

附錄五、剛性1000kPa分析

有關污水下水道管材剛性 1000kPa 規定相關沿革與相關分析說明如下：

早期營建署委請中興工程顧問公司進行管材壓強度比較，相關資料如附錄五-附件一。

本案台灣科技大學研究團隊應力分析詳本報告書第四章 4.3 節、4.6 節，相關計算如下：

以公式(參考 ASTM D2412)解法，求各管材變形 5%B_c 時所需之剛性：

$$\Delta y = \frac{D_l K_b W_c}{0.149PS + 0.061E'}$$

$$PS = \frac{20(W_c/B_c) D_l K_b - 0.061E'}{0.149}$$

Δy ：管徑垂直方向的變型量

D_l ：時間延遲係數

K_b ：溝底常數

W_c ：管體承受的垂直壓力(kN/m)

PS：管體剛度 (kN/m²)

E' ：土壤反力模數

以垂直土壓公式，計算淨載重 $W_D = \gamma H B_c$

γ ：土壤單位重 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)

H：覆土深度 (m)

B_c：管外徑(m)

標稱管徑	B _c (m)	W _D (KN/m)										
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
200	0.216	3.888	5.832	7.776	9.72	11.664	13.608	15.552	17.496	19.44	21.384	23.328
300	0.318	5.724	8.586	11.448	14.31	17.172	20.034	22.896	25.758	28.62	31.482	34.344
400	0.42	7.56	11.34	15.12	18.9	22.68	26.46	30.24	34.02	37.8	41.58	45.36

以計算式 $W_L = \frac{2P(1+i)}{C(a+2H\tan\theta)} B_c$ 求活載重 W_L

P：單一後輪重(考慮 HS20-44 之大貨車後輪載重為 73kN (此例題為大貨車載重)，及小貨車滿載後輪重為 5kN)

小巷弄寬度通常為 6m 以下，假設巷道兩邊均有車輛停放，中間通行寬度約為 2m，小貨車恰可通過。

i：衝擊係數($H \leq 1.5\text{m}$ ， $i=0.5$ ； $1.5\text{m} < H < 6.5\text{m}$ ， $i=0.65-0.1H$ ； $H \geq 6.5$ ， $i=0$)

C：車體寬 (大貨車為 2.75m，小貨車為 2m)

a：車輪接地長 (一般為 0.2m)

θ ：後輪荷重分佈角 (採水平距離與垂直距離比為 2， $\theta=26.565^\circ$)

H：覆土深度 (m)

標稱 管徑	B _C (m)	W _L (KN/m)										
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
200	0.216	14.33	10.12	7.56	5.95	4.84	4.03	3.41	2.93	2.54	2.21	1.94
300	0.318	21.10	14.90	11.13	8.75	7.12	5.93	5.02	4.31	3.73	3.26	2.86
400	0.42	27.87	19.67	14.70	11.56	9.41	7.83	6.64	5.69	4.93	4.30	3.78

$$W_C = W_D + W_L$$

標稱 管徑	W _C (KN/m)										
	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
200.00	18.22	15.95	15.33	15.67	16.50	17.64	18.96	20.42	21.98	23.60	25.27
300.00	26.83	23.48	22.58	23.06	24.29	25.97	27.92	30.07	32.35	34.74	37.20
400.00	35.43	31.01	29.82	30.46	32.09	34.29	36.88	39.71	42.73	45.88	49.14

$$\text{管材變形 } 5\% B_c \text{ 所需之剛性: } PS = \frac{20(W_C/B_c) D_1 K_b - 0.061 E'}{0.149}$$

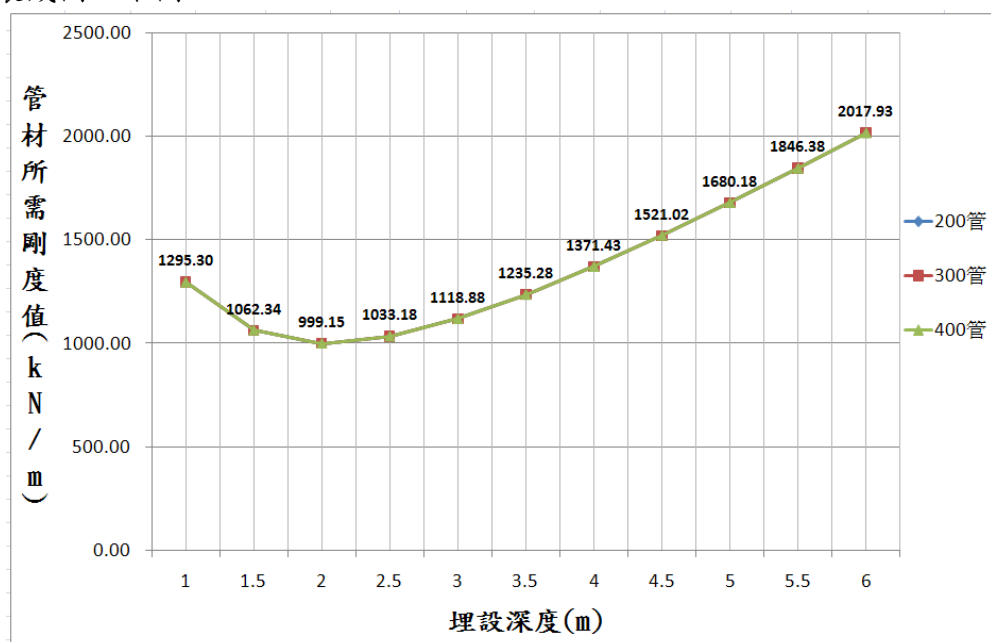
假設：

$D_1 = 1.5$ ， $K_b = 0.110$ ， $E' = 1.4 \text{ MPa} = 1400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ ，不同的性質土壤會有相異的土壤反力模數，建議根據現地情況選取適用的 E' 值）

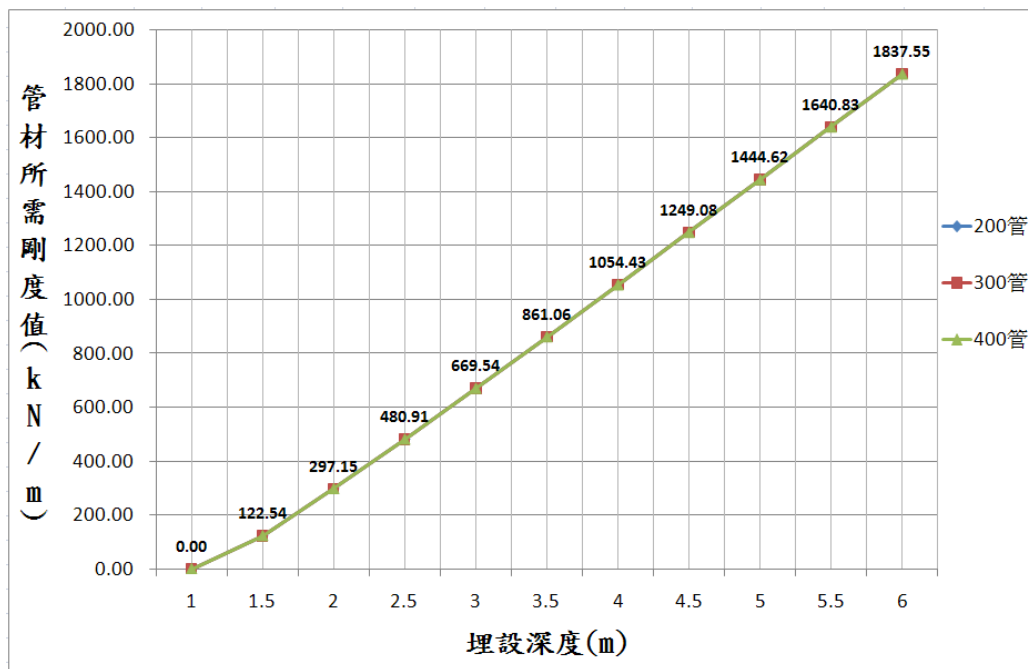
計算結果如下表：

標稱 管徑	PS(KN/m)										
	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
200	1295.30	1062.34	999.15	1033.18	1118.88	1235.28	1371.43	1521.02	1680.18	1846.38	2017.93
300	1295.30	1062.34	999.15	1033.18	1118.88	1235.28	1371.43	1521.02	1680.18	1846.38	2017.93
400	1295.30	1062.34	999.15	1033.18	1118.88	1235.28	1371.43	1521.02	1680.18	1846.38	2017.93

繪製成圖如下圖一、二。



圖一 一般道路受到大貨車的活載重所需剛性



圖二 小巷道受到小貨車的活載重所需剛性圖

剛性 1000kpa 之根據除了營建署試驗結果即本報告研究成果外，國外相關參考文獻有 ASTM D2412、「ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice NO.117」所發佈的 Inspecting Pipeline Installation 中，半剛性管所需之剛性需大於 150psi(1000kpa)，詳如附錄五附件二。

5.3 管材外壓強度之比較

5.3.1 撓性管及半剛性管

管材中屬於撓性管之塑化管及半剛性管之金屬管，其外壓強度常以厚度、抗外壓強度或剛性表示。在中國國家標準中之外壓強度規定如表 5-2 所示，其剛性或抗外壓強度之試驗基準並不一致，有的係以內徑變形 5%為基準，有的則以外徑變形 5%為基準。有關剛性之直接規定值或以抗外壓強度換算而得之值(在標稱管徑 $\geq 100\text{mm}$ 者)，詳如表 5-3 所示，其中 CG-PEP 及 GFRPP 之剛性值為一定數(CG-PEP 之剛性值=210 kPa，GFRPP 之剛性值在 62~496kPa 之間)，不因管徑變化而改變，但 CC_PVCP、PVC-PEP 與 FRP-PVCP 則不符合此種特性，剛性與標稱管徑呈相反之走勢，管徑越大則剛性越小，但其值與 CG-PEP 及 GFRPP 相比則較大，CC-PVCP 之剛性值約在 1370~340kPa 之間，PVC-PEP 之剛性值約在 1721~934kPa 之間，FRP-PVCP 之剛性值約在 6420~1049kPa 之間。

本文為瞭解各種塑化管之剛性，經蒐集部分管材並商請美明玻璃纖維股份有限公司協助進行試驗，其試驗結果列於表 5-4~表 5-6 以供參考，其中 GFRPP 在 410~725kPa 之間，HDPEP 在 710~913kPa 之間，PVCP 在 1485~1885kPa 之間，ABSP 在 535~1481kPa 之間，其餘之 PVC-PEP、H-PVCP、CC-PVCP、耐熱 C-PVCP、以及耐震 PVCP 在 1064~1723kPa 之間，由此結果可知，除 GFRPP 之值約為 C 或 D 級剛性外，其餘都遠超出 D 級剛性。

表 5-2 CNS 對於塑化管及金屬管抗外壓特性之規定

管材簡稱	特性		規定內容
HDPEP	厚度		四種
CG-PEP	剛性		一種(內徑變形5%)
PVCP	種類		分為A、B、S三類
H-PVCP	厚度		一種
CC-PVCP	剛性		4120~340kPa之間(內徑變形5%)
PVC-PEP	抗外壓強度		一種(外徑變形5%)
FRP-PVCP	抗外壓強度		分為A管、B管二類(外徑變形5%)
GFRPP	剛性		分為A、B、C、D四種(內徑變形5%)
ABSP	最大使用壓力		分為0.39、0.62、0.98、1.176MPa四種
DIP	種類		D1、D1.5、D2、D2.5、D3、D3.5、D4、D4.5、DPF九種
CSP	厚度	STW290	一種
		STW370	一種
		STW400	二種
PESP	厚度	CNS 6445	一種
		CNS 4626	Sch 10、Sch 20、Sch 30、Sch 40、Sch 60、Sch 80六種
		CNS 6447	6.0、6.4、7.1、7.9、8.7、9.5、10.3、11.1、11.9、12.7、13.1、15.1、15.9mm

表 5-3 CNS 對於塑化管剛性之規定值或計算值

標稱 管徑	CG-PEP	CC-PVC P	PVC-PEP		FRP-PVCP				GFRPP
					A管		B管		
(mm)	剛性 (kPa)	剛性 (kPa)	抗外壓 強度 (kN/m)	換算 剛性 (kPa)	抗外壓 強度 (kN/m)	換算 剛性 (kPa)	抗外壓 強度 (kN/m)	換算 剛性 (kPa)	剛性 (kPa)
100	210	1,370	9.807	1721	11.3	1945	37.3	6420	
125		830	10.297	1471	15.8	2219	38.2	5365	
150		830	10.787	1308	17.6	2100	39.2	4678	
200		690	11.768	1090	19.1	1748	39.2	3586	A：62 B：124 C：248 D：496
250		410	15.690	1175	24.0	1780	40.2	2982	
300		340	17.652	1110	28.9	1800	41.2	2565	
350			18.633	1007	33.3	1783	49.0	2623	
400			19.613	934	33.3	1570	49.0	2310	
450					33.3	1403	49.0	2065	
500					33.3	1268	49.0	1867	
600					33.3	1049			
700~ 4000									

表 5-4 GFRPP 及 HDPEP 剛性試驗值

管材	GFRPP				HDPEP		
製造廠商	美明	太豐	美明	美明	旭東	旭東	旭東
標稱管徑(mm)	400	400	300	200	300	250	200
試驗管長(mm)	300	301.75	303.75	300	336.75	297.5	302
管厚(mm)	7.85	12.47	8.89	5.11	20.63	14.86	13.53
管外徑(mm)	418.7	428.35	324.15	220.45	315	250.35	201.3
管內徑(mm)	401	403.41	306.37	211.75	270.3	221.68	173.65
管內徑5% 變形量(mm)	20.05	20.17	15.32	10.59	13.52	11.08	8.68
管內徑5% 變形載重(kg)	295	364.43	194.43	235.1	424.1	238.88	241.1
管剛性(kPa)	481	587	410	725	913	710	901

表 5-5 PVCP 及 ABSP 剛性試驗值

管 材	PVCP(B級)			ABSP		
製造廠商	南亞	舜盟	舜盟	舜盟	南亞	和則宏
標稱管徑(mm)	300	400	300	200	200	300
試驗管長(mm)	303.25	301	301.75	302.25	308.5	335
管厚(mm)	16.65	21.83	17.79	11.7	8	13.75
管外徑(mm)	317.9	422	320.1	216.3	208.5	315.15
管內徑(mm)	285.7	378.95	285.25	193.5	184.4	286.85
管內徑5% 變形量(mm)	14.29	18.95	14.26	9.68	9.22	14.34
管內徑5% 變形載重(kg)	656.75	1096.95	655.9	442.15	155.33	358.63
管剛性(kPa)	1,485	1,885	1,494	1,481	535	732

表 5-6 其他 PVC 管剛性試驗值

管 材	PVC-PEP	H-PVCP	CC-PVCP	耐熱 C-PVCP	耐震 PVCP
製造廠商	舜盟	南亞	南亞	南亞	南亞
標稱管徑(mm)	200	300	200	300	300
試驗管長(mm)	299	304.5	289.75	302.5	301.25
管厚(mm)	14.32	16.95	12.68	18.68	16.77
管外徑(mm)	215.88	317.4	215.83	315.05	317.7
管內徑(mm)	188.25	283.85	191.05	278.55	281.95
管內徑5% 變形量(mm)	9.41	14.19	9.55	13.93	14.1
管內徑5% 變形載重(kg)	305.48	609.55	414.08	741	484.83
管剛性(kPa)	1,064	1,383	1,467	1,723	1,119

5.3.2 剛性管

各種管材中屬於剛性管之水泥管及瓷化黏土管等，其外壓強度常以裂紋強度、外壓載重或抗碎強度表示，各種剛性管抗外壓強度之規定如表 5-7 所示，其中水泥管外壓強度載重雖均分為五級，但可分為二類，第一類為無預力者，包括 CNS 483(RCP)、CNS 3905(JRCP)、CNS 14565(RCCP)三種，其外壓強度載重與管徑成正比，而五級之間亦有比例之關係，其中之 CNS 483 與 CNS 3905 完全相同，但 CNS 14565 則為求整數化而小有差異；第二類為施加預力者，包括 CNS 11691(PSCP)、CNS 12285(PCCP)二種，其外壓強度較不規則，非但外壓強度與管徑未有正比之關係，甚至於小管徑之外壓強度載重竟比大管徑為大，有關五級水泥管抗外壓強度之規定值詳見表 5-8。

第八章 明挖重力管之設計程序及方法

污水管線依施工方式可分為明挖工法與推進工法兩大類，明挖工法為傳統之施工方式，一般係將污水管埋設於管溝內，並視工址條件決定擋土方式，建造費用與施工技術較低，為埋設污水管線普遍使用之工法，其使用管材主要需考量外壓荷重。推進施工則使用於人口密集的都會地區或穿越鐵道、河川與大型地下結構物等特殊工址條件，建造費用與施工技術較高，其工法種類眾多，需依各工址條件選用，由於施工條件多有不同，故使用管材除需考量外壓強度外，尚需考量軸向推進力。

污水管線依輸送方式可分為重力管與壓力管，設計收集系統時多採重力管為主，其首要考量為抗外壓強度，而壓力管則需考量抗內壓強度。由於抗內壓強度之需求須經由管網分析，甚至水錘分析方能求得其使用壓力，內容甚為複雜，非屬重力管為主之污水下水道範圍。

綜上所述，茲針對污水管線普遍使用之明挖重力管介紹其設計程序與方法如 8.1 節所述。

8.1 明挖重力污水管線設計程序

一般污水管線之設計程序如下：

1.管線配置：考量污水收集區域的街道、高程與污水處理設施之位置進行管線配置。

2.水力分析：依據所需收集的污水量進行水力分析，求得各段管線所需管徑、坡度與覆土深度。

3.選用工法：依據地質鑽探之土壤基本資料如土壤分類、地下水位、單位重(γ)、凝聚力(C)、摩擦角(ϕ)與 N 值等，以及交通量調查資料決定採用工法。

4.決定管材：經由覆土深度、埋設位置、選用工法、原土與回填土土壤資料與所輸送污廢水之性質綜合判斷決定所採用之管材

種類、級數與管床型式。

以上程序中與管材有關者為 4.決定管材之部分，以下將就明挖重力管分別依剛性管或撓性管敘述其外壓荷重之設計。

8.2 剛性管外壓荷重設計

剛性管設計須將管材與管床視為一體加以考量，即管材之破壞與外壓荷重、管材的抗外壓強度與管床形式有關。剛性管的外壓荷重設計程序如下：

- 1.計算荷重產生之垂直壓力，包括土壓力、活荷重、施工荷重、地震荷重等；
- 2.選擇管床形式；
- 3.計算載重係數；
- 4.選用適當的安全係數；
- 5.選擇適當的管線強度。

8.2.1 荷重產生之垂直壓力

荷重產生之垂直壓力 W_C 係由土壓力 W_S 、活荷重 W_L 、施工荷重 W_P 、及地震荷重 W_E 合計，作用於單位管長管頂之總土壓。

$$W_C = W_S + W_L + W_P + W_E \quad (N/m)$$

1.土壓力

剛性管的垂直土壓【11】與管溝開挖寬度有關，管溝越寬，土壓越大，管溝開挖之斷面如圖 8-1 所示。計算剛性管上方垂直土壓力常用的方法有垂直土壓公式、Marston 公式與 Janssen 公式，一般以垂直土壓計算公式較為普遍，茲分述如下：

(1)垂直土壓公式

係考慮管溝開挖回填後，回填土之重量直接作用於管體，土壤之摩擦力不計，公式如下：

$$W_S = \gamma H B_d$$

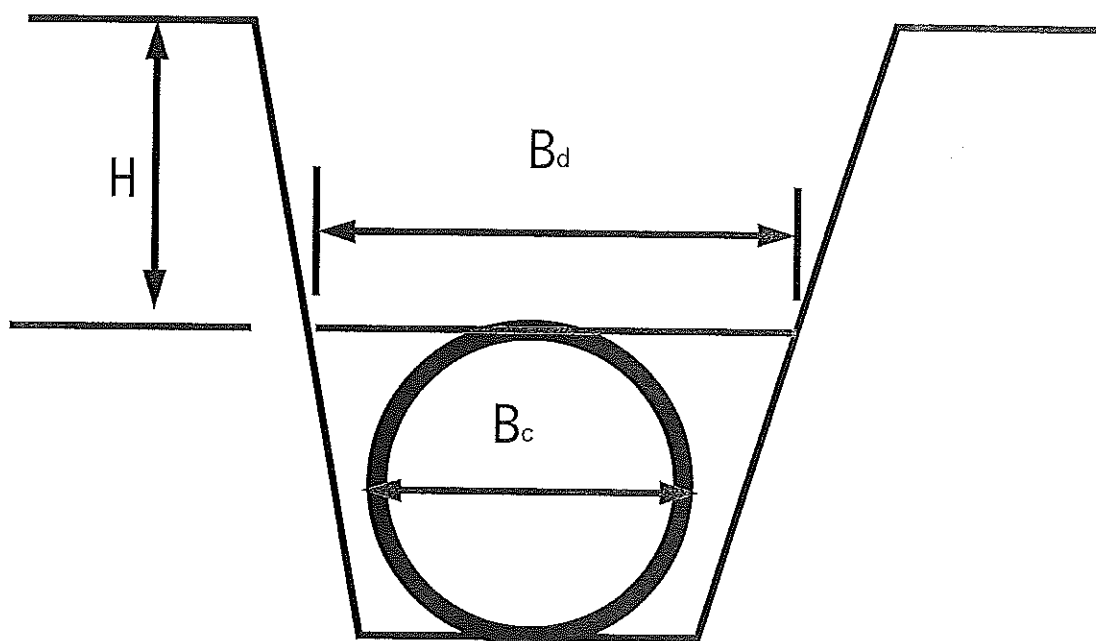


圖 8-1 管溝開挖斷面圖

(2) Marston 公式

係將管線上方土體柱的重量視為土壓荷重，再加上與相鄰土體間相對沉陷造成摩擦剪力的影響，公式如下：

$$W_s = C_d \gamma B_d^2$$

(3) Janssen 公式

$$W_s = \frac{B_c}{K\mu} \left(\frac{B_d}{2} \gamma - f \right) \left(1 - \frac{1}{e^{(2K\mu/B_d)}} \right)$$

上三式中， W_s ：作用於管頂之回填土垂直載重(N/m)；

γ ：單位體積重量(N/m³)；

H：覆土深度(m)；

B_d ：管頂部位開挖寬度(m)；

B_c ：管之外徑(m)；

f：回填土及開挖溝側壁之黏著力(N/m²)；

μ ：回填土之內摩擦係數($\geq \mu'$)；

$$K: \text{Rankine之主動土壓係數} K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi};$$

C_d : 載重因數，為回填土及現有地盤摩擦係

$$\text{數之函數， } C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu'(H/B_d)}}{2K\mu'}。$$

上二式中， μ' : 回填土與側溝面間之摩擦係數；

ϕ : 回填土之內摩擦角。

2. 活荷重

一般污水管材所承受之活荷重為車輛載重，計算方法有多種，茲舉兩種計算方式如下：

(1) 布氏計算式(Boussinesq solution)【7】

計算活荷重時分為集中荷重與均佈荷重。

$$\text{集中荷重之計算公式：} W_L = \frac{C_s P i}{L}$$

$$\text{均佈荷重之計算公式：} W_L = C_s U i B_c$$

式中， W_L : 活荷重換算之管頂荷重(N/m)；

P : 集中荷重(N)；

U : 均佈荷重(N/m²)；

L : 有效管長(1m或以下)；

B_c : 管外徑(m)；

i : 衝擊係數，一般公路如表8-1所列；

C_s : 載重因數，為 $B_c/(2H)$ 及 $L/(2H)$ 或 $D/(2H)$ 及 $M/(2H)$ 有關之方程式，詳表 8-2，其中之 H : 管頂覆土深(m)， D : 均佈荷重範圍之寬(m)， M : 均佈荷重範圍之長(m)。

表 8-1 布氏衝擊係數表

管頂覆土深 H (m)	0~0.3	0.3~0.6	0.6~0.9	超過 0.9
衝擊係數 i	1.50	1.35	1.15	1.00

(2)日本下水道管路施設設計の手引計算式【6】

活荷重主要為車輛的後輪載重，計算公式如下：

$$W_L = \frac{2P(1+i)}{C(a+2H \tan \theta)} B_c$$

式中， W_L ：由車輛換算之管頂荷重(N/m)；

P ：後輪載重(為車輛總重之 40%，T-20 為 80kN，T-14 為 56kN)；

C ：車體寬度(=2.75m)；

a ：車輪接觸地面長度(=0.2m)；

H ：管頂覆土深(m)；

θ ：載重分布角(一般採 45 度)；

B_c ：管外徑(m)；

i ：衝擊係數，如表 8-3 所列。

表 8-2 集中荷重與均佈荷重之 C_s 值

B _e /(2H) 或 D/(2H)	L/(2H) 或 (M/2H)													
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0
0.1	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0.128
0.2	0.037	0.072	0.103	0.131	0.155	0.174	0.189	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0.248
0.3	0.053	0.103	0.149	0.190	0.224	0.252	0.274	0.292	0.306	0.318	0.333	0.345	0.355	0.360
0.4	0.067	0.131	0.190	0.241	0.284	0.320	0.349	0.373	0.391	0.405	0.425	0.440	0.454	0.460
0.5	0.079	0.155	0.224	0.284	0.336	0.379	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.525	0.540	0.548
0.6	0.089	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467	0.499	0.524	0.544	0.572	0.596	0.613	0.624
0.7	0.097	0.189	0.274	0.349	0.414	0.467	0.511	0.546	0.584	0.597	0.628	0.650	0.674	0.688
0.8	0.103	0.202	0.292	0.373	0.441	0.499	0.546	0.584	0.615	0.639	0.674	0.703	0.725	0.740
0.9	0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574	0.615	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0.784
1.0	0.112	0.219	0.318	0.405	0.481	0.544	0.597	0.639	0.673	0.701	0.740	0.774	0.800	0.816
1.2	0.117	0.229	0.333	0.425	0.505	0.572	0.628	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.849	0.868
1.5	0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.596	0.650	0.703	0.742	0.774	0.820	0.861	0.894	0.916
2.0	0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674	0.725	0.766	0.800	0.849	0.894	0.930	0.956

表 8-3 車輛衝擊係數表

H(m)	$H \leq 1.5$	$1.5 < H < 6.5$	$H \geq 6.5$
I	0.5	$0.65 - 0.1H$	0

3. 施工荷重

施工荷重主要考慮支撐板拔除時所附加之土壓【11】，在地質不良處，當拔除撐板時，由於地盤緩慢產生土壓，而對於管體增大壓力。依 Coulomb 之土壓理論可以下式求之：

$$W_P = \frac{B_C}{B_d} \gamma_0 h^2 K_a \sin \phi_1$$

式中， W_P ：拔樁時所附加之土壓(N/m)；

B_C ：管外徑(m)；

B_d ：管頂部位開挖寬度(m)；

γ_0 ：原地盤之單位體積重量(N/m³)；

h ：開挖深度(m)；

K_a ：原地盤之主動土壓係數，

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi_0}{\cos \phi_1 \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_0 + \phi_1) \sin \phi_0}{\cos \phi_1}} \right\}^2}$$

上式中， ϕ_1 ：回填土與開挖壁間之摩擦角；

ϕ_0 ：原地盤之內摩擦角。

4. 地震荷重

地震垂直土壓【12】可分一般情況與管溝由兩側排樁護持情況計算。

一般情況可以下式求之： $W_E = \gamma H B_C (1 \pm K_V)$

管溝由兩側排樁護持情況可以下式求之：

$$W_E = C_d \gamma B_C^2 (1 \pm K_V)$$

式中， W_E ：地震所附加之土壓(N/m)；

$$C'_d = \frac{e^{K\mu(H/B_c)-1}}{K\mu} ;$$

γ ：單位體積重量(N/m³)；

H ：覆土深度(m)；

B_c ：管之外徑(m)；

K_v ：垂直地震係數。

8.2.2 安全係數設計考量

剛性管設計時係以管身受載重時不發生裂紋為條件決定之，安全係數的計算方式有彎曲力矩法與載重係數法兩種。茲分述如下：

(1) 彎曲力矩法

彎曲力矩法係將管視為彈性體，按各種管床條件依理論計算出管體與載重之彎曲力矩。安全係數(FS)為管體之最小抵抗力矩(M_A)與載重所引起管體之最大彎曲力矩(M_B)的比值。

$$FS = \frac{M_A}{M_B}$$

式中，FS：安全係數；

M_A ：管體之最小抵抗力矩(N-m/m)， $M_A = M_1 + M_2$ ；

M_B ：載重所引起管體之最大彎曲力矩，

$$M_B = kW_c r^2 / B_c ;$$

M_1 ：外壓試驗載重之最大彎矩(N-m/m)，

$$M_1 = 0.318pr ;$$

M_2 ：管自重所產生最大力矩(N-m/m)，

$$M_2 = 0.239p'r ;$$

p ：試驗載重(N/m)；

p' ：管體重量(N/m)；

r ：平均管半徑(m)；

k ：管床因數，詳表 8-4；

W_c ：外壓荷重(N/m)；

B_c ：管外徑(m)。

表 8-4 管床因數 k

支承角(度)	固定支承面之 k 值	自由支承面之 k 值
30	0.480	0.567
45	0.431	0.510
60	0.386	0.457
90	0.303	0.368
120	0.231	0.302
180	0.107	0.250

註：固定支承面係指混凝土管床，自由支承面係指砂或碎石管床。

(2)載重係數法

載重係數法係以各種管床條件實際試驗值為主。載重係數係將外壓強度試驗時，管之裂紋強度定為 1，而各種施工基礎構造之耐載力以倍數表示之實驗值。安全係數為選用管材的裂紋強度乘上載重係數後與管材設計計算所需承受外壓荷重的比值。

$$FS = \frac{\text{管材裂紋強度} \times \text{載重係數} LF}{\text{管線外壓荷重}}$$

在不考慮管之自重時，管床因數 k 與載重係數 LF 可以下式概算之：

$$LF = \frac{0.318B_c}{kr}$$

以離心混凝土管而言，中管徑以上可寫為：

$$LF = \frac{0.68}{k}$$

上二式中， B_c ：管外徑(m)；

r ：平均管半徑(m)。

8.2.3 管床形式

剛性管的管床形式一般可分成七種【8】，依載重係數分為四級，屬於 A 級的有混凝土座、混凝土拱座，屬於 B 級的有夯實砂礫管床、充分夯實整形底部，屬於 C 級的有砂礫管床、整形底部，屬於 D 級的為平坦底部，詳圖 8-2。採用載重係數大的管床可提供管材較佳的支持力，降低管材發生破壞的機會。茲將混凝土座、混凝土拱座、夯實砂礫管床、砂礫管床與平坦底部等五種常見的管床介紹如下：

1. 混凝土座

混凝土座係將水管裝置於現場澆置的混凝土或鋼筋混凝土座上。管底應有一層四分之一管外徑厚，介於 10 到 38 公分之間的混凝土。該混凝土應澆置到管外徑的四分之一處，並小心地將回填料回填至管頂上方 30 公分。混凝土座寬度至少為管外徑加 20 公分或管外徑加四分之一的管外徑。混凝土座的載重係數在使用鋼筋的條件下介於 3.4~4.8，不使用鋼筋時則介於 2.2~2.8 之間。

2. 混凝土拱座

混凝土拱座係將水管裝置於夯實的粒狀土壤上。管底應有一層八分之一管外徑厚，介於 10 到 15 公分之間的夯實礫石。該夯實礫石應填到管外徑的二分之一處，並自此處開始澆置混凝土至管頂上方四分之一管內徑，範圍介於 10 到 38 公分，形成混凝土拱。混凝土拱寬度至少為管外徑加 20 公分或管外徑加四分之一的管外徑。混凝土座的載重係數在使用鋼筋的條件下介於 3.4~4.8，不使用鋼筋時則為 2.8。

3. 夯實砂礫管床

夯實砂礫管床係將水管裝置於夯實的粒狀土壤上。管底應有一層八分之一管外徑厚，介於 10 到 15 公分之間的夯實粒狀土壤。該粒狀土壤應填到管外徑的二分之一

處，並自此處開始回填至管頂上方 30 公分。夯實砂礫管床的載重係數為 1.9。

4.砂礫管床

砂礫管床係將水管裝置於夯實的粒狀土壤上。管底應有

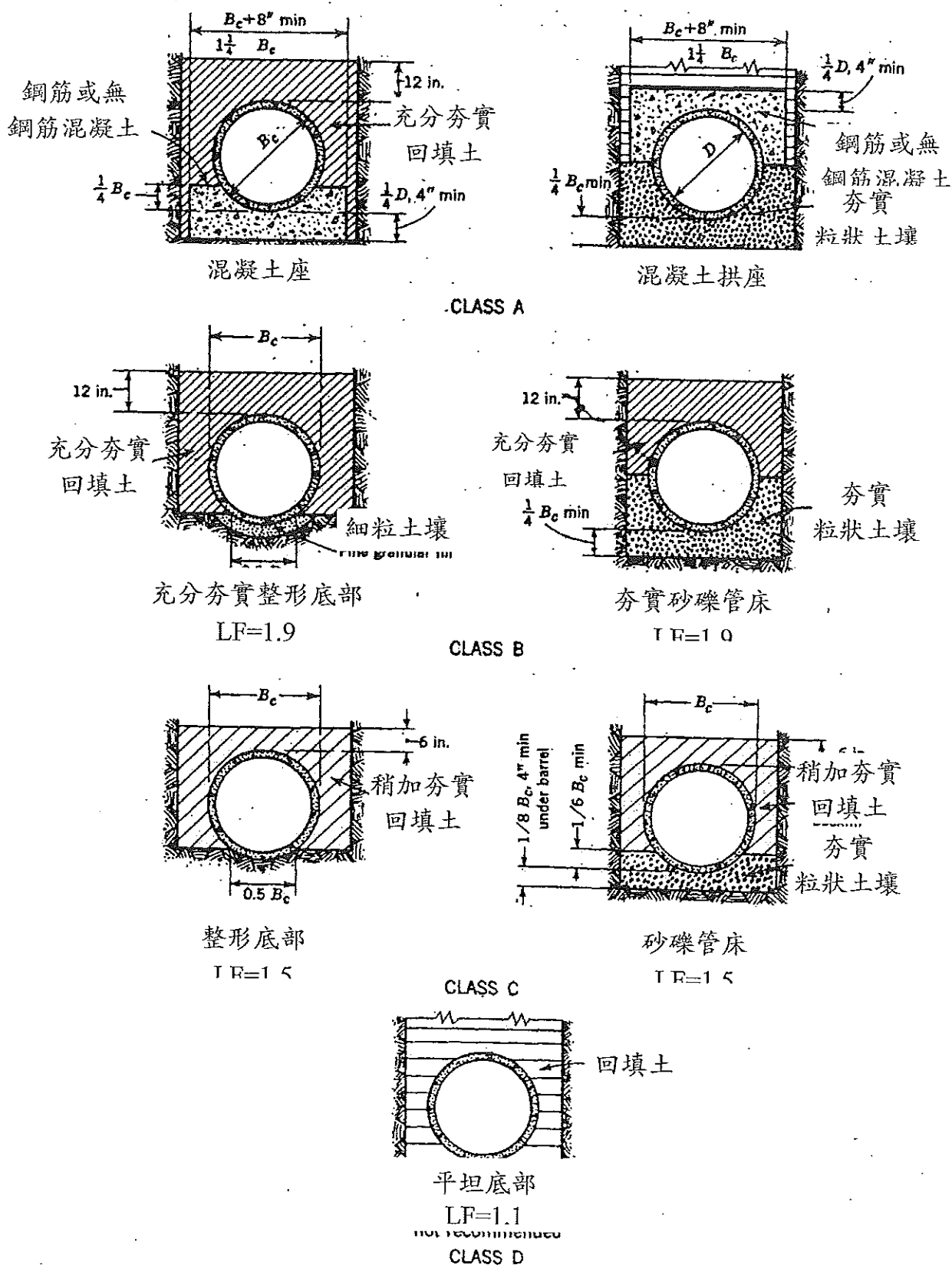


圖 8-2 剛性管常用管床形式

一層八分之一管外徑厚，介於 10 到 15 公分之間的夯實粒狀土壤。該粒狀土壤應填到管外徑的六分之一處，並自此處開始回填至管頂上方 15 公分。砂礫管床的載重係數為 1.5。

5.平坦底部管床

平坦底部管床係以開挖機具將開挖面整平，將水管放置後加以回填，載重係數為 1.1。

8.2.4 剛性管設計例

經水理分析求得所需污水管線之管徑為 $\phi 600\text{mm}$ ，管頂覆土深 5m，施工現場土壤單位重 γ_0 為 16kN/m^3 、內摩擦角 ϕ_0 為 15° ，地下水位距地面 7m。評估現場條件後採用明挖施工，管溝寬度為 1.35m。回填土採用砂，土壤單位重 γ 為 18kN/m^3 、內摩擦角 ϕ 為 30° ，請設計所需管材及基礎。

依剛性管設計程序計算如下：管材採用 C 型接頭鋼筋混凝土厚管，管厚為 87mm、管外徑 B_c 為 774mm、平均管半徑 r 為 343.5mm。

1.計算垂直壓力

(1)採用垂直土壓公式

$$\text{管頂外壓載重 } W_s = \gamma H B_d = 18 \times 5 \times 1.35 = 121.5\text{kN/m}$$

(2)計算活荷重壓力

採用日本下水道管路施設設計の手引計算式，

$$W_L = \frac{2P(1+i)}{C(a+2H \tan \theta)} B_c$$

式中， $P=80\text{kN}$ (採 T-20 後輪載重)

$$C=2.75\text{m}、a=0.2\text{m}、H=5\text{m}、\theta=45^\circ$$

$$i=0.65-0.1 \times 5=0.15$$

可得管頂外壓載重 $W_L=5.08\text{kN/m}$

(3)總和 W_D 與 W_L 可得外壓載重 $W_C=126.58\text{kN/m}$

2.選擇管床形式

由於管線外壓荷重較大，採用 A 級混凝土座加鋼筋。

3.計算載重係數

A 級混凝土座加鋼筋載重係數介於 3.4 至 4.8，為保守計採 3.4。

4.選用適當的安全係數

採用載重係數法，FS 用 1.2，可得

設計強度 $=FS \times \text{外壓載重} / \text{載重係數} = 1.2 \times 126.58 / 3.4 = 44.68\text{kN/m}$

5.選擇適當的管線強度

查 CNS 483 表 3 可知 44.68kN/m 之裂紋強度介於管徑 $\phi 600\text{mm}$ 之三級管 ($=39\text{kN/m}$) 與四級管 ($=60\text{kN/m}$) 之間，故須選用四級管。

8.3 撓性管外壓荷重設計

撓性管設計需將管材與管周回填土視為一體加以考量，即管材之變形與外壓荷重、管剛性及管床之土壤反力模數有關。撓性管的設計程序如下：

- 1.計算外壓荷重；
- 2.選擇管周回填材料與管材；
- 3.檢核管材性能。

8.3.1 撓性管外壓荷重計算

撓性管的垂直土壓與管外徑有關，管外徑越大、土

壓越大。計算撓性管上方垂直土壓力常用的方法有垂直土壓公式與 Marston 公式【11】。

垂直土壓公式用於撓性管時修正為： $W_s = \gamma H B_c$

Marston 公式用於撓性管時修正為： $W_s = C_d \gamma B_c B_d$

由於垂直土壓公式計算結果較 Marston 公式計算之值為大，且較接近長期效應之荷重，故一般設計較常採用垂直土壓公式，而在計算垂直變位的 Spangler's Iowa 公式中的撓度延遲係數(D_1)則可配合使其=1【7】。

活荷重之計算同 8.2.1 節(2)。

8.3.2 土壤反力模數與管剛性

由於撓性管設計首重管材-土壤系統，故需先對管溝開挖有所瞭解。管溝斷面【9】可分為最終回填區與管周回填區兩大部分。最終回填區的施工成果對於日後道路平整度影響較大，若夯實不足將會造成路面沉陷。管周回填區的施工成果則對於管材的變形影響較大，施工不當會造成管材垂直變位過大、縱向變形甚至造成局部剪力破壞。管周回填區由管床、管側腰拱與初始回填區所組成，詳圖 8-3。圖中所示基礎部分係視需要而定，通常當管床下方為泥炭土或其他含多量有機物之土壤，其壓縮性大、支承力小時應將其挖除，另行施作基礎。

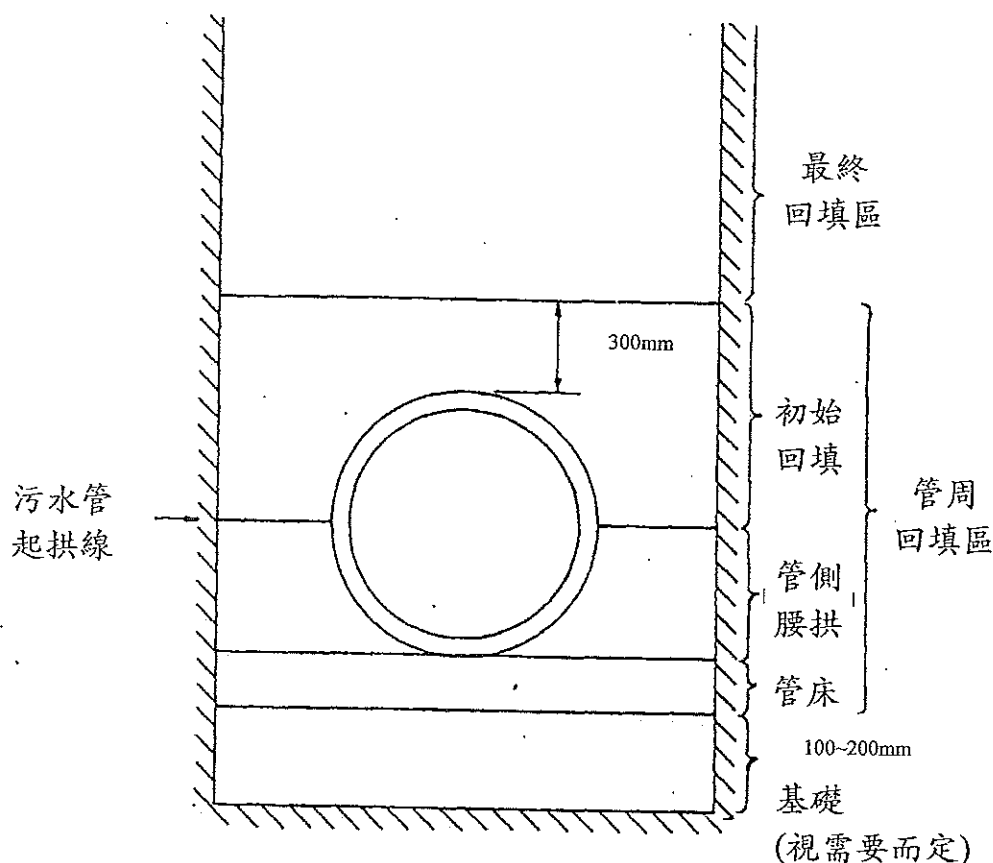


圖 8-3 管溝斷面

進行撓性管設計分析時，外壓荷重主要由管材與管周回填材料共同分擔。在計算垂直變位的 Spangler's Iowa 公式中，係將土壤視為彈性體，土壤反力模數 E' 即為土壤的彈性係數，在相同的外壓荷重作用下，土壤反力模數越大、土壤壓縮量越小。管剛性(PS)為管材的彈性係數，在相同的外壓荷重作用下，管剛性越大，管垂直變位量越小。

土壤反力模數與土壤分類及土壤的夯實度有關，使用於撓性管的回填土反力模數可參考 ASTM D2487。一般回填常用的回填砂依夯實度的不同而異，其土壤反力模數介於 200psi~3,000psi(1.4MPa~21MPa)。若回填料採用碎石，其土壤反力模數則在 1,000psi~3,000psi(7MPa~21MPa)之間。

管剛性(PS)之定義在 ASTM D2412 為造成管內徑變

形的力(F)與管內徑變形量(Δy)的比值，一般為方便實驗，係以管變形量達管內徑 5%為準。管剛性與管材的彈性模數、管厚以及平均管半徑有關，可表示如下：

$$PS = \frac{F}{\Delta y} = \frac{EI}{0.149r^3} = \frac{Et^3/12}{0.149\left(\frac{B_c - t}{2}\right)^3} = \frac{4.47Et^3}{(B_c - t)^3} = \frac{4.47E}{(SDR - 1)^3}$$

式中，PS：管剛性(N/m²)；

F：造成管內徑變形的力(N/m)；

Δy ：變形量(m)；

E：管材彈性係數(N/m²)；

I：管壁慣性矩 $t^3/12$ (m³)；

t：管厚(m)；

r：平均管半徑(m)；

SDR：管外徑(B_c)與管厚(t)的比值。

管剛性可由實驗獲得或由管材的彈性係數、管厚與平均管半徑依公式計算。中國國家標準對於撓性管的相關規定詳表 5-2 與表 5-3，對於其他未規定者可自行計算之，各種管材之材料性質可向管材製造商洽詢，常用管材之材料性質如表 8-5 所示【7】。

表 8-5 常用管材之材料性質參考表

項目 \ 管材		PVCP	HDPEP	ABSP
彈性係數 E	kgf/cm ²	28,000~38,500	7,000	14,000~28,000
	MPa(10 ⁶ N/m ²)	2,800~3,850	700	1,400~2,800
抗拉降伏強度	kgf/cm ²	490	224	175~490

	MPa(10^6N/m^2)	49	22.4	17.5~49
--	---------------------------	----	------	---------

註：HDPEP 之抗拉降伏強度為短期強度。

8.3.3 管材性能檢核

撓性管設計主要除考量變形率外，管材的性能限制與土壓力有關的有管壁挫屈、應變限制、彎曲反轉、過度變位、分層、縱向應力、剪力負荷與疲乏等。其中彎曲反轉、過度變位、分層發生於垂直變位過大時，由於污水管對於垂直變位限制較嚴格，應不致發生。縱向應力、剪力負荷、疲乏則與施工技術及操作維護有關，宜以個案處理。而管壁挫屈與應變限制則可列入一般檢核項目，茲分別說明如下：

1. 垂直變位

撓性管設計時考量變形量有關之項目主要為管材承受載重後之變形率，係垂直變位(Δy)與平均管徑(D_m)的比值，一般以不超過 5% 為原則。垂直變位的計算可採 Spangler's Iowa 公式簡化計算之，主要影響因素有回填土反力模數(E')、管剛性(PS)、撓度延遲係數(D_1)與管床因數(K_b)。

$$\text{變形率} = \frac{\text{垂直變位}(\Delta y)}{\text{平均管徑}(D_m)}$$

$$\Delta y = \frac{D_1 K_b W_c}{0.149 PS + 0.061 E'}$$

式中， D_1 ：撓度延遲係數，

若土壓荷重採用 Marston 公式計算時介於 1.25 ~ 1.50，若採用垂直土壓公式計算時則為 1；

K_b ：管床因數，介於 0.083~0.110；

W_c ：外壓荷重(N/m)；

E' ：回填土反力模數(N/m^2)；

PS：管剛性(N/m^2)。

2. 管壁挫屈

管壁挫屈可能發生於剛性不足的條件下，由於管內部真空、管外水壓或夯實土壤中的高土壓所造成。撓度越高的管材越容易發生管壁挫屈。容許管壁挫屈應力 q_a 之計算式為：

$$q_a = \frac{1}{FS} (32R_w B' E' \frac{EI}{D^3})^{1/2}$$

式中， q_a ：容許管壁挫屈應力(N/m^2)；

D ：管徑(m)；

FS：安全因數，當 $H/D \geq 2$ ， $FS=2.5$ ；

當 $H/D < 2$ ， $FS=3.0$ ；

(H 為管頂覆土深，m)；

R_w ：水浮力因素， $R_w=1-0.33h_w/H$ ， $0 \leq h_w \leq H$ ，

(h_w ：管頂水面高，m)；

B' ：彈性支撐經驗因素， $B' = \frac{4(H^2 + DH)}{1.5(2H + D)^2}$ ；

E' ：回填土彈性模數(N/m^2)。

如符合下列條件時，則不會發生管壁挫屈現象：

$$\gamma_w h_w + R_w \frac{W_s}{D} + P_v \leq q_a$$

或

$$\gamma_w h_w + R_w \frac{W_s}{D} + \frac{W_L}{D} \leq q_a$$

式中， q_a ：容許管壁挫屈應力(N/m^2)；

h_w ：管頂水面高(m)；

γ_w ：水單位重(N/m^3)；

P_v ：內部真空壓力(N/m^2)；

W_s ：垂直土壓荷重(N/m)；

W_L ：活荷重(N/m)。

3.應變限制

應變限制的種類有垂直變位造成的彎曲應變、垂直土壓造成的環向壓縮應變、內壓力造成的環向應變以及縱向應變與柏松效應造成的柏松(Poisson)圓周應變。其中以彎曲應變最大，其他三種較小。彎曲應變與垂直變形有關，垂直變形量越大，彎曲應變越大，由於設計時通常會對垂直變形量設定限值，因此也控制了彎曲應變，其各別計算公式如下：

(1)彎曲應變：

$$\varepsilon_b = \pm \frac{t}{D} \times \frac{3\Delta y}{D - 2\Delta y}$$

或可採另一個較簡化的公式計算，

$$\varepsilon_b = 6 \frac{t}{D} \times \frac{\Delta y}{D}$$

式中， ε_b ：管壁中由於環向彎曲造成的最大應變；

t ：管壁厚度(m)；

D ：管徑(m)；

Δy ：垂直管徑減少量(m)。

(2)環向壓縮應變

$$\varepsilon_c = \frac{W_c}{2tE}$$

(3)環向應變

$$\varepsilon_p = \frac{pD}{2tE}$$

(4)柏松(Poisson)圓周應變

$$\varepsilon = -\nu (\text{縱向應變})$$

上三式中， W_c ：垂直壓力(N/m)；

E ：管材彈性係數(N/m²)；

t ：管壁厚度(m)；

D ：管徑(m)；

p ：管內壓(N/m²)；

ν ：柏松(Poisson)比。

8.3.4 撓性管設計例

經水理分析求得所需污水管線管徑 ϕ 500mm，管頂覆土深 5m，施工現場土壤之單位重 γ_0 為 16kN/m³、內摩擦角 ϕ_0 為 15°，地下水位距地面 3m。評估現場條件後採用明挖施工，管溝寬度為 1.35m。回填土採用砂，土壤單位重 γ 為 18kN/m³、內摩擦角 ϕ 為 30°，請設計所需管材及管溝斷面。

依撓性管設計程序計算如下：

1.計算垂直壓力

先假設管外徑 $B_c=520\text{mm}=0.52\text{m}$

(1)採用垂直土壓公式

管頂土壓力 $W_s=\gamma H B_c=18\times 5\times 0.52=46.8\text{kN/m}$

(2)計算活荷重壓力

採用日本下水道管路施設設計の手引計算式

$$W_L = \frac{2P(1+i)}{C(a+2H\tan\theta)} B_c$$

式中， $P=80\text{kN}$ (採用 T-20 後輪載重)

$C=2.75\text{m}$ 、 $a=0.2\text{m}$ 、 $H=5\text{m}$ 、 $\theta=45^\circ$ 、

$i=0.65-0.1\times 5=0.15$

可得管頂活荷重 $W_L=3.41\text{kN/m}$

(3)總和 W_D 與 W_L ，可得外壓載重 $W_C=50.21\text{kN/m}$

2.選擇管周回填材料

考量管溝施工夯實不易，且在地下水位低於管床的條件下，管周回填區採用砂。

3.計算土壤反力模數

砂土反力模數 E' 介於 $1.4\text{MPa}\sim 21\text{MPa}$ ，

為保守計採用 $1.4\text{MPa}=1,400\text{ kN/m}^2$ 。

4.計算管剛性

垂直變位計算採 Spangler's Iowa 公式：

$$\Delta y = \frac{D_1 K_b W_C}{0.149PS + 0.061E'}$$

式中， W_C 為單位管長之管頂承受土壓、 $D_1=1$ 、

K_b 採用 0.110

取 $\Delta y=0.05B_C$ ，可求得需要之管剛性

$$PS = \frac{2.2W_C/B_C - 0.061E'}{0.149} = \frac{2.2 \times 50.21/0.52 - 0.061 \times 1400}{0.149} \\ = 852.5\text{kN/m}^2$$

採用 PVC-P 之 B 管，管外徑 $\phi 520\text{mm}$ (與假設相同)， $E=2,800\text{MPa}= 2,800,000\text{kN/m}^2$ ，管厚 25.3mm、 $SDR=20.55$ 、平均管徑 494.7mm，將 E 及 SDR 代入下列式中：

$$PS = \frac{4.47E}{(SDR-1)^3} = \frac{4.47 \times 2800000}{(20.55-1)^3} = 1,675\text{kN/m}^2 > 852.5\text{kN/m}^2$$

O.K.

5.檢核變形率

將 $W_C=50.21\text{ kN/m}$ 、 $D_1=1$ 、 $K_b=0.11$ 、 $PS=1,675\text{ kPa}$

代入 Spangler's Iowa 公式中，

可求得 $\Delta y=0.0165\text{m}=16.5\text{mm}$

變形率 $=16.5/494.7=0.033 < 0.05$ O.K.

另由活荷重 $W_L=3.41\text{kN/m}$ 產生之垂直變形量：

$\Delta y_L=1.2\text{mm}$ ，其變形率 $=1.2/494.7=0.0024$ ，

此值甚小，故不致發生車輛荷重之反覆作用而破壞道路路面之情事。

6.檢核管壁挫屈

利用下列公式：

$$q_a = \frac{1}{FS} (32R_w B' E' \frac{EI}{D^3})^{1/2}$$

式中，FS：因 $H/D=5/0.4947=10.1 \geq 2$ ， $\therefore FS=2.5$

$$R_w = 1 - 0.33h_w/H = 1 - 0.33 \times (5-3)/5 = 0.868$$

$$B' = \frac{4(H^2 + DH)}{1.5(2H + D)^2} = \frac{4 \times (5^2 + 0.4947 \times 5)}{1.5 \times (2 \times 5 + 0.4947)^2} = 0.665$$

$$E' = 1.4\text{MPa}$$

$$E = 2,800\text{MPa}$$

$$I = t^3/12 = 1349.5\text{mm}^3 = 1.35 \times 10^{-6}\text{m}^3$$

$$\text{可得 } q_a = 0.359\text{MPa} = 359\text{kN/m}^2$$

如符合下列條件時，則不會發生管壁挫屈現象：

$$\gamma_w h_w + R_w \frac{W_s}{D} + \frac{W_L}{D} \leq q_a$$

式中， $\gamma_w=10\text{ kN/m}^3$ 、 $h_w=2$ 、 $R_w=0.868$

$$W_s/D = 46.8/0.4947 = 94.6\text{kN/m}^2$$

$$W_L/D = 3.41/0.4947 = 6.89\text{ kN/m}^2$$

可得 $109\text{ kN/m}^2 < 359\text{ kN/m}^2$ ，

$\therefore$ 不會發生管壁挫屈，O.K.

7.檢核應變限制

容許抗拉降伏強度之安全因數採用 1.5，

抗拉降伏強度為 $49,000\text{ kN/m}^2$ ，

故容許抗拉降伏強度為 $32,667 \text{ kN/m}^2$ 。

計算彎曲應變如下：

$$\varepsilon_b = 6 \frac{t}{D} \times \frac{\Delta y}{D} = 6 \times \frac{25.3}{494.7} \times \frac{16.5}{494.7} = 0.01023$$

將彎曲應變乘上彈性係數 $2,800,000 \text{ kN/m}^2$ 後可得
承受之彎曲拉應力 $= 28,644 \text{ kN/m}^2 < \text{容許抗拉降伏強度}$
 $32,667 \text{ kN/m}^2$ ，O.K.

(I)

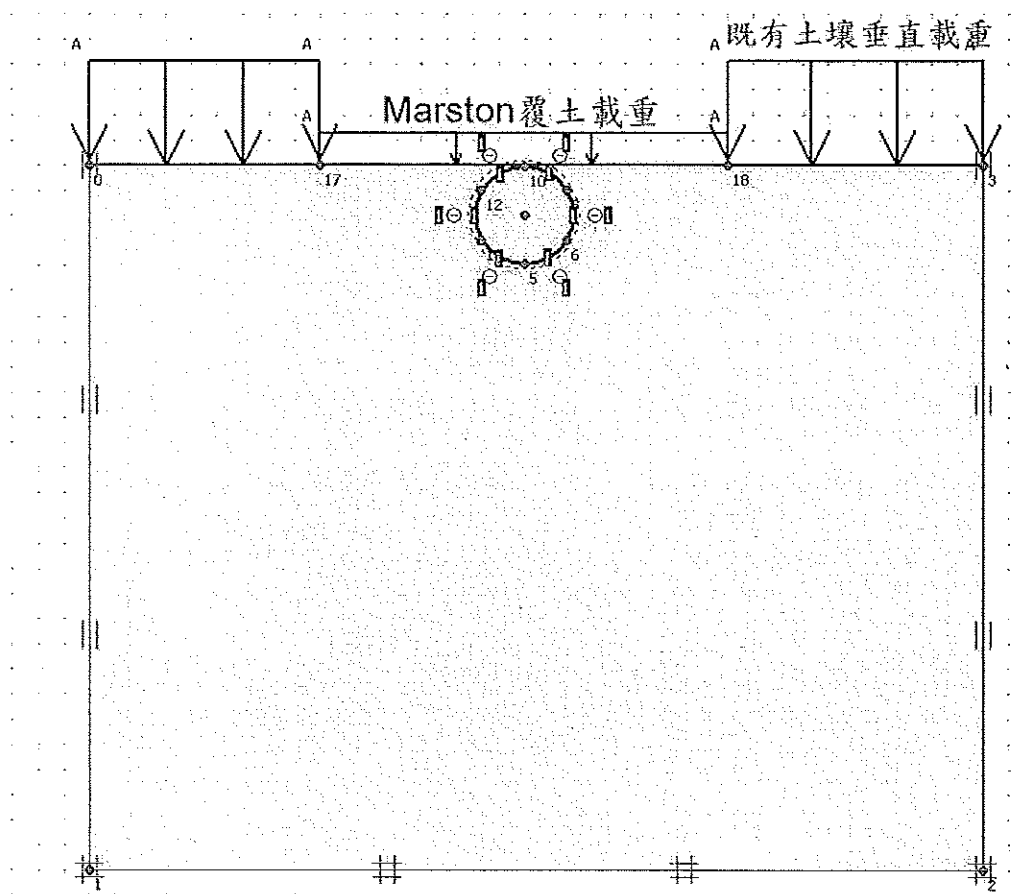
使用 Marston 公式模擬明挖埋管，作用於管體之覆土垂直均佈載重 W_1

$$\text{塑化管 } W_1 = \frac{C_d \gamma B_c B_d}{B_c} \quad \text{溝式載重係數 } C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu'(H/B_d)}}{2K\mu'}$$

載重如下：

覆土深度	既有土壤 覆土載重	車載重	Marston 覆土載重		
			200 管	300 管	400 管
3m	55.86	12.4	32.77	34.48	35.92
6m	111.72	4.91	43.64	47.41	50.81
9m	167.58	3.13	47.25	54.26	56.96

(單位：kn/m²)



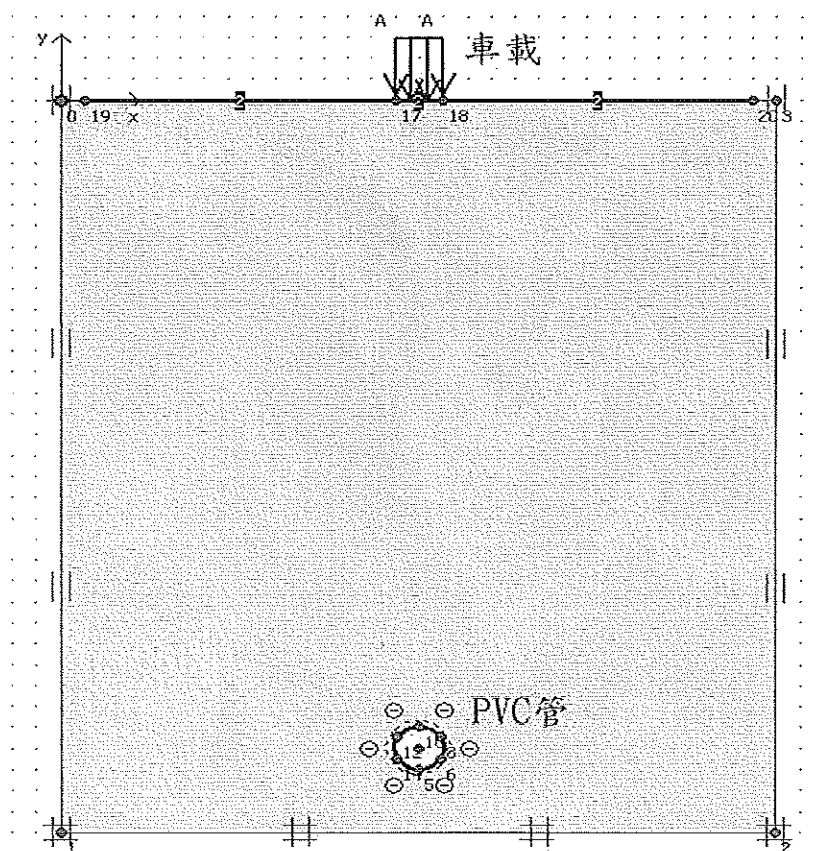
以 Plaxis 有限元素分析軟體運算， $\phi 200\text{mm}$ 、 $\phi 300\text{mm}$ 、 $\phi 400\text{mm}$ PVC 管埋入深度各為 3m、6m、9m，其分析結果如下：

標稱管徑 (薄管)	管徑(m)	變型量 U(10 ³ m)			變型率(%)		
		3m	6m	9m	3m	6m	9m
200 管	0.210	0.816	1.003	1.201	0.39	0.48	0.57
300 管	0.309	1.211	1.617	2.030	0.39	0.52	0.66
400 管	0.408	1.617	2.181	3.149	0.40	0.53	0.77

其中 變型率(%)=(變形量 U/管徑)*100%

(II)

以 Plaxis 有限元素分析軟體運算， $\phi 200\text{mm}$ 、 $\phi 300\text{mm}$ 、 $\phi 400\text{mm}$ PVC 厚管推管埋入深度各為 3m、6m、9m 之受力變形之行爲：

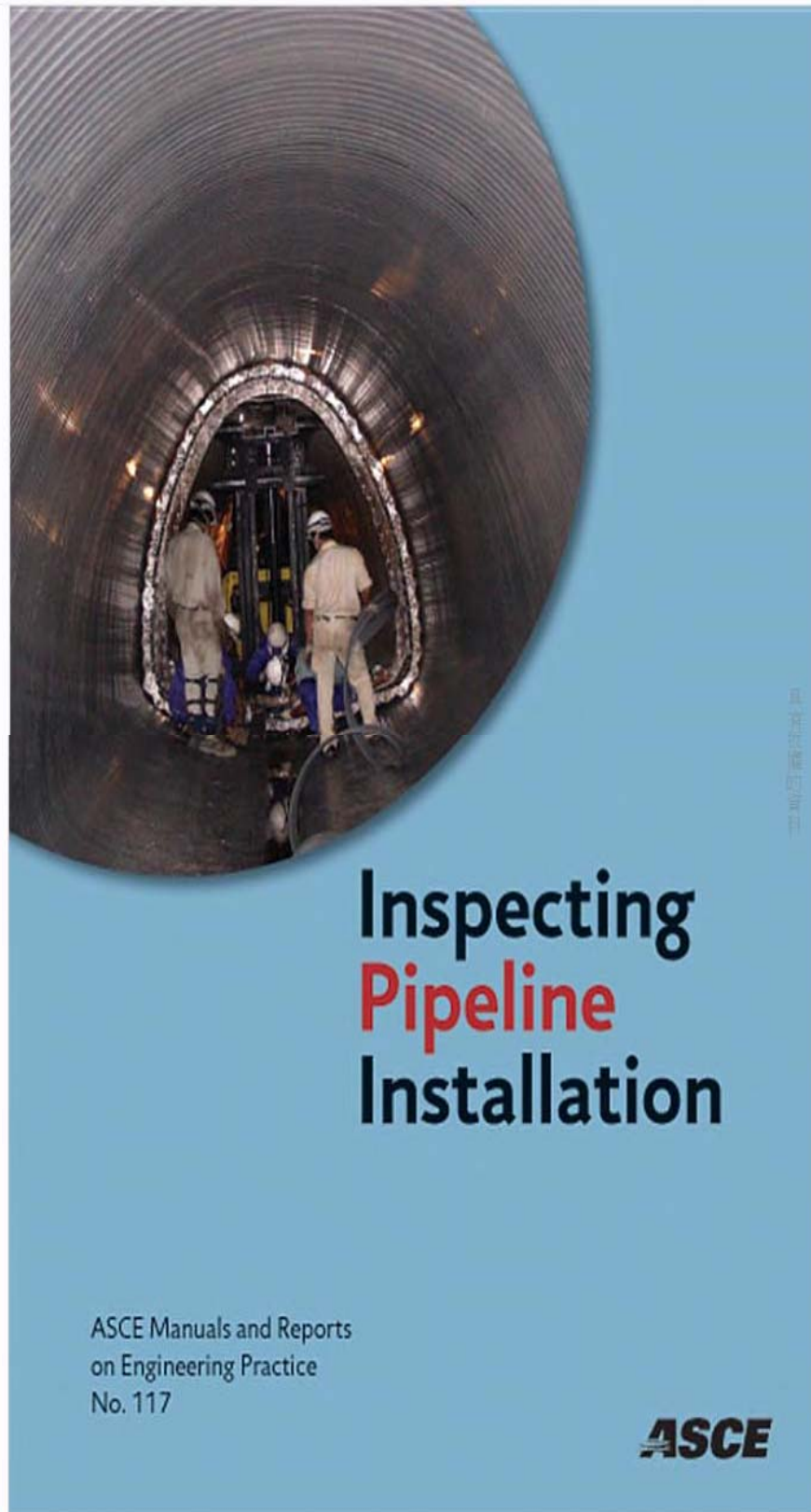


車載為 260 kn/m^2 ，加載於 PVC 管上方深度為 0 處，加載長度 0.2m(車輪接地長)。

分析結果如下表：

標稱管徑	管徑(m)	變型量 $U(10^3\text{m})$			變型率(%)		
		3m	6m	9m	3m	6m	9m
200 管	0.206	0.443	0.478	0.520	0.22	0.23	0.25
300 管	0.303	0.583	0.666	0.763	0.19	0.22	0.25
400 管	0.400	0.788	0.825	0.811	0.20	0.21	0.20

其中 變型率(%)=(變形量 U /管徑)*100%



2.8 PIPE STIFFNESS

When a pipe is placed on the final grade and surrounded by bedding and backfill material, gravity loads from soil bearing on the pipe barrel deform the shape of the pipe to a variable degree. This deformation is determined by the physical rigidity of the barrel. A measurement devised to define this type of pipe barrel rigidity is known as the *pipe stiffness*.

Stiffness is a physical property of the pipe barrel that describes how much force is needed to deform the cylinder of the pipe barrel by a unit deformation. As a pipe property, stiffness expresses the relative degree that the pipe barrel contributes to resisting deformation. As the pipe stiffness decreases, the soil material bearing on the pipe sidewall must develop increased strength or resistance to compensate for the sideways pipe deformation.

Pipe stiffness for plastic pipe is measured using a the standard ring deflection test, *ASTM D 2412*, "Standard Test Method for Determination of External Loading Characteristics of Plastic Pipe by Parallel-Plate Loading." *ASTM D 2412* is similar to the "three-edged bearing test" used for concrete and clay pipe. The sample length of pipe is pressed between two parallel plates, and the force required to deflect the pipe to a given percentage of the diameter (generally 5%) is determined. The value for the pipe stiffness is written as the force per distance deflected per unit length of pipe. The units are pounds/length/length, or pounds per square inch (psi). This unit is not the same as the common unit used for intensity of stress. For gravity-flow plastic pipes, the pipe manufacturer should be required to furnish a copy of the *ASTM D 2412* pipe stiffness test results to the engineer prior to delivery of pipe.

Pipe stiffness is important for evaluating the backfill materials and relative compaction required for pipes made with a flexible barrel, such as a steel pipe or a plastic pipe such as polyethylene (PE), high-density polyethylene (HDPE), fiberglass-reinforced plastic (FRP), or polyvinyl chloride (PVC). The pipe manufacturer's technical literature may indicate the value for the *ASTM D 2412* stiffness of their pipe. Most specifications for flexible plastic pipe will require a minimum pipe stiffness to be used

for the project. Flexible pipe may be classified by the level of *ASTM D 2412* pipe stiffness as follows:

- Ultra-low stiffness pipe has effective stiffness less than 10 psi (70 kPa)
- Very flexible pipe has effective stiffness less than 36 psi (250 kPa)
- Semi-flexible pipe has effective stiffness of 36 to 150 psi (250 kPa to 1,000 kPa)
- Semi-rigid pipe has stiffness greater than 150 psi (greater than 1,000 kPa)

The stiffness of thick-walled pipe may exceed 7,000 psi (48,263 kPa), so the term "stiffness" is not used when referring to this material.