

附錄A

PCI計算書



仝葉工程顧問有限公司

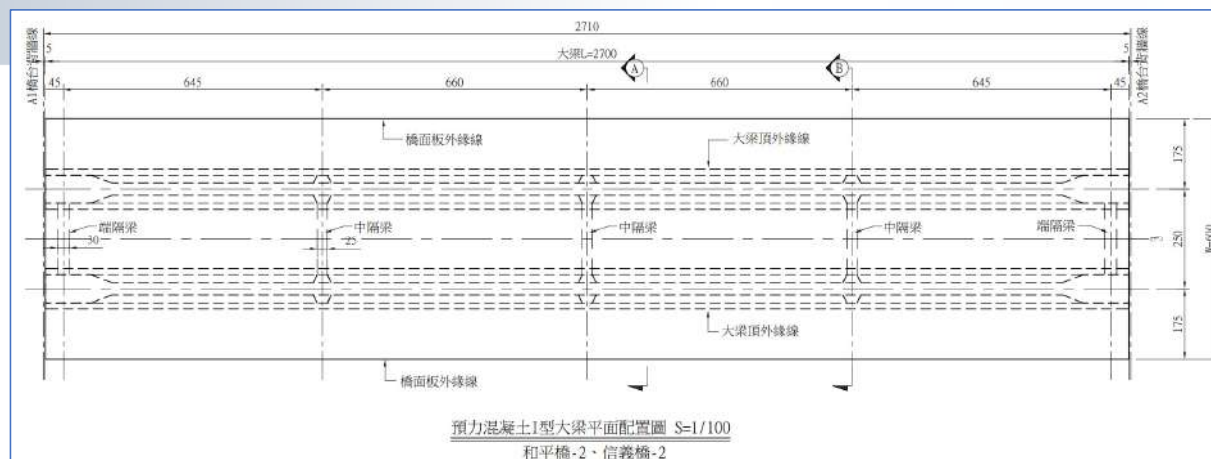


一、設計條件

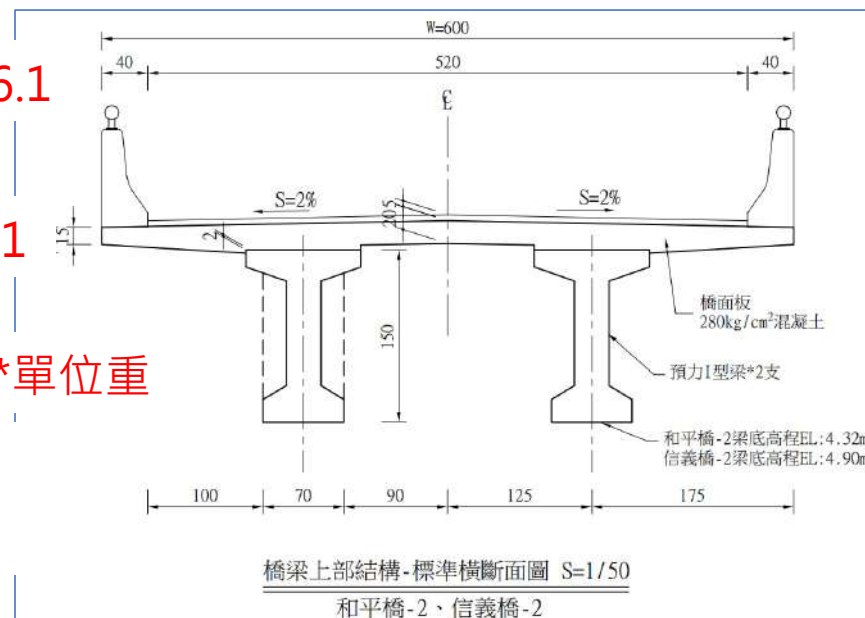
3.5 超載規定

對H20(M18)以下之所有載重應考慮使用不尋常之IA類(見3.23節)之重型載重,但假定活載重作用於單一車道上,其他車道均不同時承載。除橋面板或鋼床板橋面之鋼面板及加勁肋梁外,構造物之其他部分均應檢討超載之影響。

結構物得依使用單位所定超載分析之,本項超載應用3.23節之IB載重組合。



一	設計條件		
1	設計規範：	公路橋梁設計規範(98)/AASHTO 1996	
		公路橋梁耐震設計規範(98)	
2	設計活重：	AASHTO HS 20-44 + 30%	
3	結構型式：	簡支預力混凝土合成梁	
4	預力大梁型式：	後拉法工型梁	0.00 (橋面版連續跨越三處以上支承:1,否則:0)
5	預力大梁有效跨徑：		26.20 M(支承中心距)
6	大梁支數：	2 支	$27-0.45*2=26.1$
7	每孔橋全長：	27.00 M	
8	橋面淨寬：	5.00 M	$6-0.4*2=5.2$
9	橋面全寬：	6.00 M	
10	橋面版厚：	20.00 CM	不小於 $(S+3)/30*1.1$
11	車道數：	2	
12	AC磨耗層：	5 CM	
	大梁與橋面版磨耗層：	2 CM	
13	欄杆重量：	700.00 KG/M 每邊(含綠石)	護欄斷面積*單位重
14	橋梁附掛公共管線：	0.00 KG/M	
15	預力大梁頂調坡塊：	2.00 %	
17	橋面版活載重另加：	30 %	規範不小於25%；
18	橋版傳遞大樑活載重：	30 %	鄉下超載更嚴重
19	車行方向與橋軸角度	0.00 °	
20	地震地表水平加速度係數 $A=(0.4S_{Ds})g$	0.308	
21	$k_h=0.5S_{Ds}$	0.154	



二、材料強度

二	材料強度						
1	預力梁混凝土						
	28天圓柱試體強度 f'_c =			350.00	KG/CM ²		
	施預力時混凝土強度 f_{ci} =			350.00	KG/CM ²		
	施預力時混凝土容許壓應力 $f_{bc} = 0.55f'_{ci}$ =			192.50	KG/CM ²		
	施預力時混凝土容許拉應力 $f_{tc} = 0.8\sqrt{f'_{ci}}$ =			-14.00	KG/CM ²		
	受計載重時混凝土容許壓應力 $f_{cae} = 0.4 \times f'_c$ =			140.00	KG/CM ²		
	承受設計載重時混凝土容許拉應力 $f_{bae} = 0.8\sqrt{f'_c}$ =			-14.97	KG/CM ²		
2	橋面板混凝土						
	28天圓柱試體強度 f'_c =			280.00	KG/CM ²		
	承受設計載重時混凝土容許壓應力 $f_c = 0.4 \times f'_c$ =			112.00	KG/CM ²		
3	高拉力鋼絞線						
	直徑			12.700	MM		
	每股滿束斷面積	15-12.7mm ϕ		14.807	CM ²		
	極限強度 f_{sp} =			19000	KG/CM ²		
	降伏強度 f_{yp} =			16800	KG/CM ²		
	施預力短時超拉容許應力 $0.9f_{yp}$ =			15120	KG/CM ²		
	施預力錨固後之容許應力 $0.7f_{sp}$ =			13300	KG/CM ²		
	承受設計載重之容許應力 $0.8f_{yp}$ =			13440	KG/CM ²		
	錨錠時容許滑動量 ΔL =			0.80	CM		
	彈性模數 E_s =			1.95E+06	KG/CM ²		
	套管曲線摩擦係數 u =			0.25	/rad		
	波浪效應係數 K =			0.0049	/m		
4	竹節鋼筋						
	$\phi 19$ 以上降伏強度 f_y =			4200	KG/CM ²		
	容許應力 f_s =			1680	KG/CM ²		
	彈性模數 E_s =			2.00E+06	KG/CM ²		
	$\phi 16$ 以下降伏強度 f_y =			2800	KG/CM ²		
	容許應力 f_s =			1400	KG/CM ²		
	彈性模數 E_s =			2.00E+06	KG/CM ²		
5	橋梁承受活載重						
	(含衝擊力)時之最大容許撓度為 $L/800$ =			3.28	CM		

PCI強度不小於350kgf/cm²

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/cm² (基格除外) 29.6MPa；後拉法構材及先拉法預力基格至少為245kgf/cm² 27.7MPa時，始可施預力。試體之養治方法應與構材相同。

橋面板強度不小於280kgf/cm²

鋼絞線根數及直徑

- (1) 19-12.7mm ϕ
- (2) 19-15.2mm ϕ
- (3) 15-15.2mm ϕ
- (4) 15-12.7mm ϕ
- (5) 7-15.2mm ϕ

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。

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：

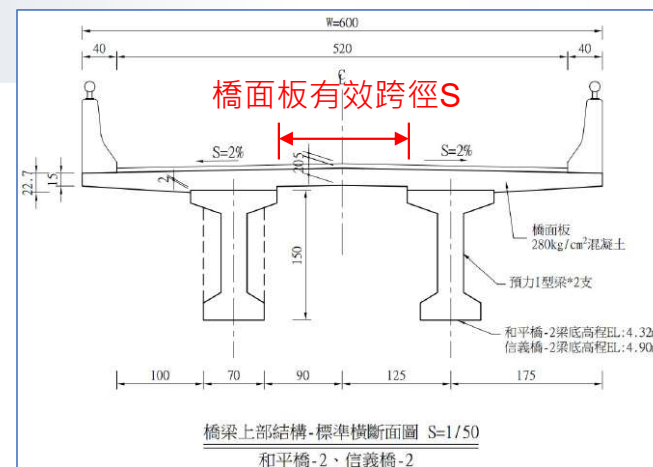
$$E_{ci} = 0.137w^{3/2}\sqrt{f'_{ci}} \quad 0.0428w^{3/2}\sqrt{f'_{ci}} \dots\dots\dots(8-8)$$

三、橋面板設計

三	橋面板設計					
	橋梁剖面如右					
	大梁間距 =		250.00	CM (活重使用平均間距)		
	上翼版寬 =		100.00	CM		
1	內橋面板設計					
	靜載重為 $WS=(Sd+Ad)*2400=$		595.00	kg/m ²		
	橋面板有效跨徑 $S=$		200.00	cm		
	靜重力矩+ $MS=WS^2/14=$		170.00	kg-m/m		
	靜重力矩- $MS=WS^2/10=$		238.00	kg-m/m		
	衝擊係數 $I=15.24/(S+38.1)=$		0.30			
	$P=7300*$	1.30	=	9,490.00	kg	
	折減係數 $I=$	1.00				
	活重彎矩(含衝擊力) $M(L+I)=(S+0.6)/9.6*P*(L+I)=$		3341	kg-m/m		
	公共管線之正彎距+ $Mu=0.3Ps=$		0	kg-m/m		
	公共管線之負彎距+ $Mu=0.2Ps=$		0	kg-m/m		
	+ $M=+Ms+Mu=$		170.00	kg-m/m		
	- $M=-Ms-Mu=$		238.00	kg-m/m		
	正總力矩為 $Mt=Ms+M(L+I)=$		3,511.27	kg-m/m		
	負總力矩為 $-Mt=-Ms-M(L+I)=$		3,579.27	kg-m/m		
	$n=Es/Ec=$		7			
	$k=nfc/(nfc+fs)=$		0.3182			
	$j=1-(k/3)=$		0.8939			
	$K=f_c \times k \times j/2=$		15.93	kg/m ²		
	$d_{min}=\sqrt{(Mt/Kb)}=$	正彎距 下層	14.85	cm		
	$d_{min}=\sqrt{-(Mt/Kb)}=$	負彎距 上層	14.99	cm		
	主筋使用 19mm ϕ 鋼筋, 最小保護層上層為		4	cm		
	下層筋為3cm, 則橋面板所需之最小厚度為 $t=$		18.94	cm		
	橋面板所用之厚度為	20.00	cm	OK		
	所需鋼筋量 $As=M/f_sjd=$		15.84	cm ² /m		
	需用間距 $s=$		18.00	cm		
**	實用間距 $s=$		15.00	cm	OK	
	實用鋼筋量為		19.00	cm ² /m		
	分佈鋼筋配置為主筋之 $121/\sqrt{s}\%$ 且不必大於67%					
	$121/\sqrt{s}=$	85.56	>67	67	%	
	分佈鋼筋使用16mm ϕ 鋼筋面積=	1.98	cm ²			
	故所需分佈鋼筋 $Asd=$		10.61	cm ² /m		
	需用間距 $sd=$		18.65			
**	實用間距 $sd=$		15.00		OK	
	實用鋼筋量為		13.19	cm ² /m		

$$=250-100/2$$

貨車載重+超載30%



3.10 載重之折減

如構材之最大應力產生於「數車道同時載重時」，因各車道所產生之最大應力甚少同時發生，故對於算得之活載重應力之和，得乘以下列之百分率。

單車道或雙車道	100%
三車道	90%
四車道及以上	75%

縱梁之彎矩如係以表4.2之輪重分擔係數計算而得者，則上述載重之折減不適用。

橫梁之載重折減方式應與主桁架或大梁相同，但應依橋面寬度能使橫梁產生最大應力時之車道數目，而決定其折減百分率。

依規定主筋垂直行車方向時，上列之分佈鋼筋應配置於跨徑中央1/2部份
其分佈在兩側1/4部份之鋼筋不得少於上述規定之1/2

三、橋面板設計

2	懸臂橋版面版之設計				
應以貨車輪重產生之力矩或車輛衝擊欄杆產生之力矩兩者取大者為設計依據：					
設計依據：					
懸臂版長	125.00	cm	第1欄杆高	25.00	cm
懸臂內厚	22.00	cm	第2欄杆高	60.00	cm
懸臂外厚	15.00	cm	懸臂版總重	1038	
人行道寬	0.00	cm			
人行道高	0.00	cm			
上緣石寬	0.00	cm			
下緣石寬	0.00	cm			
緣石高	0.00	cm			
懸臂AC長	75.00	cm			
欄杆寬	50.00	cm			
欄杆重心	25.00	cm	(距端點)		
	靜重kg/m	x(m)	x(m)	力矩(kgf-m/m)	
欄杆	700.00	1.000		700.00	
人行道	0.00	0.000		0.00	
緣石	0.00	0.750		0.00	
附掛管線	0.00	1.150		0.00	
橋面版1	432.00	0.625		270.00	
橋面版2	100.80	0.417		42.00	
磨耗層	90.00	0.375		33.75	
合計	1,322.80			1,045.75	
由貨輪輪重產生之力矩(含衝擊力矩 $i=30\%$)					
X=	0.45		mX：輪重中心至支承之距離		
E=0.8X+1.14=	1.50	m			
P=7300kg	另加	30.00	%活載重=	9,490.00	
M(L+I)=PX/E	3701	kg-m/m			
M(D+L+I)=	4747	kg-m/m			
由車輛衝擊欄杆對橋面產生之力矩					
ML=	1913	kg-m/m			
E=0.8X+1.52=	2.32	m	mX：欄杆柱中心至計算彎矩斷面處之距離		
另加	%活載重=	30.00	%活載重=	2486.25	kg-m/m
M(D+L+I)=	2117.41	kg-m/m			
由行人載重產生之力矩					
行人載重W=	400.00	kg/m ²		依規定不必同時作用，故取大者M(D+L)=	4,746.85
ML=	150.00	kg-m/m		懸臂版剖面A-A之有效深度D=	17.05
				所需鋼筋量AS=	18.54
				∴取內橋面版相同配筋	OK

$$h=0.85-0.05=0.8$$

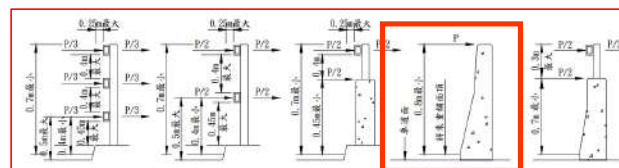


圖 2.3 車道欄杆(用於無緣石或車道面緣石至欄杆面之投影距離等於或小于 25cm 時)

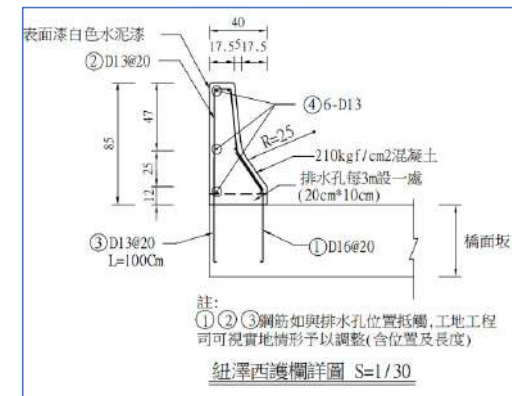
說明：P=欄杆集中載重=4.5tf 44.5kN

L=支柱間距(m)

h=上橫欄頂至基準面之高度(m)

W=行人載重=75kgf/m 0.73kN/m

$$C = 1 + \frac{h - 0.84}{0.46} \geq 1$$



註：
①②③鋼筋如與排水孔位置抵觸，工地工程
司可視實地情形予以調整(含位置及長度)

紐澤西護欄詳圖 S=1/30

5. 懸臂橋面版

(1) 標準貨車載重

依據下列懸臂橋面版上輪重分佈公式，橋面版設計之載重與板緣之支承
情況無關。輪重分佈已包括車輛在平行構材上之效應。

a. 情況A：橋板主筋垂直於車行方向

每一輪重作用於垂直車行方向之橋面版上造成之彎矩應依照下
列公式計算：橋面版每公尺寬度之彎矩 = $\frac{PX}{E}$ kgf-m/m kN-m/m

上式中 $E=0.8X+1.14$

X：輪重中心至支承之距離，m。

b. 情況B：橋板主筋平行於車行方向

每一輪重作用於平行車行方向之橋面版上造成之彎矩應依照下
列公式計算：橋面版每公尺寬度之彎矩 = $\frac{PX}{E}$ kgf-m/m kN-m/m

上式中 $E=0.35X+0.98$ 但不得超過 2.1m。

(2) 欄杆載重

橋面版承受欄杆載重之有效長度 E (m)，應假設如下：

a. 未設置護欄時 $E=0.8X+1.14$

b. 設置護欄時 $E=0.8X+1.52$

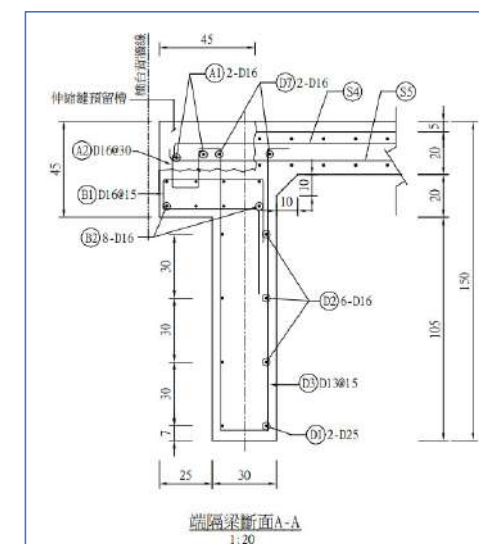
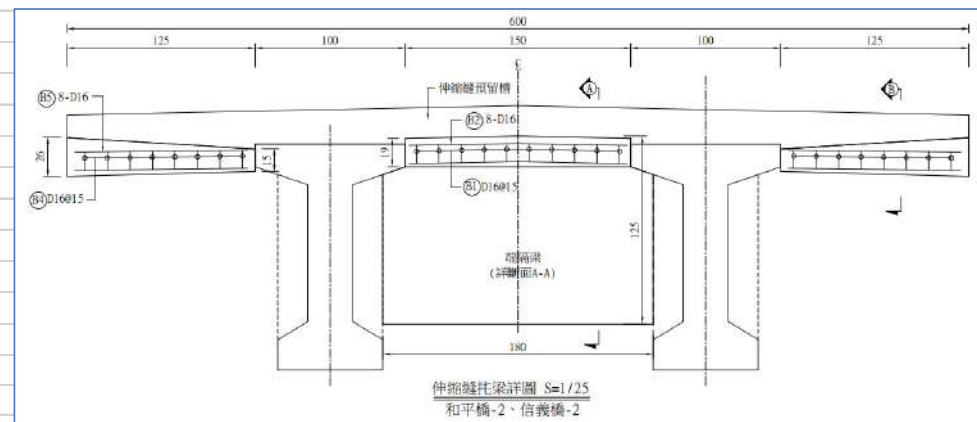
上二式中 X 為欄杆柱中心至計算彎矩斷面處之距離 (m)。

欄杆載重與輪重須同時作用。欄杆載重之計算應依照 2.9 節之規定。

四、預力梁承載(橋面板及活載重)

四	預力梁需要承載之橋面板及活載重				
	中隔梁支數	3.00	支		
	中隔梁間距	6.750	m		
	中端隔梁間距	6.750	m 中間隔梁距CL距離=	13.50	
	隔梁深度(含橋面板)	1.45	m		
	中隔梁厚度	0.25	m		
	端隔梁厚度	0.30	m		
1	內梁				
	橋面板	1.248	t/m		
	中隔梁(約)	1.650	t		
	端隔梁(約)	1.980	t		
	$RS1=N/2*Wm+Wd+Ws*L/2=$	21.30	t		
	$MS1=Ws*L^2/8+Wm*(l1+l2+l3+...)=$	136.00	t-m		
	護欄	1,400.00	KG/M		
	人行道	0.00	KG/M		
	緣石	0.00	KG/M		
	附掛	0.00	KG/M		
	磨耗層	600.00	KG/M		
	合計	2,000.00	KG/M		
	每支大梁	1,000.00	KG/M		
	$RS2=Wb*L/2=$	13.50	t		
	$MS2=Wb*L^2/8=$	102.50	T-M		
	由活載重產生之力矩				
	$F=S/1.65$	1.515			
	衝擊係數 $I=15.24/(L+38.1)=$	0.237			
	貨車載重產生力矩 $ML=$	177.27	T-M		
	車道載重產生力矩 $ML=$	136.08	T-M		
	兩者取大者 $ML=$	177.27	T-M		
	故最大活重彎矩 $MLI=ML$	$*F*(1+I)/2=$	199.55	T-M	
	故最大活重反力 $RLI=$	38.09	T		

衝擊係數不大於0.3



四、預力梁承載(橋面板及活載重)

ps.本案例不分內外梁

2	外梁				
	橋面板		1.421	T/M	
	中隔梁(約)		0.825	t	
	端隔梁(約)		0.990	t	
	$MS1=Ws*L^2/8+Wm*(I1+I2+I3+..)=$		140.63	T-M	
	$RS1=N/2*Wm+Wd+Ws*L/2=$		21.41		
	欄杆		1,400.00	KG/M	
	人行道		0.00	KG/M	
	緣石		0.00	KG/M	
	附掛		0.00	KG/M	
	磨耗層		600.00	KG/M	
	合計		2,000.00	KG/M	
	每支大梁		1,000.00	KG/M	
	$MS2=Wb*L^2/8=$		102.50	T-M	
	衝擊係數 $I=15.24/(L+38.1)=$		0.237		
	由活載重產生之力矩				
	假設兩預力梁間橋面板橋面版為簡支而求得之活重反力				
	外梁反力=	0.700	<內梁分擔係數		
	$M(L+I)=$	199.55	T-M		
	故最大活重反力 $RLI=$	34.60	T		
3	由載重(不含大梁)產生之力矩	(橋版傳遞)	30.00	%活載重)	
		內梁力矩(t-m)		外梁力矩(t-m)	
	橋面板 MS1	136.00		140.63	
	欄杆等 MS2	102.50		102.50	
	活重 $M(L+I)$	199.55		199.55	
	靜重 Mg (預估)	150.74		150.74	
	合計	588.79		593.42	

內梁分擔係數=1.21 ;
外梁分擔係數=0.81 , 取1.21

表 4.1 內縱梁之輪重分擔係數

橋面種類	單車道橋梁	兩車道以上橋梁
混凝土橋面：		
	$\frac{S}{2.10}$	$\frac{S}{1.65}$
置於 I 型鋼梁 ⁽⁶⁾ 或預力混凝土梁上	S 超過 3.0m 時見附註 ⁽⁵⁾	S 超過 4.2m 時見附註 ⁽⁵⁾

S：縱梁平均間距=2.50m

(2) 外縱梁

a. 鋼、木或混凝土 T 型梁

外縱梁分擔之靜載重應為由該梁所負載之橋面板之部份，緣石、欄杆及面層如在橋面板養護完成後設置，則其重量可認為平均分佈於內外各縱梁上。

外縱梁分擔之活載重彎矩應為橋面板假設為橫向簡支於縱梁情況下所得輪重反力造成之彎矩。

外縱梁承載車輛活載重及衝擊力同時承載人行道活載重，則外縱梁對於靜載重、人行道活載重、車輛活載重及衝擊力合併作用之容許應力得提高 25%，若無人行道時，大梁載重容量不得低於所要求者。如採用強度設計法而車輛活載重加上衝擊與人行道活載重之合力為控制縱梁設計時，則β因數原規定之 1.67 可改採用 1.25。在任何情況下外縱梁之承載容量不得低於內縱梁者。

同一跨徑內混凝土橋面由四支或四支以上鋼縱梁支持時，則外縱梁之輪重分擔係數不得小於下列之值。

$$S \leq 1.8m \text{ 時, } \frac{S}{1.65}$$

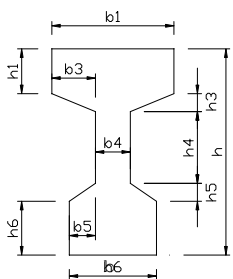
$$1.8m < S < 4.2m \text{ 時, } \frac{S}{1.2 + 0.25S}$$

S ≥ 4.2m 時，依照表 4.1 附註(5)之規定

上列各式中 S 為外縱梁與相鄰內縱梁之間距，m。

五、預力梁之設計

五	預力梁之設計				
1	求所需之預力梁斷面模數				
	假設 $M_t=0.4$	$M_b=0.7$	$\eta=0.8$		
	$Z_t \geq 1.3M_s I + M_t (MS2+ML) / (F_{tcae} - \eta F_{tcat}) =$				200819
	內梁=	196839	CM ³	外梁=	200819 CM ³
	$Z_b \geq 1.3M_s I + M_b (MS2+ML) / (F_{bcat} - \eta F_{bcae}) =$				233332
	內梁=	229771	CM ³	外梁=	233332 CM ³
	$H \approx L/20 =$	135.50	CM		
	$I/H = Z_t \times Z_b / (Z_t + Z_b) =$	107929	CM ³		
	$\therefore I =$	14624415	CM ⁴		
2	預力梁之斷面				
	$b_1 =$	100.00		$h_1 =$	15.00
	$b_2 =$	0.00		$h_2 =$	0.00
	$b_3 =$	35.00		$h_3 =$	12.00
	$b_4 =$	30.00		$h_4 =$	91.00
	$b_5 =$	20.00		$h_5 =$	12.00
	$b_6 =$	70.00		$h_6 =$	20.00
	$b_7 =$	15.00		$h_7 =$	5.14
	$b_8 =$	0.00		$h_8 =$	0.00
	$b_9 =$			$h_9 =$	
				總高=	150.00
項目	$A(\text{CM}^2)$	$Y(\text{CM})$	$A*Y(\text{CM}^3)$	$A*Y^2(\text{CM}^4)$	$I_e(\text{CM}^4)$
1	1500	7.50	11250	84375	28125
2	0	15.00	0	0	0
3	3450	72.50	250125	18134063	3802188
4	1400	140.00	196000	27440000	46667
5	0	15.00	0	0	0
6	420	19.00	7980	151620	3360
7	240	126.00	30240	3810240	1920
8	0		0	0	
9	0		0	0	
	7010		495595	49620298	3882259
	$Y_t = \Sigma AY / \Sigma A =$	70.70			
	$Y_b = H - Y_t =$	79.30			
	$I = \Sigma I + \Sigma AY^2 - \Sigma AY_t^2 =$	18464839	>	14624415	
	$Z_t = I / Y_t =$	261178	>	200819	
	$Z_b = I / Y_b =$	232843	<	233332	
	$r^2 = I / A =$	2634.1			



	端部斷面						
	A(CM ²)	Y(CM)	A*Y(CM ³)	A*Y ² (CM ⁴)	Ie(CM ⁴)		
1	1,500.00	7.50	11250	84375	28125		
2	77.14	18.43	1422	26202	113		
3	9,450.00	82.50	779625	64319063	14352188		
合計	11027		792297	64429639	14380426		
	Yt=ΣAY/ΣA	=	71.85	cm			
	Yb=H-Yt	=	78.15	cm			
	I=ΣI+ΣAY ² -ΣAYt ²	=	21884032	cm ⁴			
	r ² =I/A	=	1985	cm ²			
3	求需要之預力						
	支承距梁端距離		40.00				
	端塊長c1=		115.00	CM			
	端塊漸變段長c2=		50.00	CM			
	w1 (淨斷面) =		1.682	t/m	12.88		
	w2 (端部斷面) =		2.646	t/m	13.10		
	P (中隔梁牛腿) =		0.386	t/m	5.05		
	自重反力Rg=w2*C1+(W1+W2)*C2/2						
	+w1*(L/2-c1-c2)+p*N/2=		24.64	T	0.35		
	大梁自重Wg=2*Rg		49.28	T	11.80		
	大梁自重彎矩Mg=		150.74		12.13		
					0.75		
	預估有效預力比	Mb=0.7					
	設配置之預力鋼鍵重心至梁底距離為 Ys=			15.00	CM		
	因此 ep=		64.30				
			(Mg+Ms+ML)				
	req'd F0=		-----				
			ep+(bt(Yt+t/2)+Zb/Mb)/(Ac+bt)		144.36		
			Mg=	150.74	T-M		
	內梁F0=	472240	kgf	外梁F0=	475952	kgf	
	Fi=	590300	kgf	Fi=	594940	kgf	
	設鋼鍵之起始預力		Fsi=0.75Fsp=	14250			

設鋼鍵之起始預力 $F_{si} = 0.75 F_{sp} = 14250$

五、預力梁之設計

4	使用15-12.7mm ϕ 鋼腱, 每根面積				0.9871	CM ²
	使用15-12.7mm ϕ 鋼腱, 每股面積			14.8065	CM ²	
	N=	2.82	股 採用	3	股	
	N=	42.30	根 採用	45	根	
			提供之 As=	44.42	CM ²	
5	計算預力梁之淨斷面模數					
	每根套管直徑為75mm, 斷面積為		7.50	44.20	CM ²	
	慣性距為	155.32	CM ⁴			
	第一排(最下排)排	3.00	根鋼腱	第二排排定	0.00	根鋼腱
	第三排排	0.00	根鋼腱			
	A(CM ²)	Y(CM)	A*Y(CM ³)	A*Y ² (CM ⁴)	I(CM ⁴)	
預力梁	7,010.00	0.00	495595	49620298	3882259	
第一排	132.60	135.00	17901	2416635	466	
第二排	0.00	0.00	0	0	0	
第三排	0.00	0.00	0	0	0	
	6877.40		477694	47203663	3881793	
	Yt=ΣAY/ΣA =		69.46	69.46	1.24	
	Yb=H-Yt =		80.54			
	I=ΣI+ΣAY ² -ΣAYt ² =		17904122			
	Zt=I/Yt =		257762			
	Zb=I/Yb =		222301			
	ep=Yb-Ys =		65.54			
	r ² =I/A =		2603			
6	計算變換斷面模數					
	Es=	1950000	KGf/CM ²			
	Ec=	300910	KGf/CM ²	N=	6.50	
	(N-1)*Asp=	81.40	CM ² /每股			
	A(CM ²)	Y(CM)	A*Y(CM ³)	A*Y ² (CM ⁴)	I(CM ⁴)	
預力梁	6,877.40		477694	47203663	3881793	
第三排	0.00	0.00	0	0	(套管面積太小可不計)	
第二排	0.00	0.00	0	0	(套管面積太小可不計)	
第一排	244.20	135.00	32967	4450545	(套管面積太小可不計)	
	7,121.60		510661	51654208	3881793	
	Yt=ΣAY/ΣA =		71.71			
	Yb=H-Yt =		78.29			
	I=ΣI+ΣAY ² -ΣAYt ² =		18914425			
	Zt=I/Yt =		263763		2.66	
	Zb=I/Yb =		241594			
	ep=Yb-Ys =		63.29			

配置鋼腱(試誤法)

7	計算合成斷面模數				
	當預鑄梁頂澆注橋面版 待混凝土凝固後 便可為合成梁 因為橋面版與預鑄梁之混凝土強度不同 其彈性模數亦不同 混凝土之彈性模數與強度之開平方成正比				
	比變換係數 $h=\sqrt{(F_c'/F_c)}=$		0.89		
	(1)內梁				
	橋面版有效承受壓力之寬度		L'=	250.00	
	取下列三式較小值				
	梁之中心距=	250.00	L=L'*h=	223	取 223.00
	跨徑/4=	655.00	b=b'*h=	89	
	12t+b'=	270.00			
項目	A(CM ²)	Y(CM)	A*Y(CM ³)	A*Y ² (CM ⁴)	I(CM ⁴)
預力梁	7,121.60		510661	51654208	3882259
梁頂	178.00	1.00	178	178	59
橋面版	4,460.00	12.00	53520	642240	148667
	11,759.60		456963	52296626	4030985
	Yt=ΣAY/ΣA =		38.86	y'=	59.65
	Yb=H- Yt =		111.14		
	I=ΣI+ΣAY ² -ΣAYt ² =		38569443.41		
	Zt=I/Yt =		992523		
	Zb=I/Yb =		347035		
	ep=Yb- Ys =		96.14		
	(2)外梁				
	橋面版有效承受壓力之寬度		L'=	250.00	
	取下列三式較小值				
	梁之中心距之一半+1/2bw=	125.00	L=L'*h=	223	取 223.00
	跨徑/12+1/2bw=	233.33	b=b'*h=	89	
	6t+b'=	135.00			
項目	A(CM ²)	Y(CM)	A*Y(CM ³)	A*Y ² (CM ⁴)	I(CM ⁴)
預力梁	7,121.60		510661	51654208	3882259
梁頂	178.00	1.00	178	178	59
橋面版	4,460.00	12.00	53520	642240	148667
	11,759.60		456963	52296626	4030985
	Yt=ΣAY/ΣA =		38.86	y'=	1,166.69
	Yb=H- Yt =		111.14		
	I=ΣI+ΣAY ² -ΣAYt ² =		38569443.41		
	Zt=I/Yt =		992523		
	Zb=I/Yb =		347035		
	ep=Yb- Ys =		96.14		

仝業工程顧問有限公司

五、預力梁之設計

8	計算載重對預力梁產生之影響			
內梁跨徑中央斷面之應力				
		上緣應力	下緣應力	鋼鍵應力
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
預力梁Mg	Mg/Zt=	56.00	-64.94	171.74
橋面版Ms1	Ms1/Zt1=	51.56	-56.29	295.80
欄杆等Ms2	Ms2/Zt2=	10.33	-29.54	166.07
活重ML+I	Msi/Zt2=	20.11	-57.50	323.32
外梁跨徑中央斷面之應力				
		上緣應力	下緣應力	鋼鍵應力
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
預力梁Mg	Mg/Zt=	56.00	-64.94	171.74
橋面版Ms1	Ms1/Zt1=	53.32	-58.21	305.87
欄杆等Ms2	Ms2/Zt2=	10.33	-29.54	166.07
活重ML+I	Msi/Zt2=	20.11	-57.50	323.31
***** 應力分析是由內樑控制 *****				

絕大多數情況下，外梁控制

9	預力損失(鋼鍵錨鉸距樑端	15.00	cm)			
	施預力時在梁端之鋼鍵最大容許拉應力 f_{ss} =					
	一般為0.75 f_{sp}' ，但若為短期應力，則以不超過0.8 f_{sp}' 或0.9 f_{yp} 之較小者					
	取0.75 f_{sp}' =	14,250	kg f/cm^2	<	15,120.00	
	0.8 f_{sp}' =	15,200	kg f/cm^2			
	0.9 f_{yp} =	15,120	kg f/cm^2			
(1)	鋼鍵與混凝土間之摩擦損失					
	鋼鍵在梁端之應力為 f_{end} =	14250	kg f/cm^2			
	鋼鍵在梁中央之應力 f_{mid}		h_l =		63.15	
	$f_{mid}=f_{end} \times e^{-(KL+\mu\alpha)}$					
	$\alpha \approx \tan\alpha$ =	0.09433				
	f_{mid} =	13037	kg f/cm^2			
	故摩擦損失=	1213	kg f/cm^2			
(2)	混凝土之彈性縮短引起之應力損失					
	$ES=0.5 \times E_s/E_{ci} \times f_{cir}$					
	$E_{ci}=0.137 \times 2400^{1.5} \sqrt{f_c}$ =	301350	kg f/cm^2	=	3,013,502	T/m2
	E_s =	1.95E+06				
	$n=E_s/E_{ci}$ =	6.47				
	假設 f_i ，假設鋼鍵預力扣除摩擦滑動及彈性縮短損失後之初始預力					
	假設 $f_i=0.638f_{sp}'$ =	12,122	kg f/cm^2	(try 使實際 $F_i \approx$ 假設 F_i)		
	$F_i=f_i \times N \times A_s$ =	538,453	kgf			
	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，應於最大彎矩之斷面加以計算。					
	$f_{cir}=F_i/A_c + F_i \times e_p^2/I - M_G \times e_p/I$					
	I =	17904122	cm ⁴			
	e_p =	65.54	cm			
	M_G =	150.41	T-m			
	f_{cir} =	152.42	kg f/cm^2			
	ES =	493.14	kg f/cm^2			
	實際 f_i ，實際鋼鍵預力扣除摩擦滑動及彈性縮短損失後之初始預力					
	實際 f_i =	12,544				

五、預力梁之設計

(3) 鋼鍵滑動影響應力之計算				
B=	1,335			
其中 $2\mu h/B^2 =$	0.00002			
滑動影響長度 $x=\sqrt{(\Delta L \times E_s / (k + 2\mu h/B^2) \times f_{end})} =$		1275	cm	
<	1,350		不影響至跨距中心	
	0.000067			
錨碇後之最大鋼鍵應力, $f_x =$	13,092	kgf/cm ²	<	13,300 OK
$f_{end} =$	11,934	kgf/cm ²	<	13,300 OK
中央起始預力 $f_i =$ 施拉預力 - 磨擦損失 - 彈性縮短損失 =		12544	kgf/cm ²	
		<	13,300	OK
$F_i = f_i \times N \times A_{sp} =$		557192	kgf	
長期預力損失之應力計算				
(1) 乾縮				
年平均溼度 RH=	80.00	%		
混凝土乾縮引起之損失, $SH = 0.8(1195 - 10.55 \times RH) =$		280.80	kgf/cm ²	
(2) 潛變				
減除預力梁後之所有靜重作用在預力鋼材重心位置之混凝土應力, $f_{cds} =$		71.06	kgf/cm ²	
混凝土潛變引起之損失, $CR_c = 12 \times f_{c'ir} - 7 \times f_{cds} =$		1,331.62	kgf/cm ²	
(3) 鬆弛				
對所求點經磨擦損失後所得鋼鍵應力低於0.7 f_s' 之差值, $FR = 0.7 f_s' - 13037 =$		263.00	kgf/cm ²	
預力鋼材鬆弛引起之損失, $CR_s = 350 - 0.07FR - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c) =$		201.66	kgf/cm ²	
由混凝土之潛變, 收縮及鋼鍵之鬆弛引起之應力損失共為		1814	kgf/cm ²	
有效預力 f_e , $f_e = f_i -$ 潛變, 收縮及鬆弛引起之應力損失 =		10730	kgf/cm ²	
$F_e = f_e \times N \times A_{sp} =$		476621	kgf	
預力之有效係數為:				
$\eta = f_{so} / f_{si} =$	0.86			
起始預力所產生之應力				
斷面上緣 $= (F_i / A_c - F_i \times e_p / Z_t) =$		-60.66	kgf/cm ²	
斷面下緣 $= (F_i / A_c + F_i \times e_p / Z_b) =$		245.29	kgf/cm ²	
鋼鍵應力		12,544	kgf/cm ²	

有效預力所產生之應力				
斷面上緣		-51.89	kgf/cm ²	
斷面下緣		209.82	kgf/cm ²	
鋼鍵應力		10,730	kgf/cm ²	

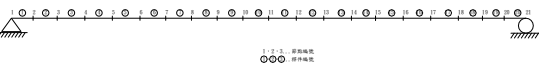
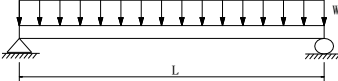
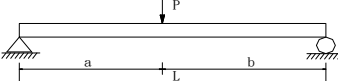
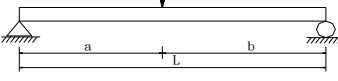
核算在各種載重下之應力 (外梁)			
	上緣應力	下緣應力	鋼鍵應力
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²
起始預力 (F _i)	-60.66	245.29	12,543.86
有效預力 (F _e)	-51.89	209.82	10,730.00
預力梁 (M _g)	56.00	-64.94	171.74
橋面版 (M _{s1})	53.32	-58.21	305.87
欄杆附掛 (M _{s2})	10.33	-29.54	166.07
活重 (M _{H+i})	20.11	-57.50	323.31
Fi+Mg	-4.65	180.35	12,715.60
規範規定	-14.00	192.50	13,300.00
	O.K.	O.K.	O.K.
Fe+Mg+M _{s1} +M _{s2}	87.87	-0.36	11,697.00
規範規定	140.00	-14.97	13,440.00
	O.K.	O.K.	O.K.

1. 施加預力階段 ;

2. 服務載重階段 ;

Ps. 若NG則放大斷面並調整鋼鍵

五、預力梁之設計

10	垂直地震力檢核			
	將簡支梁分成20個桿件21個節點編號如下圖所示：			
				
				
	計算大梁週期			
	取單位M橋寬計算，並以橋梁結構桿件靜重來模擬施加在垂直向之均佈載重，大梁承受均佈載重（自重及金屬欄杆等附加載重），如下圖			
				
	可得任一點撓度公式（公式一）如下：			
	$(0 < X < L) u(x) = wx/24EI * (x^3 - 2Lx^2 + L^3)$			
	大梁桿件編號1~20斷面性質，I= 0.3857			
	另中隔梁重可由簡支梁任一點受載重P，如下圖			
				
	可得任一點撓度公式（公式二）如下：			
	$(0 < X < a) u(x) = Pbx/6EIL * (L^2 - b^2 + x^2)$			
	$(a < X < L) u(x) = Pbx/6EIL * (L^2 - b^2 + x^2) + P(x-a)^3/6EL$			
	藉由上述公式一、二計算得大梁垂直向之合計變形Ui。			
	大梁上靜重包含大梁自重、端隔梁重、中隔梁重、欄杆等附加載重，將各重量分別施加在分析模型之相對應節點上，得等載節點載重Wi。			
	公路橋梁耐震設計規範2.4之規定，計算大梁垂直向基本振動週期Tz，結果整理如下：			
	(1)內梁部分			
	編號	Wi(T)	Ui(M)	Wi×Ui
	1	4.68	0.000000	0.000000
	2	5.41	0.003665	0.019824
	3	5.41	0.007227	0.039090
	4	5.41	0.010592	0.057293
	5	7.06	0.013678	0.096549
	6	5.41	0.016411	0.088763
	7	5.41	0.018729	0.101305
	8	5.41	0.020584	0.111338
	9	7.06	0.021937	0.154854
	10	5.41	0.022761	0.123113
	11	5.41	0.023039	0.124614
	12	5.41	0.022763	0.123123
	13	7.06	0.021940	0.154875
	14	5.41	0.020588	0.111358
	15	5.41	0.018734	0.101329
	16	5.41	0.016416	0.088792
	17	7.06	0.013684	0.096592
	18	5.41	0.010598	0.057322
	19	5.41	0.007231	0.039113
	20	5.41	0.003667	0.019836
	21	4.68	0.000000	0.000000
	合計	118.74		1.709086
	$\beta = \sum WiUi =$	1.71		
	$\gamma = \sum WiUi^2 =$	0.03		
	$\delta = \gamma/\beta =$	0.02	0.34	
	$Tz = 2.01\sqrt{\delta} =$	0.271 sec		

設計垂直地震力計算				
依橋梁耐震設計規範2.3及2.9，計算參數：				
震區堅實地盤短週期之設計地震水平譜加速度 $S_s^D =$				0.70
震區堅實地盤一秒週期之設計地震水平譜加速度 $S_1^D =$				0.40
反應譜等加速度段之工址地盤放大係數 $F_a =$				1.10
反應譜等速度段之工址地盤放大係數 $F_v =$				1.60
反應譜等加速度段之斷層近域調整因子 $N_A =$				1.00
反應譜等速度段之斷層近域調整因子 $N_V =$				1.00
$S_{DS} = F_a(N_A S_s^D) =$				0.77
$T_0^D = F_v(S_1^D N_V) / S_{DS} =$				0.831
$S_{aD} =$				0.77
用途係數 $I =$				1.20
起始降服地震力放大倍數 $\alpha =$				1.65
垂直譜加速度係數與水平譜加速度係數之比值 $\alpha_v =$				2/3
結構系統之韌性容量 $R =$				2.0
結構系統之容許韌性容量 $R_a =$				1.67
設計地震結構系統地震力折減係數 $F_u^D =$				1.53
$(S_aD/F_uD)_{m} =$				0.34
$V_{DV} = I / (1.2 * \alpha_v) * (\alpha_v S_{aD} / F_uD)_m * W_{SUP} =$			16.35 T	
分佈等值節點地震力如下表：				
編號	Wi×Ui	Fzi=WiUiΣWiUi×V _{DV}		
1	0.000000	0.00		
2	0.019824	0.19		
3	0.039090	0.37		
4	0.057293	0.55		
5	0.096549	0.92		
6	0.088763	0.85		
7	0.101305	0.97		
8	0.111338	1.07		
9	0.154854	1.48		
10	0.123113	1.18		
11	0.124614	1.19		
12	0.123123	1.18		
13	0.154875	1.48		
14	0.111358	1.07		
15	0.101329	0.97		
16	0.088792	0.85		
17	0.096592	0.92		
18	0.057322	0.55		
19	0.039113	0.37		
20	0.019836	0.19		
21	0.000000	0.00		
合計	1.709086	16.35		

五、預力梁之設計

(1)外梁部分				
編號	Wi(T)	Ui(M)	Wi×Ui	Wi×Ui ²
1	3.81	0.000000	0.000000	0.000E+00
2	5.64	0.003713	0.020925	7.770E-05
3	5.64	0.007321	0.041259	3.021E-04
4	5.64	0.010729	0.060466	6.488E-04
5	6.46	0.013854	0.089501	1.240E-03
6	5.64	0.016621	0.093666	1.557E-03
7	5.64	0.018968	0.106896	2.028E-03
8	5.64	0.020847	0.117481	2.449E-03
9	6.46	0.022217	0.143530	3.189E-03
10	5.64	0.023050	0.129899	2.994E-03
11	5.64	0.023330	0.131478	3.067E-03
12	5.64	0.023051	0.129904	2.994E-03
13	6.46	0.022218	0.143540	3.189E-03
14	5.64	0.020849	0.117492	2.450E-03
15	5.64	0.018971	0.106909	2.028E-03
16	5.64	0.016623	0.093681	1.557E-03
17	6.46	0.013857	0.089521	1.240E-03
18	5.64	0.010732	0.060481	6.491E-04
19	5.64	0.007323	0.041271	3.022E-04
20	5.64	0.003714	0.020931	7.774E-05
21	3.81	0.000000	0.000000	2.797E-37
合計	117.99		1.738832	3.204E-02
$\beta=\Sigma WiUi$	1.74			
$\gamma=\Sigma WiUi^2$	0.03			
$\delta=\gamma/\beta$	0.02			
$Tz=2.01\sqrt{\delta}$	0.273 sec			

設計垂直地震力計算				
依橋梁耐震設計規範2.3及2.9，計算參數：				
震區堅實地盤短週期之設計地震水平譜加速度 S_s^D =				0.70
震區堅實地盤一秒週期之設計地震水平譜加速度 S_1^D =				0.40
反應譜等加速度段之工址地盤放大係數 F_a =				1.10
反應譜等速度段之工址地盤放大係數 F_v =				1.60
反應譜等加速度段之斷層近域調整因子 N_A =				1.00
反應譜等速度段之斷層近域調整因子 N_V =				1.00
$S_{DS}=F_a(N_A S_s^D)$ =				0.77
$T_0^D=F_v(S_1^D N_V)/S_{DS}$ =				0.831
S_{aD} =				0.77
用途係數 I =				1.20
起始降服地震力放大倍數 α_y =				1.65
垂直譜加速度係數與水平譜加速度係數之比值 α_v =				2/3
結構系統之韌性容量 R =				2.0
結構系統之容許韌性容量 R_a =				1.67
設計地震結構系統地震力折減係數 F_pD =				1.53
$(S_aD/FuD)_m$ =				0.34
$V_{DV}=I/(1.2*\alpha_y)*(a_v S_a D/FuD)_m * W_{SUP}$			16.25 T	
分佈等值節點地震力如下表：				
編號	Wi×Ui	Fzi=WiUi/ΣWiUi×V _{DV}		
1	0.000000	0.00		
2	0.020925	0.20		
3	0.041259	0.39		
4	0.060466	0.56		
5	0.089501	0.84		
6	0.093666	0.88		
7	0.106896	1.00		
8	0.117481	1.10		
9	0.143530	1.34		
10	0.129899	1.21		
11	0.131478	1.23		
12	0.129904	1.21		
13	0.143540	1.34		
14	0.117492	1.10		
15	0.106909	1.00		
16	0.093681	0.88		
17	0.089521	0.84		
18	0.060481	0.57		
19	0.041271	0.39		
20	0.020931	0.20		
21	0.000000	0.00		
合計	1.738832	16.25	佳葉工程顧問有限公司	

五、預力梁之設計

地震對梁中央之彎矩 $M(x)=Px/2$		$0 \leq x \leq L/2$
地震對梁中央之彎矩 $M(x)=P(L-x)/2$		$L/2 \leq x \leq L$
同時由已知各節點分佈的垂直地震力，求得簡支梁地震時		
內梁之最大彎矩為	81.50 T-M	
造成預鑄梁上緣應力為	8.21 kg/cm^2	
造成預鑄梁下緣應力為	-23.48 kg/cm^2	
外梁之最大彎矩為	81.03 T-M	
造成預鑄梁上緣應力為	8.16 kg/cm^2	
造成預鑄梁下緣應力為	-23.35 kg/cm^2	

7.3.3 撓曲

1. 受撓構材之最大鋼筋量

- (1) 受撓構材之鋼筋比 ρ 不得超過該斷面受撓而產生平衡應變狀態時之鋼筋比 ρ_b 之0.75倍。對於有壓力鋼筋構材，被壓力鋼筋平衡之 ρ_b 部份不必按0.75因數減少。

因大梁設計採用工作應力法，地震載重組合考慮0.75(All Dead Load+Final Prestress + EQ Load)

內梁EQ CASE	預鑄梁上緣(kg/cm^2)	預鑄梁下緣(kg/cm^2)
0.75(Mg+Ms1+Ms2+Fe+EQ)	55.66	26.68
規範規定	140.00	-14.97

因大梁設計採用工作應力法，地震載重組合考慮0.75(All Dead Load+Final Prestress + EQ Load)

外梁EQ CASE	預鑄梁上緣(kg/cm^2)	預鑄梁下緣(kg/cm^2)
0.75(Mg+Ms1+Ms2+Fe+EQ)	56.95	25.34
規範規定	140.00	-14.97

11	預力大梁梁底緣鋼筋之設計					
	拉應力區大小X	X= 0.61 cm				
	所有拉力概算為	T= 30,000.00 kgf				
	配置22 ϕ 鋼筋，鋼筋拉應力取 $f_s=1680\text{kg/cm}^2$					
	$A_s=T/f_s=$	17.86 cm^2				
	採用5x22 ϕ ，則 $A_s=$	19.40 cm^2	>	17.86 cm^2	OK	
	又混凝土乾縮及潛變引起預力大梁發生拱度，為減少拱度，可設置較多之鋼筋。					
	可採用22mm ϕ 鋼筋	5.00 根>Req'd	4.60 根			

預力梁下緣須為負值，才有拉應力區，否則為壓應力區
以大梁靜載重*0.75估算(可配合繪製壓力線圖檢核)

六、核算預力梁中央斷面之極限強度

六	核算預力梁中央斷面之極限強度					
1	乘因數後之載重強度為 $M_u = r(\beta(MD + \beta L(ML + I))) = 1.3(MD + 1.67ML + I)$					
2	預力梁斷面極限強度 (矩型) $M_{un} = \phi A_{sp} \times f_{su} \times d (1 - 0.6 \times \rho_s \times f_{su} / f'_c)$ (T 型) $M_{un} = \phi (A_{sr} \times f_{su} \times d \times (1 - 0.6 A_{sr} \times f_{su} / (b' \times d \times f'_c)) + 0.85 f'_c (b - b') \times t \times (d - 0.5t))$					
3	d=	157.00				
	t=	20.00				
	b=	223.00				
	b'=	100.00				
	$\rho_s =$	0.001269				
	$\therefore f_c =$	12,543.86 kg/cm ²	>	9,500.00	kg/cm ²	OK
	且為黏結構材 $f_{su} = f'_s (1 - 0.5 \rho_s \times f'_s / f'_c) =$		18,345.70 kgf/cm ²			
	$a = 1.4d \times \rho_s f_{su} / f'_c =$		14.62	< 20.00		
			極限力矩按矩形梁設計			
4	$A_{sf} = 0.85 \times f'_c (b - b') t / f_{su} =$		39.89			
	$A_{sr} = A_{sp} - A_{sf} =$		4.527			
	$p = A_{sr} \times f_{su} / (b' \times d) f'_c =$		0.02	<	0.29	OK
5	$M_{un} / \phi =$		1228 t-m			
	$M_{un} =$		1166.9			
	$M_u = 1.3 * (M_d + 1.67 * M_L) =$		931	<	$M_{un} = 1,166.9$	O.K.

七、核算預力梁之開裂力矩

七	核算預力梁之開裂力矩				
	開裂力矩 $M_{cr}=F_e(ep+Kt)+f_{cr}\times Z_b=$			596	t-m
	$1.2M_{cr}=$	716	t-m	< 1,166.9	
	F.S.=	1.96	>1.2	O.K.	

八、預力梁之剪力及腹鋼筋之設計

八	預力梁之剪力及腹鋼筋之設計		
	$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$ 其中混凝土之剪力強度 V_c 取 V_{ci} 或 V_{ew} 之小者		
	$V_{ci} = 0.159 \sqrt{f'_c} b' d + V_d + V_i$ $M_{cr} / M_{max} \geq 0.45 \sqrt{f'_c} b' d$		
	$M_{cr} = I * (1.59 \sqrt{f'_c} + f_b f_e - f_{bg}) / y_b$		
	$V_{cw} = (0.929 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b' d + V_f$		
	1. 計算 1/4 跨徑斷面處剪力		
	剪力		
	a. 預力梁 $V_g = A_c * W_c * L / 4 =$	11.02	T
	橋面板 隔梁 $V_{s1} = w_{s1} * L / 4 + w_d * h =$	10.65	T
	欄杆等 $V_{s2} = w_{s2} * L / 4 =$	6.55	T
	合 計 $V_d =$	28.22	T
	b. 活載重(貨車載重)=	27.41	T
	(車道載重)=	20.70	T
	取大者 $V_L =$	27.41	T
	活載重分擔係數 $F =$	1.500	
	衝擊係數 $I =$	0.260	
	活載重所產生之剪力 $V_L + i =$	25.91	T
	c. $V_u = 1.3 * (V_d + 1.67 * V_L + i) =$	92.93	T
	$V_i = V_u - V_d =$	64.71	T
	力矩		
	a. 預力梁 $M_g = A_c * W_c * L^2 / 8 =$	108.27	T-M
	橋面板隔梁 $M_{s1} = w_{s1} * L^2 / 8 * 0.75 +$		
	$+ w_d * L / 4$	69.75	T-M
	欄杆等 $M_{s2} = w_{s2} * L^2 / 8 =$	64.35	T-M
	合 計 $M_d =$	242.38	T-M
	b. 活載重(貨車載重)=	166.57	T-M
	$M_u = 1.3 * (M_d + 1.67 * M_L + i) =$	676.71	T-M
	$M_{max} = M_u - M_d =$	434.33	T-M
	$e_x = e_p = 4 * e_p * (x / l_s - x^2 / l_s^2) =$	49.76	cm
	$f_b f_0 = F_e / A_c + F_e * e_p / Z_b =$	176.00	kgf/cm ²
	$f_{bg} = M_g / Z_b =$	48.70	kgf/cm ²
	$M_{cr} = I / y_b * (1.59 \sqrt{f'_c} + f_b f_0 - f_{bg}) =$	349.10	T-M
	預力垂直分力		
	$f_{pc} = F_0 / A_c - F_0 * e_p * (y_{bc} - y_{bn}) / I_n +$		
	$M_g * (y_{bc} - y_{bn}) / I_n + M_{s1} * (y_{bc} -$		
	$y_{bt}) / I_t =$	59.38	kgf/cm ²
	$\tan \theta = 4 * e_p * (1 / l - 2 * x / l^2) =$	0.04817	
	$V_f = F_0 * \sin \theta =$	22961	kg

2. 混凝土負擔之剪應力 V_c				
合成梁之 $b' =$	30.00			
$h =$	172.00			
$0.8 * h =$	137.60	$d =$	141.22	
取 $d =$	141.22			
$V_{ci} =$	31.38	kgf/cm ²		
$V_{cw} =$	40.61	kgf/cm ²		
取較小之 $V_c =$	31.38	kgf/cm ²		
3. 檢核是否需配置腹鋼筋				
$V_u / \phi b' d =$	24.37			因小於 V_c 所以不需配置腹鋼筋
4. 配置腹鋼筋 (依規範配置)				
$V_s = (V_u / \phi - V_c) * b' d =$		-29694	kgf	
$V_s = (A_v * f_y * d) / S =$				
$A_v = V_s * S / (f_y * d) =$		-0.0751	S	
但依規定之				
$(A_v)_{min} = 3.52 * b * S / f_y =$		0.0377	S	
如使用 13mm ϕ 腹筋, 間距為		$S =$	67.19	cm
但最大間距不得超過 $3/4 h =$		129.00	或	60.00
* 實際使用 $S =$		30.00	cm	
或因 $f_s > 0.4 f_{sp} =$	7,600.00			
$(A_v)_{min} = A_{sp} / 80 * f_{sp} / f_y * s / d * \sqrt{d / b'} =$			0.0579	S
	$S =$	43.78		
** 實用鋼筋間距 $S =$	30.00	cm		

八、預力梁之剪力及腹鋼筋之設計

5. 支點斷面之剪力			
後拉法預力梁依規定需設置錨碇端塊,其長度至少應為梁深之3/4或60公分以上。			
3/4梁深=	112.50	取	115.00
漸變段=	50.00		
支承距梁端=	40.00	大梁封頭長	10.00
則距支承	125.00	cm處為臨界面	
L=	11.85	m	
剪力			
a. 預力梁 $V_g = A_c * W_c * L' =$		19.94	
橋面版 隔梁 $V_{s1} = w_{s1} * L' + w_d * h =$		17.26	
欄杆等 $V_{s2} = w_{s2} * L' =$		11.85	
合 計 $V_d =$		49.05	
b. 活載重(貨車載重)=		36.05	
(車道載重)=		29.43	
取大者 $V_L =$		36.05	
活載重分擔係數 $F =$		1.800	
衝擊係數 $I =$		0.238	
活載重所產生之剪力 $V_{L+i} =$		40.18	
c. $V_u = 1.3 * (V_d + 1.67 * V_L + i) =$		150.99	
$V_i = V_u - V_d =$		101.94	
力矩			
a. 預力梁 $M_g = A_c * W_c * L'^2 / 8 =$		26.23	
橋面版隔梁 $M_{s1} = w_{s1} * L'^2 / 8 * 0.75 +$			
$+ w_d * l / 4$		22.55	
欄杆等 $M_{s2} = w_{s2} * L'^2 / 8 =$		15.59	
合 計 $M_d =$		64.38	
b. 活載重(貨車載重)=		50.17	
$M_u = 1.3 * (M_d + 1.67 * M_L + i) =$		192.61	
$M_{max} = M_u - M_d =$		128.23	

預力垂直分力			
鋼腱之配置距梁端距離為 $x =$		155.00	
$\tan \theta = 4 * e_p * (1/L - 2 * x/L^2) =$		0.0865	
$\theta =$		4.9441	
$\sin \theta =$		0.0862	
$\cos \theta =$		0.9963	
$e_x = e_p = 4 * e_p * (x/L - x^2/L^2) =$		14.34	
$V_f = F_0 * \sin \theta =$		41077	
$f_{pc} = F_0 / A_c - F_0 * e_p * (y_{bc} - y_{bn}) / I_n +$			
$M_g * (y_{bc} - y_{bn}) / I_n + M_{s1} * (y_{bc} -$			
$y_{bt}) / I_t =$		66.03	
$f_{bf} = F_c / A_c + F_e * e_p / Z_b =$		100.04	
$f_{bg} = M_g / Z_b =$		11.80	
$M_{cr} = I / y_b * (1.59 \sqrt{f'_c + f_{bf}} - f_{bg}) =$		262.28	
2. 混凝土負擔之剪應力 V_c			
合成梁之 $b' =$	30.00		
$h =$	172.00		
$0.8 * h =$	137.60	$d =$	105.80
取 $d =$	137.60		
$V_{ci} =$	65.37	kgf/cm^2	
$V_{cw} =$	47.14	kgf/cm^2	
取較小之 $V_c =$	47.14	kgf/cm^2	
3. 檢核是否需配置腹鋼筋			
$V_u / \phi b'd =$	40.64		因小於 V_c 所以不需配置腹鋼筋
4. 配置腹鋼筋 (依規範配置)			
$V_s = (V_u / \phi - V_c) * b'd =$		-26826	
$V_s = (A_v * f_y * d) / S =$			
$A_v = V_s * S / (f_y * d) =$		-0.0696	S
但依規定之			
$(A_v)_{min} = 3.52 * b * S / f_y =$		0.0377	S
如使用 13mm ϕ 腹筋, 間距為	S =	67.19	cm
但最大間距不得超過 $3/4 h =$		129.00	或 60.00
實際使用 $S =$		15.00	cm
或因 $f_s > 0.4 f_{sp} =$		7,600.00	
$(A_v)_{min} = A_{sp} / 80 * f_{sp} / f_y * s / d * \sqrt{d/b'} =$		0.0586	S
$S =$		43.21	cm
實用鋼筋間距 $S =$		15.00	cm

九、預力梁之拱勢及撓度

九	預力梁之拱勢及撓度			
1.預力產生拱勢				
端部預力線重心與 c.g.c.之距離			10.54 cm	
$F_i=$	557192	$EC_i=$	301350	
$\Delta F_i=$	5.00	↑		
$\Delta F_e=$	4.25	↑		
2.預力梁自重產生之撓度				
$W_g=$	16.82	kg/cm ²		
$\Delta G=$		1.9131	CM ↓	
3.由橋面板及隔梁產生之撓度=		1.77	CM ↓	
$E_c=$	300910			
$I=$	18914425			
$M_{s1}=$	140.63			
$\Delta S1=$	1.77	↓		
4.由欄杆、緣石、公共設施產生撓度=		0.63	CM	
$I=$	38569443			
$M_{s2}=$	102.50			
$\Delta S2=$	0.63	CM	↓	
5.起始預力時之撓度				
$\delta 1=-\Delta F_i+\Delta G=$		-3.08	CM ↑	
架梁於橋墩上時之撓度				
$\delta 2=1.8(-\Delta F_i)+1.85\Delta G=$		-5.45	CM ↑	
受潛變影響(無活載重)後之撓度				
$\delta 3=2.45(-\Delta F_i)+2.7\Delta G+3.0\Delta S1+2.34\Delta S2=$		-0.30	↓	
6.由活載重產生之撓度				
$M_{H+i}=$		1.23	CM	
$I=$		199.55	t-m	
$\Delta L+I=$		38569443	CM	
$\Delta L+I=$		1.23	CM ↓	
依規範活載重 $(\Delta L+I)_{Max}=L/800=$		3.28	CM ↓	
			O.K.	
7.最終狀態之撓度=		0.93	CM ↓	
$\delta 4=\delta 3+\Delta L+I=$				
8.若以潛變係數		$\phi=2.11$	計算	
$\delta=(\Delta F_e+\Delta G+\Delta S1+\Delta S2)*\phi=$		0.14	CM ↓	

	Y座標(cm)距梁底
鋼鍵一	110.0
鋼鍵二	70.0
鋼鍵三	30.0

預力大梁鋼鍵座標

X(m)	0.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	13.10
編號								
①	106.48	80.68	59.14	41.87	28.86	20.12	15.64	15.00
②	67.96	53.02	40.56	30.56	23.03	17.97	15.37	15.00
③	29.44	25.37	21.97	19.24	17.19	15.81	15.10	15.00

鋼鍵位置示意圖

十、預力梁支承設計

十.	預力梁支承設計				
	1.計算載重產生之反力		衝擊係數I=	0.234	
	靜重反力=	50.36			
	一部標準貨車對支承產生之反力=	35.59			
	車道載重對支承產生之反力=	35.18			
	RH+i=	35.59			
	最大反力				
	Rma=Rd+RH+i=	85.95			
	最小反力				
	Rmin=Rd=	50.36			
	2.求預力梁長度之變化量				
	Fi(預力梁跨徑中央之起始預力)=	557,192.02 KGF			
	Ac(預力梁之淨斷面積)=	6,877.40 CM ²			
	Eci(預力梁混凝土之淨彈性模數)=	301,350.18 KG/CM ²			
	使用之支承為半固定支承,平時可兩端自由伸縮				
	(1)溫度變化引起之伸縮(設定溫度變化±20℃)				
	△l1=0.00011*Le*20=	0.29 CM			
	(2)混凝土之收縮引起之縮短				
	設收縮係數為0.0002,但預力梁架設時收縮已完成40%,因此				
	△l2=0.0002*Le*(1-0.4)=	0.16 CM			
	(3)混凝土之潛變引起之縮短				
	設起始預力時之彈性變形近似縮短量為				
	△lc=(Fi*I/2)/(Ac*Eci)=	0.35 CM			
	如架梁時潛變已完成36%(約28天),且潛變係數為2.11,即潛變縮短為				
	△l3=lc*(1-0.36)*2.11=	0.48 CM			
	預力梁兩端可自由移動時,每端之縮短量為				
	△l=△l1+△l2+△l3=	0.92 CM			
	如一端固定,一端活動時,即				
	△l'=△l*2=	1.84 CM			
	3.計算支承板所需之厚度				
	設預力梁之縮短l,因容許之剪應變為50%,故所需厚度為				
	Hn=△l/0.5=	18.42 MM			
	選用每層厚度為10MM 之合成橡膠支承墊4層 並用1.0MM厚鋼板加固,				
	鋼板上下再用2MM之合成橡膠保護之。Hn=	38.00 MM			
	4.計算支承板面積				
	支承板面積An需滿足以下條件(支承壓應力應在56~15KGF/CM ² 之間)				
	Rmax/56< An <Rmin/15	1,534.80	<An<	3,357.17	

	選用支承板面積時,依規定寬度應為厚度之5倍以上,形狀因數應大於4				
	故選用承板尺寸長=	40.00	CM 寬=	40.00	CM
**	故選用承板尺寸長=	55.00	CM 寬=	55.00	
	面積為長×寬=	3,025.00	O.K.		
	5.核算形狀因數及壓縮應變				
	形狀因數=A/(2*(a+b)*t)=	13.75	>	4.00 o.k.	
	fc=Rmax/A=	28.41	<	56.00 o.k.	
	如合成橡膠之硬度為60時,查圖得壓應變幾乎等於零,小於15%,合於要求				
	合成橡膠之剪力模數在溫度20.℃時,依試驗設定約為				
	硬度為50度時 G=	8kgf/cm ²			
	硬度為60度時 G=	11kgf/cm ²			
	硬度為70度時 G=	15kgf/cm ²			
	如支承高度為Hn產生L之收縮時,引起之水平力F為				
	F=G*A*I/Hn=	8,064.82 kgf			
	如合成橡膠於混凝土之間磨擦係數 =0.4,即對於滑動之抵抗力為				
	FR=Rmin* =	20143 kgf			
	平時對於滑動之安全係數為 FS=FR/F				
	F.S.=	2.50			
	地震時對於滑動之檢討				
	如地震係數 K=	0.15			
	地震之水平力為	7.76 T			
	平時之水平力為	8.06 T			

	F=	15.82 T			
	地震時對於滑動之安全係數為 FS=FR/F				
	F.S.=	1.27			

