治方法、使用概況及詳細之結構構造，加以分析計算之。

關於輕質混凝土之材質及性能，參照試驗報告或經認可之資料。

預力總損失

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_c + CR_s \dots\dots\dots(8-3)$$

式中，

Δf_s =扣除摩擦損失外之全部損失，kgf/cm² MPa

SH =混凝土乾縮引起之損失，kgf/cm² MPa

ES = 混凝土彈性縮短引起之損失， kgf/cm^2 MPa

CR_c = 混凝土潛變引起之損失， kgf/cm^2 MPa

CR_s = 預力鋼材鬆弛引起之損失， kgf/cm^2 MPa

(1) 乾縮

先拉法構材

$$\begin{aligned} SH &= 1195 - 10.55RH \dots\dots\dots(8-4) \\ &= 17.2 - 1.034RH \end{aligned}$$

後拉法構材

$$SH = 0.8(1195 - 10.55RH) \dots\dots\dots(8-5)$$

式中 RH 為年平均相對濕度百分比(見圖8.1)，臺灣地區 RH 值可採用80%。

(2) 彈性縮短

先拉法構材

$$ES = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir} \dots\dots\dots(8-6)$$

後拉法構材

某些施預力順序可能改變彈性縮短損失

$$ES = 0.5 \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir} \dots\dots\dots(8-7)$$

式中，

E_s = 預力鋼絞索之彈性模數，如無試驗資料可用時，可假定為

$$1.97 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \quad 0.193 \times 10^6 \text{ MPa}。$$

E_{ci} = 預力傳遞時之混凝土彈性模數，可依下式計算之：

$$E_{ci} = 0.137w^{3/2} \sqrt{f'_{ci}} \quad 0.0428w^{3/2} \sqrt{f'_{ci}} \dots\dots\dots(8-8)$$

式中 w 為混凝土單位重，單位 kg/m^3 ， f'_{ci} 單位為 kgf/cm^2 MPa

f_{cir} = 預力傳遞後，由預力與梁靜重作用時，在預力鋼材重心處之混凝土應力， f_{cir} 應於最大彎矩之斷面加以計算。(於此階段，先拉法構材之鋼腱起始應力，將因混凝土彈性收縮及混凝土澆築，養護期間鋼腱鬆弛之影響而減少，後拉法構材則因混凝土彈性收縮及鋼腱摩擦影響而減少。此起始應力之減少量應由上述因素加以估

計，或對標準先拉法構材，減少後之鋼腱應力，對應力去除鋼絞索可取 $0.63 f'_s$ ，低鬆弛鋼絞索則可取 $0.69 f'_s$ 。)

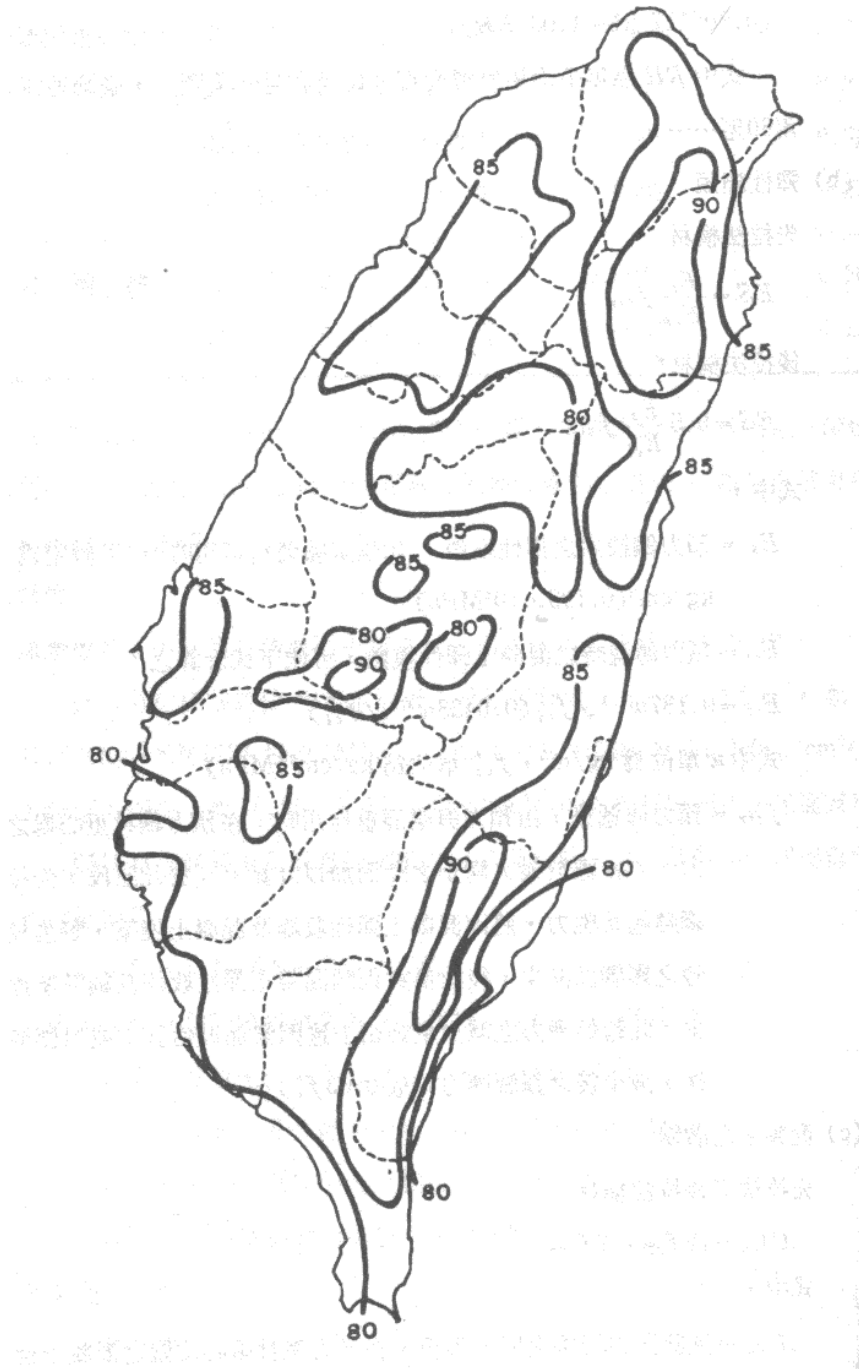


圖 8.1 年平均相對濕度(單位：%)

(3) 混凝土之潛變

先拉法與後拉法構材

$$CR_c = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} \dots\dots\dots(8-9)$$

式中，

f_{cds} = 減除預力梁後之所有靜載重，在預力鋼材重心位置之混凝土應力。

(4) 鋼材之鬆弛

鬆弛損失以8.15.1節錨碇時之容許應力為計算基準

a. 先拉法構材

17,600 至 19,000 kgf/cm² 1,724 至 1,862MPa 之鋼絞索

應力去除鋼絞線

$$\begin{aligned} CR_s &= 1,410 - 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \dots\dots\dots(8-10) \\ &= 139 - 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \end{aligned}$$

低鬆弛鋼絞線

$$\begin{aligned} CR_s &= 350 - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c) \dots\dots\dots(8-10A) \\ &= 34.5 - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c) \end{aligned}$$

b. 後拉法構材

17,600 至 19,000 kgf/cm² 1,724 至 1,862MPa 之鋼絞索

應力去除鋼絞線

$$\begin{aligned} CR_s &= 1,410 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \dots\dots\dots(8-11) \\ &= 139 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \end{aligned}$$

低鬆弛鋼絞線

$$\begin{aligned} CR_s &= 350 - 0.07FR - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c) \dots\dots\dots(8-11A) \\ &= 34.5 - 0.07FR - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c) \end{aligned}$$

17,000kgf/cm² 1,655MPa之鋼線

$$\begin{aligned} CR_s &= 1,270 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \\ &= 125.1 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \end{aligned}$$

10,000至11,200 kgf/cm² 1,000至1,103MPa之鋼棒

$$CR_s = 210 \text{ kgf/cm}^2 \quad 20.68 \text{ MPa}$$

式中，

FR 係依8.16.1節計算，對所求點經摩擦損失後所得鋼腱應力低於 $0.7 f'_s$ 之差值， kgf/cm^2 MPa。

ES ， SH 與 CR_s ，依先拉或後拉法計算所得數值。

2. 預力損失之估計值

表8.2所列之總損失估計值可用於預力結構物及構材設計估算鋼腱應力，以代替上述方法。此損失之計算乃以常重混凝土，正常施預力方式及一般曝露情況為基準。對於長跨徑或特殊設計，可參照本節1.項或更精確之方法計算。

表 8.2 預力損失之估計值

預力鋼材之型式	總 損 失			
	$f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$	27.6 MPa	$f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$	34.5 MPa
先拉法				
普通鋼腱			3,170 kgf/cm^2	310.7 MPa
低鬆弛鋼腱			2,460 kgf/cm^2	241.1 MPa
後拉法*				
普通鋼腱	2,250 kgf/cm^2	220.5 MPa	2,320 kgf/cm^2	227.4 MPa
低鬆弛鋼腱	1,410 kgf/cm^2	138.2 MPa	1,480 kgf/cm^2	138.2 MPa
鋼棒	1,550 kgf/cm^2	151.9 MPa	1,620 kgf/cm^2	158.8 MPa

* 摩擦損失不包括在內，應依照 8.16.1 節計算。

8.17 撓曲強度

8.17.1 通則

預力混凝土構材在規定之載重下，可假定承受軸力與彎曲應力而不發生開裂。計算斷面性質時，先拉法構材採用包括握裹鋼筋之變換斷面，而後拉法構材則需待灌漿後始可考慮，鋼腱握裹前導管之開口面積應予扣除。

8.17.2 矩形斷面

考慮僅含預力鋼材之矩形斷面或有翼斷面，其等值矩形應力區深度小於受壓翼板厚度 t ，並滿足公式(8-20)時，可定義為 $(A_s^* \times f_{su}^*) / (0.85 f'_c b)$ 。此時斷面之撓曲強度可假設為

$$\phi M_n = \phi [A_s^* f_{su}^* d (1 - 0.6 \frac{p^* f_{su}^*}{f'_c})] \dots\dots\dots (8-13)$$

如斷面包含非預力拉力鋼材時，等值矩形應力區之深度小於受壓翼板厚度 t ，並滿足公式(8-24)時，可定義為 $(A_s^* \times f_{su}^* + A_s f_{sy}) / (0.85 f_c' b)$ ，撓曲強度可假設為

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_s^* f_{su}^* d \left[1 - 0.6 \left(\frac{p^* f_{su}^*}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \frac{p f_{sy}}{f_c'} \right) \right] + A_s f_{sy} d_t \left[1 - 0.6 \left(\frac{d}{d_t} \frac{p^* f_{su}^*}{f_c'} + \frac{p f_{sy}}{f_c'} \right) \right] \right\} \dots\dots\dots (8-13A)$$

8.17.3 有翼板斷面

考慮僅含預力鋼材之斷面，其等值矩形應力區深度大於受壓翼板厚度 t ，並滿足公式(8-21)時，可定義為 $(A_{sr} f_{su}^*) / (0.85 f_c' b')$ ，撓曲強度可假設為：

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_{sr} f_{su}^* d \left[1 - 0.6 \left(\frac{A_{sr} f_{su}^*}{b' d f_c'} \right) \right] + 0.85 f_c' (b - b') (t) (d - 0.5t) \right\} \dots\dots\dots (8-14)$$

如包含非預力拉力鋼材，當等值矩形應力區深度大於受壓翼板厚 t ，且滿足公式(8-25)時，可定義為 $(A_{sr} f_{su}^*) / (0.85 f_c' b')$ ，撓曲強度可假設為：

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_{sr} f_{su}^* d \left[1 - 0.6 \left(\frac{A_{sr} f_{su}^*}{b' d f_c'} \right) \right] + A_s f_{sy} (d_t - d) + 0.85 f_c' (b - b') (t) (d - 0.5t) \right\} \dots\dots\dots (8-14A)$$

式中：

$$A_{sr} = A_s^* - A_{sf} \text{ (應用於公式(8-14))} \dots\dots\dots (8-15)$$

$$A_{sr} = A_s^* + (A_s f_{sy} / f_{su}^*) - A_{sf} \text{ (應用於公式(8-14A))} \dots\dots\dots (8-15A)$$

$$A_{sf} = 0.85 f_c' (b - b') (t) / f_{su}^* \dots\dots\dots (8-16)$$

A_{sf} = 使翼板之外伸部分得以發展出極限抗壓強度時所需之預力鋼材面積

8.17.4 鋼材應力

1. 除非有更詳細之分析， f_{su}^* 可依下列公式計算：

(1) 握裹構材：

僅含預力鋼材時

$$f_{su}^* = f_s' \left[1 - (\gamma^* / \beta_1) (p^* f_s' / f_c') \right] \dots\dots\dots (8-17)$$

包含非預力拉力鋼材：

$$f_{su}^* = f_s' \left\{ 1 - \frac{\gamma^*}{\beta_1} \left[\frac{p^* f_s'}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \left(\frac{p f_{sy}}{f_c'} \right) \right] \right\} \dots\dots\dots (8-17A)$$

註 γ^* ：= 0.28(低鬆弛鋼材)

= 0.40(應力去除鋼材)

= 0.55(鋼棒)

(2) 非握裹構材：

$$f_{su}^* = f_{se} + 63((d - y_u)/l_e) \quad f_{se} + 6.2((d - y_u)/l_e) \dots\dots\dots(8-18)$$

但不得大於 f_y^*

其中，

y_u = 預力鋼腱降伏後總斷面重心軸至最外受壓纖維之距離

$l_e = l_i / (1 + 0.5N_s)$ ；有效鋼腱長度

l_i = 端錨間之鋼腱長度

N_s = 二端錨間或二分散黏結點間之鉸接支承數目

以上計算基於以下假設：

(1) 預力鋼材之應力應變性質與AASHTO施工篇之規定相近。

(2) 損失後之有效預力不小於 $0.5 f'_s$ 。

2. 於極限載重下，預鑄橋面底板預力鋼材之應力限制如下：

$$f_{su}^* = 70 \frac{l_x}{D} + \frac{2f_{se}}{3} \quad 6.9 \frac{l_x}{D} + \frac{2f_{se}}{3} \dots\dots\dots(8-19)$$

但不得大於依本節 1.項所求得之 f_{su}^*

上式中

D = 鋼絞索標稱直徑，cm

f_{se} = 預力鋼絞索於應力損失後之有效應力，kgf/cm² MPa

l_x = 預力鋼絞索尾端至橋面底板中心之距離，cm (m)

8.18 延展性限制

8.18.1 最大鋼材量

預力混凝土構材應設計使其接近極限容量時，鋼材亦達到降伏破壞。通常鋼材量指數為：

$$\text{矩形斷面用 } p^* f_{su}^* / f'_c \dots\dots\dots(8-20)$$

$$\text{有翼板斷面用 } A_{sr} f_{su}^* / b'df'_c \dots\dots\dots(8-21)$$

此項數值不得超過 $0.36 \beta_1$ 。若鋼材量大於此一數值，則極限撓曲強度應假設不得大於：

矩形斷面

$$\phi M_n = \phi(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2)f'_c b d^2 \dots\dots\dots(8-22)$$

有翼板斷面

$$\phi M_n = \phi[(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2)f'_c b'd^2 + 0.85f'_c(b-b')(t)(d-0.5t)] \dots\dots\dots(8-23)$$

8.18.2 最少鋼材量

1. 預力及非預力鋼材之總量，在臨界斷面上應能使其發展出極限彎矩，且至少為依破壞模數算得之開裂彎矩 M_{cr}^* 之1.2倍。

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}^*$$

式中

$$M_{cr}^* = (f_r + f_{pe})S_c - M_{d/nc}(S_c/S_b - 1)$$

而 $M_{d/nc}$ 及 S_b 之近似值應可適用於任何中間合成斷面，如非合成斷面時，上式中 S_c 應由 S_b 取代之。

2. 如構材斷面配置之預力及非預力鋼材總量超出依照3.23節載重組合分析所得之鋼材需要量之1/3以上時，前項之最小鋼材用量規定可以忽略。
3. 使用預鑄預力橋面底板之場鑄部分橋面板之縱向最小非預力鋼材，應大於 $5.30\text{cm}^2/\text{m}$ 。

8.19 非預力鋼材

非預力鋼材可視為協助梁承受極限強度，其承擔抗拉強度之力量等於面積乘上降伏應力，若為：

矩形斷面：

$$(\frac{pf_{sy}}{f'_c})(\frac{d_t}{d}) + \frac{p^*f_{su}^*}{f'_c} - \frac{p'f'_y}{f'_c} \leq 0.36\beta_1 \dots\dots\dots(8-24)$$

翼板斷面：

$$\frac{A_s f_{sy}}{b'df'_c} + \frac{A_{sr} f_{su}^*}{b'df'_c} - \frac{A'_s f'_y}{b'df'_c} \leq 0.36\beta_1 \dots\dots\dots(8-25)$$

如滿足上式規定時，設計撓曲強度應依公式(8-13A)及公式(8-14A)計算，如超出上式時，撓曲強度則依公式(8-22)及公式(8-23)計算。

8.20 剪力

8.20.1 通則

1. 預力混凝土撓曲構材，除實心板及基腳外，應配置承受剪力及斜拉應力之鋼筋。空心板應考量配置鋼筋以承受剪力，假定乘因數剪力 V_u 小於混凝土所具有剪力強度 ϕV_c 之一半時，剪力鋼筋可以省略。
2. 梁腹鋼筋應包含垂直於構材軸線之箍筋或焊接之鋼線網，該鋼線網應垂直於構材之軸線。梁腹鋼筋應自最外受壓纖維延伸 d 距離，當保護層及鄰近鋼筋容許時應儘量靠近構材受壓及受拉面配置。梁腹鋼筋兩端應予錨碇以達其設計降伏強度符合 7.1.20 節規定。
3. 承受剪力之構材，其設計應使
$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \dots\dots\dots(8-26)$$
上式中， V_u 為所考慮之斷面乘因數剪力， V_c 係混凝土剪力強度， V_s 為梁腹鋼筋剪力強度。
4. 當反力使構材端部區受壓力時，距支承面 $h/2$ 範圍內之所有斷面，其設計考慮之剪力可為與在 $h/2$ 處之斷面計得之剪力 V_u 相同。
5. 當構材承受剪力及扭力聯合作用時，其設計考量可參考如 AASHTO 節塊混凝土橋設計及施工導覽或其他相關參考文獻。
6. 剪力樺應設於預鑄節塊腹板處以傳遞施工剪力。臨近柱頭節塊處之剪力樺應考量可能之反向剪應力。而於施工期間其剪力強度應小於 $0.53\sqrt{f'_{ci}}$ 。

8.20.2 混凝土提供之剪力強度

1. 混凝土提供之剪力強度 V_c ，應取 V_{ci} 或 V_{cw} 之較小者。
2. 剪力強度 V_{ci} 應依下式計算：

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c}b'd + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \dots\dots\dots(8-27)$$

$$= 0.0498\sqrt{f'_c}b'd + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$$

但不必小於 $0.45\sqrt{f'_c}b'd$ $0.14\sqrt{f'_c}b'd$ ， $d \geq 0.8h$ 。

在外加載重下，引起斷面產生彎曲開裂之彎矩 M_{cr} 應依下式計算：

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \dots\dots\dots(8-28)$$

$$= \frac{I}{Y_t} (0.498\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

斷面上由於外加载重而產生之最大乘因數彎矩 $M_{\max}$ 與乘因數剪力 V_i ，應由斷面上產生最大彎矩之載重組合計算之。

3. 剪力強度 V_{cw} ，應依下式計算：

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b'd + V_p \dots\dots\dots(8-29)$$

$$= (0.1291\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b'd + V_p$$

但 $d \geq 0.8h$ 。

4. 若先拉法預力構材距支承面 $h/2$ 處之斷面至梁端之距離小於預力鋼腱之傳遞長度，則於計算 V_{cw} 時須考慮預力之折減。預力可假設依線性變化，以鋼腱端為零，至鋼腱之傳遞長度處為最大。傳遞長度假設為鋼絞索直徑50倍，或鋼線直徑之100倍。
5. 以上所示之 V_{ci} 及 V_{cw} 適用於一般混凝土，當為輕質混凝土時，相關值應做如下修正：
- (1) 當 f_{ct} 為已知時， V_{ci} 及 V_{cw} 之 $\sqrt{f'_c}$ 應修正為 $f_{ct}/1.8$ ，但不得大於 $\sqrt{f'_c}$ 。
- (2) 當 f_{ct} 為未知時，對於全輕質混凝土 V_{ci} 及 V_{cw} 式中之 $\sqrt{f'_c}$ 需修正為 $0.75\sqrt{f'_c}$ ，輕質粒料混凝土修正為 $0.85\sqrt{f'_c}$ ，而介於此兩種性質之輕質混凝土則可依線性內插修正。

8.20.3 梁腹鋼筋提供之剪力強度

1. 梁腹鋼筋提供之剪力強度為

$$V_s = \frac{A_v f_{sy} d}{s} \dots\dots\dots(8-30)$$

式中， A_v 為距離 s 間之梁腹鋼筋面積， V_s 不得大於 $2.1\sqrt{f'_c}b'd$ 。

但 $d \geq 0.8h$ 。

2. 上式梁腹鋼筋之間距不應超過 $0.75h$ 或 60cm 。當 V_s 超過 $1.06\sqrt{f'_c}b'd$ 時，最大間距須減少一半。
3. 腹板鋼筋最小斷面積應為

$$A_v = \frac{3.5b's}{f_{sy}} \dots\dots\dots(8-31)$$

$$= \frac{0.345b's}{f_{sy}}$$

式中 b' 及 s 單位為 cm ， f_{sy} 單位為 kgf/cm^2 MPa

4. 梁腹鋼筋之設計降伏強度 f_{sy} 不得超過 4200 kgf/cm^2 MPa

8.20.4 水平剪力設計 - 合成撓曲構材

1. 在合成構材中，水平剪力可視為藉由相連構件之接觸面傳遞。
2. 斷面水平剪力之設計可依據本節3.或4.項或實驗之結果。
3. 斷面受水平剪力之設計可依照

$$V_u \leq \phi V_{nh} \dots\dots\dots (8-31A)$$

式中 V_u 為乘因數剪力，而 V_{nh} 為標稱水平剪力強度，可依據以下(1)~(4)計算(其中 d 為合成斷面全高)。

- (1) 當接觸面甚為潔淨且刻意作成粗糙面，其剪力強度 V_{nh} 應小於 $5.6 b_v d$ (kgf)。
 - (2) 如採用本節5.項規定之最小繫筋，且接觸面甚為潔淨但未刻意作成粗糙面，其剪力強度 V_{nh} 應小於 $5.6 b_v d$ (kgf)。
 - (3) 如採用本節5.項規定之最小繫筋，且接觸面甚為潔淨，且作成約 0.6 cm 起伏之粗糙面，其剪力強度 V_{nh} 應小於 $24.5 b_v d$ (kgf)。
 - (4) 如超過本節5.項規定之最小繫筋量，每超出一個百分比，剪力強度 V_{nh} 增加 $11.2 f_y / 2800 b_v d$ (kgf)。
4. 斷面所需之水平剪力可經由核算一任意小於十分之一跨徑長度之構件以傳遞兩端的壓力或拉力變化而求得，乘因數水平剪力應小於本節3.項所述之 ϕV_{nh} ，惟計算公式中之 d 值應以構件長度取代之。
5. 繫筋
- (1) 如需要於相互連繫構件間配置繫筋時，其面積至少為 $3.5 b_v s / f_y$ ，其中 s 應不大於最小腹板厚之4倍或 60 cm 。
 - (2) 抵抗水平剪力之繫筋可為單一鋼筋或鋼線、多肢箍筋或銲接鋼線網，所有繫筋應有足夠埋置長度或彎鉤錨碇至相連之構材內。

8.21 後拉預力法之錨碇區

8.21.1 錨碇區

1. 錨碇區可定義為錨碇裝置之集中應力傳遞至全斷面應力為線性分布間之混凝土積體。
2. 桿件或節塊端部之錨碇區，其橫向斷面之尺寸可取斷面之深度及寬度，其縱向之延伸(沿鋼腱方向)應至少為橫向斷面深度及寬度之大者，但不大於該尺寸之1.5倍。
3. 對於中間錨碇區之長度除考慮本節2.項所述外，應沿反方向至少延伸較大之橫向尺寸長度。
4. 對於多錨碇之板結構，錨碇區之長度與寬度可視為鋼腱中心間距，但不得大於板沿鋼腱軸線之長度，而錨碇區之厚度則可視為板厚。
5. 就設計而言，錨碇區可分為一般區域及局部區域(8.21.2節)。

8.21.2 一般區域及局部區域

1. 一般區域
 - (1) 一般區域之幾何範圍是與錨碇區相同並包含局部區域。
 - (2) 一般區域之設計需符合8.14及8.21.3節之規定。
2. 局部區域
 - (1) 局部區域定義為一矩形錐體(圓形端錨視為等值矩形錐體)，包含直接環繞著錨碇裝置及四週之圍束鋼筋，而局部區域之尺寸定義於8.21.7節。
 - (2) 局部區域之設計應符合8.14及8.21.7節之規定或依據8.21.7節3.項所述。

8.21.3 一般區域之設計

1. 設計方法

一般區域可依下述方法設計：

- (1) 塑性平衡模式－壓拉桿模式(strut-and-tie)，見8.21.4節
- (2) 彈性應力分析－有限元素法，見8.21.5節
- (3) 用壓力與拉力平衡之近似法，見8.21.6節

無論何種方法設計，均應符合8.21.3節4.項之規定。設計時施預力之順序及三維之影響均應考慮，當三維影響非常明顯時，應採用三度空間分析，或

用模擬兩面或多平面近似法，而此等近似法應考慮到各平面之互相影響且模擬載重與結果應一致。

2. 標稱材料強度

- (1) 對於非預力握裹鋼材，其標稱拉力強度限定於 f_{sy} ，而預力握裹鋼材則為 f_y ，而預力非握裹鋼材，其標稱拉力強度則限於 $f_{se} + 1050 \text{ kgf/cm}^2$ 。
- (2) 除圍束混凝土外，一般區域之混凝土標稱壓力強度為 $0.7 f'_c$ ，而混凝土之拉力強度應不予計算。
- (3) 施預力時混凝土強度應標示於設計圖上，如未標示，施預力時之混凝土強度應由試體(試體之養治方法應與構材相同)強度決定，但不得小於 280 kgf/cm^2 。

3. 特殊錨碇裝置之使用

對於不符合8.21.7節2.項所述錨碇裝置可視為特殊錨碇裝置，而其類似結構之鋼筋應配置於相應之錨碇區內。相等體積比之補強鋼筋應配置於相應之錨碇區內。

4. 一般設計原則及細部規定

錨碇區之大小及配置取決於鋼筋彎曲、捆紮、配置之容許度，混凝土骨材大小及澆置、搗實等因素。

- (1) 錨碇裝置前面之混凝土抗壓強度應符合8.21.7節2.項規定。
- (2) 特殊錨碇裝置前面之混凝土抗壓應力應予檢核，檢核點自混凝土承壓面至以下值之小者：
 - a. 局部圍束鋼筋端部之深度。
 - b. 錨碇裝置側向較小者之尺寸。

而壓應力可由8.21.4~6節之所述分析法求得，但其壓應力不得大於 $0.7 f'_{ci}$ 。

- (3) 在錨碇區內或錨碇前面因形狀或載重不連續處可能產生集中應力時，其壓應力應予檢核。
- (4) 爆裂力係指端錨區內作用於錨碇裝置前面及垂直於鋼腱之拉力，爆裂拉力 T_{burst} 及從加載面起之相對長度 d_{burst} 可依8.21.4節之壓拉桿模式或藉由8.21.5節3.項所述之彈性力學分析或由8.21.6節3.項之近似法求得，三維之影響亦應納入考慮。
- (5) 抗爆裂力之 $\phi A_s f_{sy}$ 或 $\phi A_s^* f_y^*$ 可用非預力或預力鋼材，其形狀可為螺旋狀、封閉

環狀或具有良好錨碇橫向繫材，這些防爆鋼筋應足以抵抗所有乘因數載重之爆裂力，防爆鋼筋之配置及錨碇應滿足下列事項：

- a. 防爆鋼筋應延伸至桿件之全寬，其錨碇應盡可能接近保護層。
 - b. 防爆鋼筋應位於錨碇裝置前並沿鋼腱兩側分佈至 $2.5 d_{burst}$ 範圍，但不大於1.5倍之橫向斷面尺寸。防爆鋼筋之形心應與 d_{burst} 之距離一致。
 - c. 防爆鋼筋之間距應小於鋼筋直徑之24倍或30cm。
- (6) 角隅拉力係指在端錨區之拉力，平行作用於接近構材端部之橫向及縱向角隅。橫向角隅是指端錨受力面，沿橫向角隅之拉力稱為剝裂力，沿縱向角隅之拉力稱為縱向角隅拉力。
- (7) 剝裂力產生係由端錨區之集中力、偏心力或多個端錨力所產生。縱向角隅拉力則由端錨區端錨合力之偏心所產生，以上各力可由彈性分析、壓拉桿模式或8.21.6節4.項所述之近似法計算之。
- (8) 剝裂力應不小於乘因數預力之2%。
- (9) 抗角隅拉力之 $\phi A_s f_{sy}$ 及(或) $\phi A_s^* f_y^*$ 可用非預力或預力鋼材，其配置盡可能接近橫向及縱向角隅，而其配置及錨碇應符合以下規定。
- a. 最小抗剝裂力鋼材應滿足4.項(8)之規定且應延伸至全構材寬。
 - b. 抗剝裂鋼筋應將相臨之多個錨碇裝置有效連接在一起。
 - c. 用於有偏心端錨裝置之縱向角隅抗拉鋼筋及抗剝裂鋼筋應連續，這些鋼筋應沿拉力面延伸至錨碇區全長，且應自縱向角隅沿加載面延伸至偏心錨碇之另一邊或整組錨碇裝置。

5. 中間錨碇

- (1) 中間錨碇不可設在受其他載重而產生極大拉力之區域。錨碇塊應設於頂、底板與腹板交接處，或以整片板寬或全腹板高作成之肋梁。如獨立之錨碇塊必須設置於橋板或腹板時，其設置處之局部剪力、彎矩及直接外力之影響於設計時應予考量。
- (2) 中間錨碇後方混凝土中，應至少配置能承受25%未加乘因數錨碇預力之錨固繫筋，而鋼材應力不得大於 $0.6 f_{sy}$ 或 2520 kgf/cm^2 。如端錨後承受其他永久壓應力，未加乘因數繫筋其用量可依公式(8-32)修正如下：

$$T_{ia} = 0.25P_s - f_{cb}A_{cb} \dots\dots\dots(8-32)$$

但

T_{ia} ：中間錨碇抗拉力。

P_s ：最大未加乘因數錨碇預力。

f_{cb} ：端錨後方之壓應力。

A_{cb} ：端錨板或錨碇塊側邊延伸之連續斷面面積，錨碇塊或肋梁不得視為斷面之一部份。

- (3) 滿足本節5.項(2)規定之錨固繫筋應設置於鋼腱軸線一個端錨板寬範圍內，這些鋼材應有良好錨碇俾能在端錨前後一個端錨板寬或錨碇塊及肋梁一半長之距離內，使降伏強度能充分發揮。這些鋼材之重心盡可能與鋼腱軸線一致，對於錨碇塊及肋梁而言，鋼材應設置於接近翼板或腹板之連續斷面處。
- (4) 鋼筋應配置在全錨碇塊或肋梁以抵抗剪力摩擦、托架效應、爆裂力及鋼腱曲率所導致之彎曲力，應以繫筋或U型箍筋形狀圍繞端錨，並以標準彎鉤鉤著橫向鋼筋，且盡可能延伸至鄰近之腹板或翼板內，其間距應小於下值之最小者：
 - a. 肋梁或錨碇塊在端錨處之高度。
 - b. 錨碇塊之寬度
 - c. 15cm
- (5) 鋼筋應設置於錨碇塊及肋梁以抵抗由於鋼腱偏心所生之彎矩及抵抗由鋼腱彎曲力所產生之橫向彎矩。
- (6) 依據本節4.項(4)~(9)要求，應配置足量鋼材以抵抗錨碇力經由錨碇塊或肋梁傳遞至全斷面產生之拉力。

6. 隔梁

- (1) 如鋼腱錨碇於隔梁，混凝土之抗壓強度應依本節4.項(1)~(3)之規定，而隔梁主翼、腹板漸變面處之壓應力亦應檢核。
- (2) 鋼筋配置應足以使隔梁端錨力完全傳遞至梁之翼板及腹板，一般可按8.21.4、8.21.5節之方法以決定此鋼筋。所配置鋼筋量應能抵抗鋼腱曲率處所產生之分力。

7. 橋板之端錨

- (1) 除非另有分析，應依據本節7.項(2)~(4)規定配置最小鋼筋量。
- (2) 防爆裂鋼筋應依本節4.項(4)~(5)節規定設於沿橋板厚度及垂直於鋼腱軸線之方向。這些鋼材應以標準彎鉤鉤住橋板之水平筋且盡可能接近板之表面，距端錨前1/2板厚距離處，至少每一處端錨配置2- D10鋼筋。
- (3) 板平面上垂直於鋼腱軸線之鋼筋應用以抵抗端錨間角隅拉力端錨 T_1 (公式(8-33))及端錨前爆裂力 T_2 (公式(8-34))，抗角隅拉力鋼筋應直接設置於端錨前且應互相連繫緊臨之端錨，而防爆裂鋼筋之設置應涵蓋整個端錨區，見8.21.1節4.項)。

$$T_1 = 0.10P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right) \dots\dots\dots(8-33)$$

$$T_2 = 0.20P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right) \dots\dots\dots(8-34)$$

式中

T_1 ：角隅拉力

T_2 ：爆裂力

P_u ：加乘因數之單一端錨鋼腱力

a ：端錨板寬

s ：端錨間距

- (4) 橋板端錨其邊距小於兩倍端錨寬度或一個板厚，則角隅抗拉鋼筋應以乘載重因數後之預力25%設計，這些鋼筋應設計為髮夾型式並分佈於端錨前一個錨碇寬之距離，鋼筋之彎鉤應從板之角隅延伸過相鄰端錨，但其長度應不小於5倍之錨碇板寬度與伸展長度之和。

8.21.4 錨碇區設計壓拉桿模型

1. 通則

- (1) 鋼腱錨碇區力量之傳遞，可以壓力撐桿件與拉力拉桿件作近似模擬，兩桿件以節點交接。其中壓力由混凝土壓力撐桿件承受，而拉力則由非預力或預力鋼材承受。
- (2) 用壓拉桿模型分析，應依照力量由端錨傳遞至錨碇區末端之路徑來建立。作

用於錨碇區的各種力量，如反力，鋼腱分力及作用荷重都應於壓拉桿模型中加以考量，而作用於錨碇區末端的力量可用軸力與撓曲梁理論分析求得。

2. 節點

符合8.21.7節之局部區域應設置詳細且適宜的節點，且錨碇區其他部份節點之佈置應能使撐桿之混凝土有效應力符合本節3.項規定及拉力拉桿鋼筋亦可達到降伏強度。

3. 壓力撐桿

- (1) 位於一般區域之混凝土有效抗壓強度應小於 $0.7 \phi f'_{ci}$ ，當混凝土因其他極限載重時導致擴大開裂或該部位產生大塑性旋轉時，其混凝土有效抗壓強度應小於 $0.6 \phi f'_{ci}$ 。
- (2) 位於錨碇區之壓力撐桿其臨界斷面通常位於與局部區域之交界節點。如果使用特殊端錨，撐桿臨界位置可取撐桿與鋼腱軸線之延伸交點，其延伸長度為局部圍束鋼筋深度或端錨側邊尺寸之較小者。
- (3) 較薄構材其厚度與端錨寬度比小於3時，在構材厚度方向撐桿之尺寸，可假設壓力撐桿厚度從混凝土表面之端錨橫向側邊尺寸，線性變化至構材之斷面厚度。
- (4) 壓應力可假設與撐桿軸線平行且均勻的分佈在撐桿斷面上。

4. 拉力拉桿

- (1) 拉力於壓拉桿模式中係假設完全由非預力或預力鋼材承受。混凝土之拉力強度則不予計算。
- (2) 拉力拉桿應適當地予以模擬，並延伸過可完全發揮拉桿力量之節點。鋼筋佈設應密切依循壓拉桿模式中之拉桿走向。

8.21.5 彈性應力分析

- (1) 彈性應力分析係假設材料性質均為彈性材料，力平衡與應變諧合皆可應用於錨碇區的分析與設計。
- (2) 如位於端錨前之混凝土壓應力係由線性彈性應力分析求得，局部集中最大應力可平均分佈至等於端錨承壓板之面積。
- (3) 爆裂力量位置與大小可累積沿鋼腱軌跡之爆裂拉應力求得。

8.21.6 近似方法

1. 限制

無更準確的分析方法時，端錨前混凝土的壓應力、爆裂力的位置與大小及角隅拉力如滿足以下條件時，可利用公式(8-35)至公式(8-38)概算。

- (1) 構件為長方形斷面，而其縱向延伸長度至少等於橫向斷面尺寸之大者。
- (2) 構件於錨碇區前或錨碇區均為連續。
- (3) 端錨的最小邊距在構材主平面至少應為端錨側邊尺寸 a 之1.5倍。
- (4) 當錨碇區只有一個端錨或一組密排端錨時，當其中心間距小於端錨於該方向寬之1.5倍，端錨可視為緊密排列。
- (5) 如端錨力指向斷面中心及同中心之端錨時，鋼腱相對於構件中線之傾角不得大於20度，但如端錨力背離斷面中心時，其傾角不得大於5度。

2. 壓應力

- (1) 當錨碇裝置符合8.21.7節2.項之相關規定時，混凝土壓應力無需額外檢核。
- (2) 局部區域與一般區域交界處特殊錨碇裝置前方混凝土壓應力可利用公式(8-35)與公式(8-36)概算之。

$$f_{ca} = k \frac{0.6P_u}{A_b} \frac{1}{1 + \ell_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right)} \dots\dots\dots (8-35)$$

$$k = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0.3 + \frac{n}{15} \right) \quad \text{當 } s < 2 a_{eff} \dots\dots\dots (8-36)$$

$$k = 1 \quad \text{當 } s \geq 2 a_{eff}$$

式中

f_{ca} : 錨碇裝置前方之混凝土壓應力。

k : 密排錨碇之修正係數。

A_b : 依本節 2.項(3)所定義之有效承壓面積。

a_{eff} : 有效承壓面積側向尺寸取平行斷面長邊或鄰近端錨間之距離。

b_{eff} : 有效承壓面積側向尺寸取平行斷面短邊。

ℓ_c : 局部區圍束鋼筋縱向延長，惟不得大於 $1.15 a_{eff}$ 或 $1.15 b_{eff}$ 。

P_u : 乘因數鋼腱力。

t : 斷面厚度。

s : 端錨間距。

n : 每列端錨個數。

如端錨於兩方向均為密排時，公式(8-36)之修正係數 k 應於兩向分別計算。

(3) 公式(8-35)之有效承壓面積 A_b 應取錨碇承壓板面積 A_{plate} 或局部區域圍束混凝土承壓面積 A_{conf} 兩者之大者；惟尚須受限於下列規定：

- 如 A_{plate} 較大， A_{plate} 之上限為 $(4/\pi)A_{conf}$ 。
- 如 A_{conf} 較大，計算 A_{conf} 的最大尺寸不得大於計算 A_{plate} 最大尺寸之2倍或最小尺寸的3倍。如無法符合此項規定時有效承壓面積 A_b 應取 A_{plate} 。
- 計算有效承壓面積 A_b 應扣除套管面積。

3. 爆裂力

爆裂力大小(T_{burst})與作用面距離(d_{burst})，可依公式(8-37)及公式(8-38)分別計算之。當應用公式(8-37)與公式(8-38)時，如為多股鋼腱須考量鋼腱施預力順序。

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 P_u \sin \alpha \dots\dots\dots(8-37)$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \sin \alpha \dots\dots\dots(8-38)$$

式中

$\sum P_u$: 乘因數鋼腱力總合，須考量施預力順序。

a : 錨碇裝置側向尺寸或一組錨碇裝置於計算方向之尺寸。

e : 單一錨碇裝置或錨碇組距斷面中心距離，取正值。

h : 計算方向之斷面側向尺寸。

α : 鋼腱合力之傾角(與構件中心線之夾角)。

4. 邊緣拉力

(1) 當端錨中心至中心間距小於0.4倍斷面深度時，其剝裂力應依8.21.3節4.項(8)規定計算之。如其間距較大時，剝裂力應採用更詳細的分析法計算，如壓拉桿模式或其他分析方式。

(2) 如果鋼腱的中心落於斷面核點以外，剝裂力與縱向邊緣拉力皆須考慮。縱向邊緣拉力應由彈性梁理論分析求得，其位置為距離作用力一半斷面深度之斷面。剝裂力之大小應與縱向邊緣拉力相等，但不得小於8.21.3節4.項(8)之規定。

8.21.7 錨碇局部區域之設計

1. 局部區域尺寸

- (1) 當錨碇製造商無特別規定錨碇裝置鋼腱邊距時，局部區域兩向之橫向尺寸可依下列規定取其大者計算之。
 - a. 所使用之承壓板大小加上兩倍最小混凝土保護層厚度。
 - b. 任何所需之圍束鋼筋外圍尺寸加上圍束鋼筋外側之保護厚度。
- (2) 當錨碇製造商對特定之錨碇裝置有建議之最小保護層、間距及邊距時，其局部區域兩向之橫向尺寸，依下列規定取其小者計算之：
 - a. 由錨碇裝置製造商所規定之邊距之兩倍。
 - b. 由錨碇裝置製造商所規定中心間距之大小。但製造商規定之間距及邊距值應視為最小值。
- (3) 局部區域沿軸方向之長度，取下列規定之最大者：
 - a. 局部區域最大寬度。
 - b. 錨碇裝置圍束鋼筋長度。
 - c. 當錨碇裝置有數個承壓面時，由混凝土受力面至各承壓面底距離加上承壓面最大的單邊尺寸。

在任何情況下局部區域長度不得大於1.5倍之局部區域寬度。

- (4) 對於密排錨碇，包含所有單錨碇之放大局部區域亦須加以計算。

2. 承壓強度

- (1) 一般錨碇裝置應符合本項(2)~(4)相關承壓強度規定。特殊錨碇裝置應符合8.21.7節3.項規定。
- (2) 用於設計之有效混凝土承壓強度 f_b 不得超過下列算式之數值：

$$f_b \leq 0.7\phi f'_{ci} \sqrt{A/A_g} \dots\dots\dots (8-39)$$

$$f_b \leq 2.25\phi f'_{ci} \dots\dots\dots (8-40)$$

式中

f_b ：乘因數最大鋼腱荷重 P_u 除以有效承壓面積 A_b (kgf/cm²)

f'_{ci} ：施預力時之混凝土抗壓強度(kgf/cm²)

A ：支承面部分之最大面積(近似於同心之受載面積)(cm²)

A_g : 承壓板之全面積(符合本節 2.項(3)或 2.項(4)之規定計算)(cm^2)。

A_b : 有效承壓面積，為全面積 A_g 減去支承板開孔面積(cm^2)。

惟一般區域之配筋需符合8.21.3節4.項之規定且位於錨碇裝置前混凝土鋼腱軸線之延伸長度大於如本節1.項(3)所定義之局部區域長度的兩倍時，公式8-39與公式8-40才適用。

- (3) 如錨碇裝置有足夠的勁度，則整個承壓板面積均可用於 A_g 與 A_b 之計算。承壓板之細長比 n/t 須小於公式(8-41)所計算出之數值，方可視為有足夠的勁度，承壓板亦須檢核是否會降伏。

$$n/t \leq 0.08 \sqrt[3]{E_b/f_b} \dots\dots\dots(8-41)$$

式中

n : 楔型板外緣至承壓板外緣最大距離。如為矩形承壓板，可為平行承壓板邊緣距離，如錨碇為連續之楔型板，則整體楔型板之大小可依兩端最外側楔型孔之間距而定

t : 承壓板平均厚度

E_b : 承壓板材料之彈性模數

- (4) 當承壓板無法符合本項(3)勁度之需求，有效全面積 A_g 可取與楔型板(或楔型孔外圍之周長)相似之幾何面積，依 45° 之力量傳遞角度予以放大。較大之有效承壓面積計算，可藉由假設有效面積再依本項(2)與(3)之規定重新檢核新的 f_b 與 n/t 數值而求得。

3. 特殊錨碇裝置

若使用特殊錨碇裝置而不符合本節2.項之規定或雖符合該節之規定，但因為工程師(Engineer of Record)之要求時，仍可提供經由公正第三者，依AASHTO-2002年版規範施工篇規定之已試驗並符合規定之證明文件。

除非為應工程師之要求須測試各種不同容量之錨碇外，每一組相似之特殊錨碇裝置僅須選取具代表性的樣本做檢驗。

8.22 先拉預力之錨碇區

先拉法預力梁於梁端 $d/4$ 距離內，應配置能產生單位應力 1400kgf/cm^2 **138MPa** 之垂直

箍筋，以抵抗至少4%之總預力。於距離梁端至少 d 之長度處，一般鋼筋必需圍繞底翼板之預力鋼材。箱型梁應配置橫向鋼筋，並將其延伸及埋置於梁腹中。除非有特別規定，應等到混凝土試體抗壓強度達到 280kgf/cm^2 始可施加預力；試體之養治方法應與構材相同。

8.23 傳遞應力時之混凝土強度

除另有規定者外，先拉法構材之混凝土圓柱試體之抗壓強度至少為 280kgf/cm^2 (基樁除外) 29.6MPa ；後拉法構材及先拉法預力基樁至少為 245kgf/cm^2 27.7MPa 時，始可施預力。試體之養治方法應與構材相同。

8.24 翼板配筋

場鑄T型梁與箱型梁之翼板配筋須符合7.1.22節9.項(4)與7.1.22節10.項(4)之相關規定，惟翼板底層最小鋼筋量需為翼板面積之0.3%

8.25 保護層厚度與鋼筋間距

8.25.1 最小保護層厚度

應用於預力鋼材及一般鋼筋之最小混凝土保護層規定如下列：

1. 預力鋼材與主鋼筋4cm
2. 板鋼筋
 - (1) 板之頂層4cm
 - (2) 板之底層2.5cm
3. 箍筋及繫筋2.5cm
4. 若構材曝露於有除冰化學劑、鹽水、鹽性水沫或化學蒸氣中時應加厚保護層。

8.25.2 最小間距

預力鋼材之最小淨間距規定如下：

先拉法鋼材：鋼材直徑之3倍或混凝土骨材最大尺寸之 $1\frac{1}{3}$ 倍，取其大者。

後拉法鋼材：4cm或混凝土骨材最大尺寸之1.5倍，取其大者。

佈設於預鑄預力橋面底板的預力鋼腱應採對稱且均勻配置於橋面底板寬，其間距不得大於總合成板厚度之1.5倍或45cm，取其小者。

8.25.3 捆束

如後拉法預力鋼材彎折或撓曲時，套管最多可三束捆紮一起。惟距構材之端部90cm內應維持依8.25.2節規定之间距。

如先拉法預力鋼材捆束時，所有捆束應在梁長中間三分之一處，撓曲點之二次應力應予檢核。

8.25.4 套管之尺寸

1. 鋼腱由多股之鋼線、鋼棒或鋼絞索組成者，其套管之面積至少應為鋼腱淨面積之二倍。
2. 單根之鋼線、鋼棒或鋼絞索之鋼腱，其套管之直徑至少應大於鋼線、鋼棒或鋼絞索之標稱直徑0.6cm。
3. 套管最大內徑得參考表8.3所列尺寸

表 8.3 套管最大內徑參考值

鋼絞線直徑	22 根	19 根	12 根	7 根
12.7 mm	9.0 cm	9.0 cm	7.5 cm	5.5 cm
15.2 mm	11.0 cm	10.0 cm	8.5 cm	7.0 cm

8.26 後拉法錨碇器及續接器

1. 握裹後拉法鋼材之錨碇器、續接器及連接器，應能承受鋼材在無握裹狀態試驗至少能發揮預力鋼材規定之最低極限強度之95%，且不超過預期滑動量。自錨碇處至需要預力以承受服務載重及極限載重斷面間之握裹傳遞長度，應能發揮至鋼腱之最低極限強度。
2. 續接器及連接器之位置需經工程師之認可並應有足夠之空間供其移動。當錨碇器或續接器位於極限載重時之臨界斷面處，握裹鋼腱所需之極限強度，不得超過鋼腱組件包括錨碇器或續接器在無握裹狀態下試驗之極限容許量。
3. 無握裹鋼腱之錨碇至少應能發揮預力鋼材規定之最低極限強度之95%而不超過預期之滑動量。鋼腱在極限載重下以3m以上長度為測距之總伸長量，不得小於測距長之2%。
4. 無握裹鋼腱應取代表性試體作動力試驗，以能承受在規定之鋼腱最低極限強度之60

至66 %應力作500,000次循環試驗，以及在規定之最低極限強度之40至80 %應力作50次循環試驗而不破壞。每一循環之週期為自低應力至高應力再回到低應力。第一次做過試驗之試體，不得用於第二次動力試驗。由多根鋼線、鋼棒或鋼絞索組成之系統，可用較少根數之鋼腱作試驗。試驗鋼腱通常不得少於全數鋼腱量之10 %，且其性能應與全數鋼腱相同。握裹鋼腱除錨碇位於或用於將受重複載重處外，不需作動力試驗。

5. 無握裹鋼腱之續接器僅可使用於特別指明或經工程師認可之處。續接器不應在鋼腱彎曲尖銳之處使用。所有續接器至少能發揮預力鋼材規定最低極限強度之95 %而不超過預期之滑動量。鋼腱續接器不得降低鋼腱本身在破裂點以下所需之伸長量。續接器或續接器組件應有足夠空間供其移動，所有續接器組件在澆注混凝土之前應用一種外裹材料作完整之保護。
6. 錨碇器、端部配件、續接器及外露之鋼腱應有永久性之保護措施以抗腐蝕。

8.27 預力鋼絞索之埋置

三或七線之先拉法鋼絞索之裹握伸展長度需超過臨界斷面，其長度cm(m)不得小於

$$\frac{1}{70}(f_{su}^* - \frac{2}{3}f_{se})D \quad \frac{1}{6.9}(f_{su}^* - \frac{2}{3}f_{se})D$$

式中， D 為標稱直徑cm(m)， f_{su}^* 及 f_{se} 單位為kgf/cm² MPa，括號內視為無單位。

核算僅用於近構材端部需發展全極限強度之斷面。

若構材端部之鋼絞索無法握裹且在使用載重下預壓拉力區之拉力被容許時，則以上所需之伸展長度應予加倍。